

PROJETOS DE INFRAESTRUTURA COM

Geossintéticos

— Décima edição —



Geosoft®

Para **Wavin**, é um orgulho entregar para a Engenharia a nova versão do Geosoft, livro de Engenharia "Projeto de Infraestrutura com Geossintéticos" 10ª edição e Software V4.0. Nessas ferramentas completas consolidamos toda a nossa experiência e conhecimento, mudando a forma de realizar projetos de infraestrutura.

Contribuímos para a conservação do planeta, é por isto que a nova versão do Geosoft te entregamos digitalmente para ajudar a reduzir o desmatamento das florestas.

Lembre-se que, com nossas soluções, queremos ajudar a construir ambientes saudáveis e sustentáveis.





ÍNDICE DE Conteúdo

Capítulos	Pág
Prólogo	18
Capítulo 1 Introdução aos Geossintéticos	21
1.1 Introdução	22
1.2 Separação e estabilização	23
1.3 Sistemas de subdrenagem	24
1.4 Reforço de estradas	25
1.5 Estruturas de contenção	25
1.6 Controle de erosão	26
1.7 Pavimentação e repavimentação	27
1.8 Sistemas de impermeabilização	28
1.9 Geoland	29
Capítulo 2 Tipos de Geossintéticos, controle de qualidade e ensaios	31
2.1 Introdução	32
2.2 Tipos de Geossintéticos	32
2.2.1 Geotêxteis	32
2.2.1.1 Classificação segundo a composição	33
2.2.1.2 Classificação segundo o método de fabricação	33
2.2.1.2.1 Geotêxtil Tecido	36
2.2.1.2.2 Geotêxtil Não Tecido	38
2.2.2 Geogrelhas Extrudadas	40
2.2.2.1 Geogrelhas Extrudadas Uniaxiais	41
2.2.2.2 Geogrelhas Extrudadas Biaxiais	42
2.2.2.3 Processo de fabricação	42
2.2.3 Geogrelha de Fibra de Vidro	43
2.2.3.1 Processo de fabricação	44

2.2.4 Geocompostos drenantes.....	44
2.2.4.1 Geocompostos	45
2.2.4.1.1 Geocomposto drenante Planar.....	45
2.2.4.1.2 Geocomposto drenante Vial	46
2.2.4.1.3 Processo de fabricação.....	47
2.2.4.2 ExtraDren.....	48
2.2.5 Geomembranas.....	49
2.2.5.1 Processo de fabricação	50
2.2.6 Mantos para o Controle de Erosão.....	51
2.2.6.1 Mantos Temporários.....	51
2.2.6.2 Mantos Permanentes.....	53
2.2.7 Geocélulas.....	54
2.3. Controle de qualidade e ensaios de laboratório.....	55
2.3.1 Controle de parâmetros na produção.....	55
2.3.2 Valor mínimo médio por rolo	56
2.3.3 Certificação GAI LAP	58
2.3.4 Ensaios dos Geossintéticos.....	59
2.3.4.1 Método para determinação para a carga de ruptura e o alongamento dos Geotêxteis (método GRAB) ASTM D-4632	59
2.3.4.2 Método para a determinação da resistência de rasgo trapezoidal de Geotêxteis ASTM D-4533.....	61
2.3.4.3 Método para a determinação da permeabilidade à água dos Geotêxteis por meio da permissividade ASTM D-4491.....	63
2.3.4.4 Método de teste padrão para determinar a espessura nominal de Geotêxteis e Geomembranas ASTM D-5199.....	66
2.3.4.5 Método padrão para a determinação do tamanho de abertura aparente (TAA) de um Geotêxtil ASTM D-4751.....	67
2.3.4.6 Método de ensaio para medir a deterioração de	

Geotêxteis à exposição de luz ultravioleta e água (aparelho do tipo arco de xenônio) ASTM D-4355.....	69
2.3.4.7 Método padrão para determinar a retenção de asfalto de Geotêxteis utilizados em repavimentações asfálticas ASTM D-6140.....	70
2.3.4.8 Método padrão para medir a massa por unidade de área de Geotêxteis ASTM D-5261.....	71
2.3.4.9 Método de ensaio padrão para determinar a resistência ao puncionamento estático de Geotêxteis usando um pistão de teste de 50 mm de diâmetro ASTM D-6241.....	73
2.3.4.10 Método de ensaio padrão para determinar o coeficiente de interação solo - Geossintético e Geossintético - Geossintético pelo método de cisalhamento direto ASTM D 5321 - 02.....	75
2.3.4.11 Método de ensaio para determinar a taxa de fluxo e a transmissividade hidráulico de um Geossintético utilizando uma carga constante ASTM D4716-03.....	77
2.3.4.12 Medida do potencial de colmatção de um sistema solo-Geotêxtil para a variação do gradiente hidráulico ASTM D 5101 - 90.....	79
Capítulo 3 Generalidades de projeto	80
3.1 Projeto.....	81
3.1.1 Fatores de redução para Geossintéticos em separação e reforço.....	82
3.1.2 Fatores de redução para Geotêxteis em aplicações de drenagem.....	85
3.1.3 Fatores de redução para Geocompostos em aplicações de drenagem.....	88
3.2 Normativa internacional.....	89
3.2.1 Colômbia.....	90
3.2.2 Peru.....	91

3.2.3 México	91
3.2.4 Panamá	92
3.2.5 Costa Rica	92
3.2.6 Argentina	93
3.2.7 Brasil	95
3.2.8 Equador.....	96
3.2.9 Chile	97
3.3 Bibliografia	98
Capítulo 4 Estabilização de subleito	99
4.1 Generalidades	100
4.2 Introdução	101
4.2.1 Antecedentes.....	101
4.2.2 Benefícios do Geotêxtil	101
4.3 Funções do Geotêxtil.....	102
4.3.1 Separação	102
4.3.2 Estabilização	103
4.4 Funções da Geogrelha.....	106
4.4.1 Mecanismos de reforços gerados por Geogrelhas.....	106
4.4.2 Reforço de subleitos.....	109
4.5 Funções da Geocélula.....	110
4.6 Metodologia de projeto Geotêxtil e Geogrelha.....	113
4.6.1 Introdução	113
4.6.2 Avaliação de cargas.....	114
4.6.3 Relação de módulos de material granular e subleito	115
4.6.4 Esforços sobre o solo do subleito	116
4.7 Metodologia de projeto com Geocélula.....	119
4.7.1 Introdução.....	119
4.7.2 Aproximações iniciais de Projeto.....	119
4.7.3 Desenvolvimento da Metodologia de Projeto.....	120
4.8 Exemplos de projeto	127
4.9 Conclusões.....	134
4.10 Bibliografia.....	135

Capítulo 5 Separação de subleitos com Geotêxteis em vias	136
5.1 Generalidades.....	137
5.2 Introdução.....	137
5.3 Metodologia de projeto.....	139
5.3.1 Generalidades.....	139
5.3.2 Resistência à tração (GRAB).....	140
5.3.3 Resistência ao puncionamento.....	142
5.3.4 Critério de retenção (TAA).....	144
5.3.5 Critério de permeabilidade.....	145
5.3.6 Critério de sobrevivência.....	146
5.4 Exemplo de projeto.....	147
5.5 Exemplo de relação custo-benefício.....	153
5.6 Separação em ferrovias.....	158
5.6.1 Metodologia de Projeto.....	158
5.7 Bibliografia.....	160
Capítulo 6 Reforço em vias com Geogrelhas Biaxiais Extrudadas	161
6.1 Generalidades.....	162
6.2 Introdução.....	162
6.3 Mecanismos de reforços gerados por Geogrelhas.....	163
6.3.1 Confinamento lateral da base ou sub-base.....	163
6.3.2 Melhoramento da capacidade de carga.....	164
6.3.3 Membrana tensionada.....	164
6.4 Tipos de Geogrelhas.....	166
6.5 Metodologia.....	167
6.5.1. Método AASHTO para pavimentos flexíveis.....	168
6.5.1.1 Coeficiente de camada ai.....	169
6.5.1.2 Coeficiente de drenagem mi.....	170
6.5.2 Ensaio em escala real de uma estrutura reforçada com Geogrelha Biaxial Extrudada.....	171
6.6 Método AASHTO para projeto de pavimentos flexíveis reforçados com Geogrelhas Extrudadas.....	176
6.7 Exemplo de projeto.....	177

6.8 Bibliografia	182
Capítulo 7 Reforço de estruturas de pavimentos com Geocélulas	183
7.1 Generalidades.....	184
7.2 Mecanismos de reforço da Geocélula.....	184
7.2.1 Efeito de Confinamento.....	186
7.2.2 Efeito distribuição de esforços.....	186
7.2.3 Membrana tensionada	187
7.3 Metodologia de projeto.....	188
7.3.1 Modificação de Módulos com Geocélula.....	190
7.3.2 Determinação do MIF (Modulus Improvement Factor).....	191
7.3.2.1 Modelo do Solo - Modelo Hiperbólico de Duncan	193
7.3.2.2 Efeitos da compactação no reforço com a Geocélula.....	195
7.3.2.3 Trajetória de esforços.....	198
7.3.2.4 Condições especiais para a determinação do MIF	201
7.3.2.5 Gráficos do MIF (Modulus Improvement Factor).....	201
7.3.3 Inclusão do Valor do MIF na Metodologia de projeto de Pavimentos	205
7.3.4 Procedimento de projeto	209
7.4 Exemplo de projeto.....	212
7.5 Procedimento construtivo.....	225
7.6 Bibliografia.....	230
Capítulo 8 Pavimentação e repavimentação	231
8.1 Antecedentes.....	232
8.2 Categorias de danos em pavimentos flexíveis.....	233
8.2.1 8.2.1 Deteriorações de tipo estrutural.....	234
8.2.2 Deteriorações na superfície	235
8.2.3 Outras Deteriorações.....	237
8.3 Trincas na superfície.....	237
8.3.1 Trincas por fadiga.....	238
8.3.2 Trincas por retração	239
8.3.3 Trincas por envelhecimento.....	240
8.3.4 Trincas por reflexão	240

8.4	Sistemas antirreflexão de trincas com Geossintéticos.....	242
8.4.1	Geotêxtil Não Tecido de polipropileno para repavimentação.....	243
8.4.1.1	Barreira impermeabilizante.....	244
8.4.1.2	Membrana Amortizadora de Esforços.....	245
8.4.2	Geogrelhas de Fibra de Vidro.....	247
8.4.2.1	Ampliação de vias.....	250
8.4.3	Geogrelhas Tecidas de poliéster.....	251
8.4.4	Camadas intermediárias de alívio de tensões - SAMI.....	253
8.5	Asfaltos e emulsões.....	253
8.5.1	Cimento asfáltico.....	253
8.5.2	Asfaltos líquidos.....	256
8.5.3	Emulsões asfálticas.....	256
8.5.4	Asfaltos modificados.....	257
8.5.4.1	Polímeros.....	257
8.5.4.2	Modificação de asfaltos.....	258
8.6	Seleção do Geossintético para repavimentação.....	260
8.6.1	Propagação de trincas existentes.....	261
8.6.2	Escolha do Geossintético.....	262
8.6.3	Avaliação econômica.....	266
8.7	Processo construtivo e instalação de Geossintéticos.....	269
8.7.1	Guia de instalação de Geotêxteis para Repavimentação REPAV.....	269
8.7.2	Guia de instalação de Geogrelha de Fibra de Vidro para Repavimentação.....	278
8.8	Bibliografia.....	288
	Capítulo 9 Sistemas de subdrenagem para vias com filtro francês.....	289
9.1	Generalidades.....	290
9.2	Introdução.....	290
9.3	Metodologia de projeto de subdrenagem.....	293
9.3.1	Condições de fluxo.....	293
9.3.2	Estimativa da vazão de do projeto.....	294
9.3.3	Dimensionamento da seção transversal.....	297

9.3.4 Seleção do Geotêxtil como filtro.....	300
9.4 Exemplo de projeto.....	308
9.5 Exemplo de relação benefício - durabilidade.....	312
9.6 Bibliografia.....	316
Capítulo 10 Sistemas de subdrenagem com Geocompostos de drenagem.....	317
10.1 Generalidades.....	318
10.2 Introdução.....	318
10.3 Metodologia de projeto com Geocompostos de drenagem.....	323
10.3.1 Locais onde se requer captar os fluídos.....	323
10.3.1.1 Drenagem em estradas.....	324
10.3.1.2 Drenagem em estrutura de concreto e prediais.....	325
10.3.1.3 Drenagem em campos esportivos.....	325
10.3.1.4 Dreno em aterros sanitários.....	329
10.3.2 Estimativa da vazão de projeto.....	330
10.3.2.1. Vazão por infiltração.....	331
10.3.2.2. Vazão por rebaixamento do nível freático.....	332
10.3.2.3 Vazão por infiltração em taludes e escoamento superficial.....	333
10.3.2.4. Vazão total de projeto.....	333
10.3.3 Avaliação do Geotêxtil a ser utilizado no Geocomposto drenante.....	334
10.3.3.1. Critério de retenção (TAA).....	334
10.3.3.2. Critério de permeabilidade.....	335
10.3.3.3. Critério de colmatação.....	336
10.3.3.4. Critério de durabilidade.....	337
10.3.4 Cálculo hidráulico para a escolha do Geocomposto.....	337
10.3.4.1. Avaliação segundo a permissividade do sistema.....	337
10.3.4.2. Avaliação da condução da água no plano do Geocomposto.....	339
10.3.4.3. Esforços normal sobre o Geocomposto.....	340
10.3.4.4. Gradiente Hidráulico (i).....	341

10.3.5 Sistema de evacuação de líquidos captados pelo Geocomposto	343
10.4 Exemplos de projeto.....	344
10.4.1 Sistemas de subdrenagem em uma estrada.....	344
10.4.2 Sistema de subdrenagem em um campo esportivo.....	349
10.4.3 Drenagem para um muro de contenção	360
10.4.4 Sistemas de Subdrenagem em Predial (1).....	366
10.4.5 Sistemas de Subdrenagem em Predial (2).....	368
10.5 Exemplo de relação custo-benefício.....	372
10.6 Bibliografia	374
Capítulo 11 Muros em solo reforçado	375
11.1 Generalidades.....	376
11.2 Projeto de Muro em Solo Reforçado.....	377
11.2.1 Variáveis de entrada.....	379
11.2.2 Estados limite de resistência ou condições de projeto para um muro em solo reforçado.....	382
11.2.2.1 Estado limite de resistência - condição estática.....	382
11.2.2.2 Estado limite evento extremo I - Condição pseudo - estática.....	382
11.2.3 Fatores de estabilidade na Metodologia WSD.....	382
11.2.4 Fatores de carga e fatores de resistência na metodologia LRFD.....	383
11.2.5 Projeto por estabilidade interna de um Muro em solo reforçado.....	384
11.2.5.1 Projeto por estabilidade interna em condição de evento extremo I.....	395
11.2.5.2 Materiais de aterro para muros em solo reforçado.....	396
11.2.6 Projeto por estabilidade externa de um Muro em solo reforçado.....	399
11.2.6.1 Deslizamento	399
11.2.6.2 Tombamento e excentricidade.....	402
11.2.6.3 Capacidade de Carga.....	402

11.2.7 Projeto por estabilidade global ou composta.....	405
11.2.8 Sistema de drenagem interno e externo.....	407
11.2.9 Proteção e/ou fachada.....	408
11.3 Exemplo de projeto.....	413
11.3.1 Análise de estabilidade interna.....	414
11.3.2 Análise de estabilidade externa.....	418
11.3.2.1 Deslizamento.....	420
11.3.2.2 Tombamento.....	422
11.3.2.3 Capacidade de Carga.....	424
11.4 Bibliografia.....	426
Capítulo 12 Aterros ou taludes reforçados.....	428
12.1 Generalidades.....	429
12.2 Introdução.....	430
12.2.1 Antecedentes.....	430
12.2.2 Benefício dos Geotêxteis na construção de aterros reforçados.....	431
12.3 Considerações de projeto.....	434
12.4 Procedimento de projeto.....	435
12.4.1 Estabelecer as dimensões geométricas e condições de carga.....	435
12.4.2 Conhecer o perfil estratigráfico do solo de fundação, e determinar as propriedades geotécnicas.....	436
12.4.3 Estabelecer as propriedades geomecânicas do solo que será utilizado para a conformação do aterro.....	437
12.4.4 Estabelecer os parâmetros de projeto do Geotêxtil de reforço.....	438
12.4.5 Análise de estabilidade dos taludes do aterro sem reforço.....	439
12.4.6 Projeto do reforço necessário para a estabilidade do talude.....	441
12.4.7 Verificação da estabilidade externa.....	444
12.5 Exemplo de projeto.....	447
12.6 Bibliografia.....	453
Capítulo 13 Reforço de aterros sobre solos moles.....	454

13.1 Introdução.....	455
13.2 Considerações de projeto.....	456
13.3 Metodologia de projeto.....	458
13.3.1 Estabelecer as dimensões geométricas, condições de carga, tempo de construção e condições ambientais.....	458
13.3.2 Estabelecer o perfil estratigráfico, as propriedades geomecânicas do solo de fundação e as condições do nível freático.....	458
13.3.3 Obter as propriedades geomecânicas do solo que será utilizado para a construção do aterro.....	459
13.3.4 Estabelecer os parâmetros de projeto do Geotêxtil de reforço.....	459
13.3.4.1. Resistência à tração disponível.....	459
13.3.4.2. Comprimento de ancoragem.....	460
13.3.5 Verificação por capacidade de carga.....	461
13.3.6 Verificação de falha rotacional de base.....	464
13.3.7 Verificação por escorregamentos laterais.....	466
13.3.7.1. Escorregamento lateral do talude sobre o Geotêxtil.....	466
13.3.7.2. Falha do Geotêxtil e escorregamento lateral do talude.....	467
13.3.8 Expulsão do solo mole.....	467
13.3.9 Recalques.....	468
13.4 Reforço de aterros sobre solos moles com Geocélula.....	471
13.5 Exemplo de projeto.....	473
13.6 Bibliografia.....	477
Capítulo 14 Reforço de fundações rasas.....	479
14.1 Introdução.....	480
14.2 Generalidades.....	481
14.3 Métodos típicos de falha em solos de fundação reforçados.....	482
14.3.1 Falha sobre a primeira camada de reforço.....	483
14.3.2 Falha por tração no material de reforço.....	483

14.3.3 Falha por arrancamento	484
14.3.4 Falha por creep	484
14.4 Solução de projeto	485
14.4.1 Superfície de falha	485
14.4.2 Forças atuantes sobre o elemento de reforço	487
14.4.3 Resistência ao arrancamento	490
14.5 Metodologia de projeto de fundações reforçadas	492
14.6 Exemplo de projeto	495
14.7 Bibliografia	498
Capítulo 15 Projeto com Geomembranas	500
15.1 Generalidades	501
15.2 Introdução	504
15.3 Metodologia de projeto do Geotêxtil de proteção	506
15.3.1 Fator de segurança global	509
15.3.2 Fatores de modificação	510
15.3.3 Fatores de redução	511
15.3.4 Cálculo do puncionamento CBR do Geotêxtil de proteção	513
15.4 Metodologia de projeto espessura da Geomembrana e vala de ancoragem	514
15.4.1 Projeto da espessura	514
15.4.2 Estabilidade da cobertura de aterro	516
15.4.3 Projeto do comprimento e da vala de ancoragem	518
15.4.4 Verificação por sobrevivência	519
15.5 Exemplo de projeto de Geotêxtil de proteção	521
15.6 Exemplo de projeto de espessura da Geomembrana e vala de ancoragem	522
15.6.1 Projeto da espessura	523
15.6.2 Estabilidade da cobertura do aterro	524
15.6.3 Projeto do comprimento e vala de ancoragem	525
15.6.4 Verificação por sobrevivência	526
15.7 Bibliografia	527
Capítulo 16 Controle de erosão em taludes e canais	528

16.1	Introdução.....	529
16.2	Generalidades	529
16.3	Mantos para controle de erosão.....	532
16.3.1	Metodologia de projeto.....	536
16.3.1.1	Proteção de Taludes.....	536
16.3.1.2	Exemplo de Projeto para Taludes.....	542
16.3.1.3	Revestimento de canais	544
16.3.1.4	Conceitos básicos.....	548
16.3.1.5	Procedimento de projeto.....	549
16.3.1.6	Propriedades de desempenho.....	550
16.3.1.7	Exemplo de projeto	552
16.4	Sistema G-Green	554
16.5	Bibliografia.....	569
Capítulo 17	Controle de erosão e socavação em corpos d'água	570
17.1	Introdução.....	571
17.2	Geobags.....	571
17.3	Geobox.....	580
17.4	Tubos Geotêxteis.....	587
17.4.1	Campos de aplicação	590
17.4.2	Equipamento.....	590
17.4.3	Tipos de preenchimento	591
17.4.4	Procedimento construtivo.....	594
17.4.5	Recomendações	599
17.5	Geocolchões.....	599
17.5.1	Dimensões.....	601
17.5.2	Características das Geogrelhas	601
17.5.3	Material de enchimento.....	604
17.5.4	Geotêxtil.....	604
17.5.5	Construção.....	605
17.5.5.1	Materiais, equipamentos e ferramentas	606
17.5.6	Geocolchão içado.....	607
17.5.6.1	Corte, modulação e conjunto.....	607

17.5.6.2	Preenchimento do Geocolchão	608
17.5.6.3	Içamento e localização do Geocolchão	608
17.5.7	Geocolchão “in situ”	609
17.5.7.1	Disposição do local	609
17.5.7.2	Conjunto e preenchimento	610
17.6	Durabags	611
17.6.1	Tipos de preenchimento	612
17.6.1.1	Preenchimento por gravidade	612
17.6.1.2	Preenchimento mediante um equipamento de bombeamento	613
17.6.2	Equipamento	614
17.6.3	Procedimento construtivo	614
17.6.4	Recomendações	616
17.7	Flexocreto	617
17.7.1	Vantagens e benefícios	617
17.7.2	Campos de aplicação	618
17.7.3	Instalação	618
17.7.4	Preparação do terreno	619
17.7.5	Execução das costuras	620
17.7.6	Instalação do Flexocreto	621
17.7.7	Ancoragem do Flexocreto	621
17.7.8	Injeção de concreto ou enchimento do Flexocreto	621
17.7.9	Recomendações adicionais para a instalação do Flexocreto	622
17.7.10	Manutenção do Flexocreto	623
17.8	Proteção de canais com Geocélula	625
17.8.1	Materiais de enchimento	625
17.8.2	Vantagens do sistema vegetado com Geocélulas	627
17.8.3	Vantagens e considerações para o sistema de Geocélulas com concreto	627
17.8.4	Procedimento construtivo	628
17.9	Geoland	633
17.9.1	Benefícios da tecnologia Geoland	634

17.9.2 Componentes do sistema Geoland	635
17.9.2.1 Fundação	636
17.9.2.2 Geotêxtil Tecido	636
17.9.2.3 Geobags	636
17.9.2.4 Corpo do sistema Geoland	638
17.9.2.5 Fachada	639
17.9.3 Processo construtivo típico	640
17.9.3.1 Adequação do terreno	640
17.9.3.2 Colocação do Geotêxtil de reforço	640
17.9.3.3 Instalação da fundação com Geobags.....	641
17.9.3.4 Fachada e revestimento final	643
17.10 Metodologia geral de projeto.....	644
17.10.1 Profundidade de socavação.....	644
17.10.2 Estabilidade do Talude	647
17.10.3 Capacidade de carga.....	650
17.10.4 Revestimento final	650
17.10.5 Materiais disponíveis	651
Anexo A	653
Anexo B	655
Anexo C	681
Textos legais	692
Contate-nos	698

Prólogo

A água e o solo, dois componentes básicos do planeta, dois desafios constantes para o desenvolvimento de qualquer projeto de infraestrutura: como drenar? como estabilizar o solo? como controlar a erosão? Ou então, como reduzir o consumo dos materiais rochosos de pedreiras que estão a cada dia mais caros? Todas as perguntas parecem ser recorrentes em qualquer projeto de engenharia, e são perguntas fundamentais porque impactam diretamente nos quatro aspectos mais importantes de um projeto civil: o custo, o tempo de construção, a durabilidade e o impacto ambiental, que são justamente as maiores vantagens da tecnologia dos Geossintéticos, principal eixo desse livro.

A evolução, tão inerente ao ser humano, não foi alheia ao mundo da construção e, com o desenvolvimento industrial, aconteceram grandes transformações tecnológicas que nos forneceram alternativas onde, é claro, os Geossintéticos se aventuraram com sucesso para substituir os métodos tradicionais de engenharia, trazendo grandes benefícios. Os objetivos do desenvolvimento sustentável do mundo envolvem aspectos como a mudança climática, infraestrutura e cidades sustentáveis, o que implica criatividade da parte da engenharia e ainda mais em áreas repletas de desafios em termos de desenvolvimento socioambiental como a América Latina.

A Wavin, de mãos dadas com suas marcas mais importantes (Pavco, Amanco e Bidim), conta com uma experiência de mais de 30 anos na tecnologia de Geossintéticos, com centros de produção, operação comercial e uma equipe de engenharia altamente qualificada em quase todos os países da região, participando de todos os grandes projetos de infraestrutura e transformação das comunidades. O resumo de engenharia deste livro é justamente o resultado de um trabalho de mais de 20 anos liderado por nosso Departamento de Engenharia, incluindo metodologias de projeto globais, revisão da literatura internacional, mas, sobretudo, o acúmulo de experiência adquirida trabalhando nas condições particulares da nossa região: excesso de umidade, solos moles e orçamentos baixos. Essa é uma contribuição da Wavin para a engenharia no mundo, é nossa forma de transmitir todo o conhecimento que nos foi oferecido por estarmos presentes há tantos anos acompanhando a engenharia no desafio de melhorar a qualidade de vida no planeta.

Até o capítulo três, o livro fornece ao leitor uma introdução ao mundo dos Geossintéticos, suas aplicações mais importantes resumidas para que qualquer um possa facilmente envolver-se no uso dos materiais; além disso, faz um resumo das normas vigentes nos diferentes países da região, bem como os aspectos técnicos e laboratoriais a serem levados em conta quando se trabalha com essa espécie de materiais.

Nos capítulos de quatro a sete, o leitor encontra tudo relacionado com algumas das aplicações mais

importantes dos Geossintéticos: o reforço, a estabilização e a separação em estradas. É surpreendente que, com apenas um Geotêxtil de separação, pode-se aumentar dramaticamente a vida útil da estrutura de um pavimento. Um dos desafios mais comuns na engenharia local, a estabilização de solos moles, é abordada com metodologias internacionais, permitindo ao leitor aprender a tratar desse tipo de problema com Geotêxteis Tecidos, Geogrelhas Biaxiais ou Geocélulas.

Além disso, encontram-se metodologias para determinar a redução de espessuras de camadas de material granular como base ou sub-base mediante o reforço com Geogrelhas Biaxiais ou Geocélulas, diminuindo custos e o impacto ambiental implicado no uso dos cada vez mais escassos materiais granulares de jazida.

Incluíram-se importantes ajustes ao capítulo oito, orientado à manutenção da estrutura do pavimento asfáltico com Geotêxteis e Geogrelhas de Fibra de Vidro, desde o inventário de danos na estrutura, até os critérios de seleção do tipo de reforço e seus efeitos refletidos em modelos de deterioração em softwares especializados. O capítulo inclui uma necessidade cada vez maior de concessões rodoviárias, aeroportos e estradas urbanas: como aumentar a vida útil de cada ciclo de manutenção da camada asfáltica?

Nos capítulos nove e dez aparece o componente mais importante para garantir a durabilidade de qualquer projeto de engenharia: a drenagem. A água, o recurso mais valioso do planeta, ironicamente representa um desafio quando se trata de construir obras de infraestrutura. O leitor encontrará como projetar sistemas de subdrenagem adequados para evitar danos prematuros, compreendendo problemas básicos como o excesso de poropressão, perda de resistência dos materiais granulares em vias, umidade e até pressões hidrostáticas em muros de contenção e subsolos.

Mudanças importantes nessa versão foram incluídas em todas as aplicações relacionadas com estruturas de contenção e aterros, descritos nos capítulos onze a treze. Em uma mostra adicional do caráter vanguardista do Departamento de Engenharia da Wavin, inclui-se nessa edição da metodologia de projeto a metodologia LRFD de muros em solo reforçado, alinhando-se com a tendência mundial em parâmetros de projeto; além disso, complementou-se a metodologia de aterro sobre solos moles, incluindo critérios adicionais de revisão.

No último trecho do livro, foram feitas modificações importantes como a revisão e reestruturação dos capítulos sobre controle de erosão em taludes, encostas e margens de rios. As grandes inovações em termos de proteção diante de corpos d'água mediante tecnologias especializadas e engenharia sob medida estão resumidas no sistema Geoland, um desenvolvimento totalmente adaptado às condições, orçamentos e exigências dos países latino-americanos para enfrentar o desafio da mudança climática.

Esse resumo é um convite à inovação como o caminho mais adequado para conseguir fazer “mais com menos”, e os Geossintéticos têm demonstrado isso amplamente, pois são uma alternativa às tecnologias tradicionais para reduzir custos, tempos de construção e o impacto ambiental dos projetos, de acordo com o nosso propósito empresarial global: *“Construir ambientes saudáveis e sustentáveis para impulsionar a vida ao redor do planeta.”*



Capítulo 1

INTRODUÇÃO AOS
Geossintéticos

1.1 Introdução

Os Geossintéticos surgiram como resposta a uma necessidade cada dia mais frequente na engenharia civil: **a sustentabilidade ambiental e econômica dos projetos**. Hoje em dia está começando a se ter consciência da importância de reduzir o uso de recursos não renováveis. Desde então, iniciaram-se investigações permanentes nas mãos das mais prestigiosas universidades e institutos, convertendo os Geossintéticos em uma indústria dinâmica, em constante inovação e geração de soluções que, indiscutivelmente, contribuíram positivamente aos maiores e mais importantes projetos de todo tipo de infraestrutura no mundo.

Podemos começar dizendo que um Geossintético é um produto em que pelo menos um dos seus componentes é a base de polímero sintético ou natural, e se apresenta em forma de filtro, manto, lâmina ou estrutura tridimensional, utilizada em contato com o solo ou com outros materiais dentro do campo da geotecnia ou da engenharia civil. Mas qual é verdadeiramente sua aplicação no dia a dia dos projetos de infraestrutura no nosso país?

Nas obras nós nos deparamos com um sem-fim de problemas que devemos solucionar para poder levar a cabo um projeto; problemas de solos não estáveis, altos custos de materiais granulares, estradas destruídas, sistemas de drenagem deficientes, infiltrações, processos de alta erosão, inundações etc. Apesar dessas situações, os Geossintéticos são uma série de produtos e soluções que facilitam e permitem o desenvolvimento de projetos de forma rápida, rentável e amigável com o meio ambiente, mantendo no mínimo os mesmos padrões de qualidade de quando utilizamos a tecnologia tradicional. Muitas das obras que anteriormente não poderiam ser construídas ou cujo custo era muito alto para que fossem executadas hoje em dia podem ser desenvolvidas com a ajuda de Geotêxteis, Geogrelhas, Geodrenos, Mantos, Durabag, Geobag, Flexocretos, Geomembranas, Geocélulas e demais soluções que seguem se desenvolvendo na medida em que os projetos vão assim o exigindo.

A forma pela qual os Geossintéticos conseguem trabalhar tão efetivamente nos projetos que implicam manejo de solos e de água é devido às suas propriedades de alta resistência à tração, excelente comportamento hidráulico, grande durabilidade, alta resistência química e biológica e facilidade de construção. Os Geossintéticos são a melhor alternativa para substituir as soluções tradicionais na engenharia civil e na geotecnia, **já que são mais sustentáveis e rentáveis, gerando importantes benefícios econômicos e técnicos no desenvolvimento de qualquer projeto de infraestrutura**. Além disso, minimizam o impacto ambiental ao reduzir a exploração de materiais pétreos não renováveis e emissão de gases do efeito estufa (CO₂).

Dentro das principais aplicações dos Geossintéticos, temos: separação e estabilização, sistemas

de subdrenagem, reforço de estradas, pavimentação e repavimentação, estruturas de contenção, controle de erosão, sistemas de impermeabilização e Geoland **(ver capítulo 17)**.

1.2 Separação e estabilização

Um dos problemas mais frequentes na engenharia civil é a construção de estradas, galpões ou aterros sobre solos moles, devido à alta deformabilidade do subleito e a contaminação dos materiais granulares. A tecnologia dos Geossintéticos é mais eficiente, ambientalmente amigável e econômica para estabilizar solos problemáticos.

O uso de Geossintéticos para estabilizar solos moles:

- ◆ Reduz as espessuras de material granular ao substituir parte do aporte estrutural deles, pelo aporte à tração do Geotêxtil.
- ◆ Evita a contaminação das camadas granulares, já que gera uma barreira de separação com os solos finos do subleito.
- ◆ Reduz os tempos de construção e custos finais do projeto ao ser uma tecnologia mais eficiente que os métodos tradicionais como rachão, estacas ou substituições de material granular.



▲ *Separação e estabilização com Geotêxtil Tecido | Via Patio Bonito, Bogotá, Colômbia.*

1.3 Sistemas de subdrenagem

A água é um dos desafios de maior importância na engenharia geotécnica, sua presença excessiva causa deslizamento, deformação nas estradas e túneis, falhas prematuras de fundações ou estruturas de contenção, deterioração de solos de edificações, danos em campos esportivos etc. Os Geocompostos de drenagem possuem um papel muito importante, **já que se encarregam de captar e evacuar rapidamente a água presente nas estruturas, graças à sua alta permeabilidade e grande taxa de fluxo.**

O uso de sistemas de subdrenagem para a captação e evacuação da água gera importantes benefícios a qualquer projeto civil:

- ◆ Elimina o excesso de água dentro dos materiais granulares que normalmente produz o seu amolecimento e gera deformações prematuras em estruturas de pavimentação, aterros, , muros de contenção, fundações e campos esportivos.
- ◆ Alivia as pressões hidrostáticas em estruturas de contenção como muros, encostas e aterros.
- ◆ Os desenvolvimentos recentes, como os Geocompostos Drenantes, demonstraram ser muito mais eficientes que as tecnologias tradicionais como o dreno francês, já que são novos sistemas orientados à diminuição da exploração de agregados rochosos, possuem menor taxa de colmatagem e uma instalação mais rápida.



▲ Sistema de drenagem em fundações com ExtraDren | Edifício Sigma, Bogotá, Colômbia.

1.4 Reforço de estradas

Na construção de estradas, problemas como longas distâncias para obtenção de materiais granulares são frequentemente encontrados, aumentando os custos do projeto, ou o aumento dos esforços gerados pelo alto tráfego a que as estradas estão sujeitas e que podem levar a problemas de falhas estruturais. É aí que os Geotêxteis Tecidos, Geogrelhas Biaxiais Extrudadas e Geocélulas são a melhor alternativa para diminuir as espessuras das camadas e melhorar as propriedades mecânicas dos materiais.

O uso de Geossintéticos para o reforço de estradas:

- ✔ Controla os esforços transmitidos pelas cargas e os distribui em uma área maior.
- ✔ Reduz as deformações sobre a camada de rolamento, conferindo maior vida útil às estruturas de pavimento e economia em manutenções.
- ✔ Minimiza o impacto ambiental ao reduzir a exploração de materiais pétreos não renováveis.



▲ *Reforço de estrutura viária com Geogrelha Biaxial Extrudada | Rodovia Cardel - Poza Rica - Seção Laguna Verde, Veracruz, México*

1.5 Estruturas de contenção

Um dos problemas mais comuns da geotecnia é a conservação das dimensões da margem rodoviária e o desenvolvimento de áreas planas para a construção de diferentes obras civis, preservando a estabilidade dos taludes. Uma das soluções mais viáveis econômica e tecnicamente são as estruturas

de contenção conhecidas como Muros em Solo Reforçado com Geossintéticos, os quais **aproveitam a resistência à compressão do solo e a resistência à tração do Geossintético**.

O uso de Geossintéticos na construção de estruturas de contenção:

- ◆ Permite a construção de aterros de estradas ou a ampliação destes utilizando materiais locais.
- ◆ Conformam as rampas de acesso a pontes com taludes completamente verticais.
- ◆ Reforça o solo em áreas planas residenciais, em ladeiras ou em toda obra que exija um talude com inclinação superior ao permitido pelo ângulo natural de repouso do solo.
- ◆ Substitui soluções com tecnologias tradicionais como muros de concreto, os quais tendem a ser muito mais caros, pesados e com maiores tempos de construção.



▲ Muro de solo reforçado com Geogrelha Uniaxial | Via Ruta del Sol, setor 1 km 57, Colômbia.

1.6 Controle de erosão

A erosão é um problema que anualmente exige um investimento importante de tempo e dinheiro, para a reconstrução de taludes, canais e margens de rios, os quais sofreram erosão por efeitos da mudança climática, erosão produzida por corpos d'água, escoamento superficial e poluição afetando a camada vegetada. **Para contrabalancear esse fenômeno, é importante devolver a cobertura vegetal ao terreno e frear o desprendimento, transporte e depósito do solo.**

O uso de Geossintéticos no controle de erosão:

- ◆ Protege o solo e ajuda a revegetar e reduzir o desprendimento, transporte e depósito do solo. Devolve a pele ao talude.
- ◆ Protege zonas adjacentes a corpos d'água, evitando os processos erosivos.
- ◆ Ajuda a formar estruturas como espigões, quebra-mares, diques, entre outros.
- ◆ Permite o revestimento de canais.
- ◆ Dá uma aparência mais natural e em conformidade com o desenho paisagístico do projeto, em comparação com soluções como blocos pré-moldados, hexápodos, gabiões etc.



▲ *Revegetação de talude com manto permanente TRM | Via Ruta del Sol, setor 2 km 75, Colômbia.*

1.7 Pavimentação e repavimentação

Em qualquer processo de pavimentação ou repavimentação de estradas, o excesso de umidade, o surgimento de fissuras e deformações são fenômenos que afetam a durabilidade das estruturas do pavimento e sua integridade para resistir à aplicação de cargas. A aplicação de Geogrelhas de Fibra de Vidro e Geotêxteis Não Tecido **ajuda a mitigar os problemas aumentando a resistência à tração e impermeabilizando a camada asfáltica.**

O uso de Geossintéticos para pavimentação e repavimentação:

- ◆ Retarda a aparição de trincas do pavimento antigo para a nova superfície, aumentando a vida útil

do pavimento.

- ◆ Atua como barreira impermeável que impede o ingresso de água na subestrutura do pavimento.
- ◆ Melhora as condições de estabilidade da estrutura do pavimento.
- ◆ Aumenta a resistência à fadiga do pavimento.
- ◆ Substitui os remendos tradicionais, que são apenas obras temporárias e não são uma solução a médio prazo, quando um pavimento está realmente degradado.



▲ *Repavimentação com Geotêxtil Não Tecido REPAV | Autoestradas de los Llanos, Villavicencio, Colômbia.*

1.8 Sistemas de impermeabilização

Em projetos como reservatórios, canais, lagoas de oxidação, aterros sanitários e túneis, um dos grandes problemas é o controle da migração de fluidos por meio da construção de sistemas impermeáveis. A impermeabilização nas obras de infraestrutura com Geomembranas e Membranas de túneis é cada vez mais frequente; essas soluções **impedem de maneira eficiente a entrada de líquidos no terreno ou nas obras subterrâneas, garantindo a durabilidade das estruturas.**

O uso de Geomembranas e Membranas de túneis para impermeabilização:

- ◆ Evita a infiltração de líquidos contaminados no solo e permite a construção de sistemas impermeáveis.
- ◆ Cumpre um papel fundamental ao isolar o solo de substâncias tóxicas como lixiviados, incluindo ácidos, produtos químicos, sais, álcoois, óleos e hidrocarbonetos, entre outros.

- ◆ Garante a durabilidade e segurança nos túneis ao aumentar a vida útil do concreto de revestimento, evitando a infiltração de água que possa gerar acidentes no interior do túnel.



▲ Impermeabilização de aterro sanitário com Geomembrana PEAD | Aterro sanitário Lo Ángeles, Neiva, Colômbia

1.9 Geoland

Os projetos de engenharia civil nos desafiam continuamente, sobretudo quando devem ser construídos em corpos d'água. A geração de áreas planas mediante a ampliação, recuperação ou construção de espaços em terrenos montanhosos ou em presença de água é possível graças a Geoland, **sistema flexível desenvolvido a partir da combinação adequada de Geossintéticos.**

A integração de diferentes soluções com Geossintéticos através de Geoland:

- ◆ Reduz o investimento em até 40%.
- ◆ Diminui o tempo de execução da obra em até 50%.
- ◆ Facilita a adaptação às condições locais.
- ◆ É amigável com o meio ambiente ao utilizar material local, o que evita a exploração de materiais rochosos e a contaminação por seu traslado.



▲ Geoland nas margens do Rio Magdalena | Centro de Eventos Puerta de Oro, Barranquilla, Colômbia.



Capítulo 2

TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS

Controle de qualidade e ensaios

2.1 Introdução

Para justificar o uso de um Geossintético em determinada função, é indispensável fazer uma série de ensaios de laboratório, que ajudem a prever o comportamento das estruturas reais que serão utilizadas.

Existem diferentes tipos de normas dependendo do país; nesse capítulo, faz-se referência principalmente às normas baseadas nos dados entregues pela ASTM, organização fundada em 1898, sem fins lucrativos e que oferece um fórum mundial para o desenvolvimento e publicação de padrões de consenso voluntário para materiais, produtos, sistemas e serviços.

Em cada norma será explicado o conceito fundamental do teste e equipamentos utilizados, com o objetivo de entender a importância que as diferentes aplicações de Geossintéticos têm.

Como complemento aos ensaios de laboratórios e na busca de um uso correto dos Geossintéticos, na América Latina desenvolveram-se algumas especificações para sua instalação (ver capítulo 3).

Assim como existem muitos tipos de Geossintéticos, existem muitas formas de fabricação para cada um deles, motivo pelo qual são descritos, ao longo do capítulo, os tipos de elaboração, os materiais dos quais são compostos, suas vantagens e benefícios.

2.2 Tipos de Geossintéticos

2.2.1 Geotêxteis

Dentro do grupo dos Geossintéticos, temos Geotêxteis, que são um material têxtil polimérico plano, permeável (sintético ou natural) que pode ser Não Tecido ou Tecido e que é usado em contato com o solo (terra, pedras etc.) ou outros materiais, em engenharia civil para aplicações geotécnicas e hidráulicas.



▲ Fotografia 2.1 | Geotêxteis.

2.2.1.1 Classificação segundo a composição

As fibras mais utilizadas para a produção de Geotêxteis são as sintéticas, por isso tendemos sempre a associar este tipo de material às fibras ou filamentos sintéticos. Sem dúvida, como existe uma grande diversidade de aplicações, também se fabricam fibras naturais e artificiais como são descritas a seguir:

- ◆ **Fibras naturais:** Podem ser de origem animal (lã, seda, cabelo...) ou vegetal (algodão, juta, coco, linho...) que são utilizados para a fabricação de Geotêxteis biodegradáveis utilizados na revegetação de taludes, por exemplo, em margens de rios etc.
- ◆ **Fibras artificiais:** São aquelas fibras derivadas da celulose como o rayon, viscose e o acetato.
- ◆ **Fibras sintéticas:** Quando o Geotêxtil precisa de durabilidade, ele é fabricado com fibras ou filamentos obtidos de polímeros sintéticos. Os Geotêxteis feitos com esses polímeros são altamente duráveis e resistentes ao ataque de microrganismos e bactérias. Os mais utilizados são polipropileno, poliéster, polietileno, poliamida e poliacrílico.

2.2.1.2 Classificação segundo o método de fabricação

Graças à implementação dessas novas tecnologias, foi-se investigando e desenvolvendo novas formas de produzir os Geotêxteis com base na experiência e no conhecimento que foi obtido através dos

anos, gerando, assim, um crescimento do mercado dos Geotêxteis que foi grande e positivo. Por esses motivos, desenvolveram-se muitas espécies de fibras e estilos de tecidos, tanto para uso geral quanto para aplicações específicas.

Existem três fatores importantes no momento da fabricação desses materiais, os quais são expostos a seguir:

a. Tipo de polímero

O polímero utilizado na fabricação de um Geotêxtil pode ser dos seguintes tipos de resina, listados em ordem de uso decrescente, segundo Robert M. Koerner em seu livro “Designing With Geosynthetics”, sexta edição.

Polipropileno	95%
Poliéster	2%
Polietileno	2%
Poliamida (nylon)	1%

b. Tipo des filamentos

O polímero selecionado se transforma em um fundido por calor e pressão, então é forçado a passar por um molde; a partir dele saem fibras ou uma fita plana no estado semilíquido e, imediatamente, ocorre um resfriamento por ar ou água, transformando o produto do molde em um elemento sólido, mas extensível. Simultaneamente, o material é esticado de maneira que tem suas dimensões reduzidas em termos de largura ou espessura e sofre um ordenamento das moléculas. Dessa maneira, aumenta-se a resistência dos filamentos em sentido longitudinal, seu alongamento na ruptura diminui e seu módulo aumenta. Modificando essas variáveis é possível alcançar uma grande variedade de possibilidades da característica Esforço vs. Deformação (esses monofilamentos, quando estão em formato de fibras, podem ser trançados conjuntamente para formar um fio multifilamento).

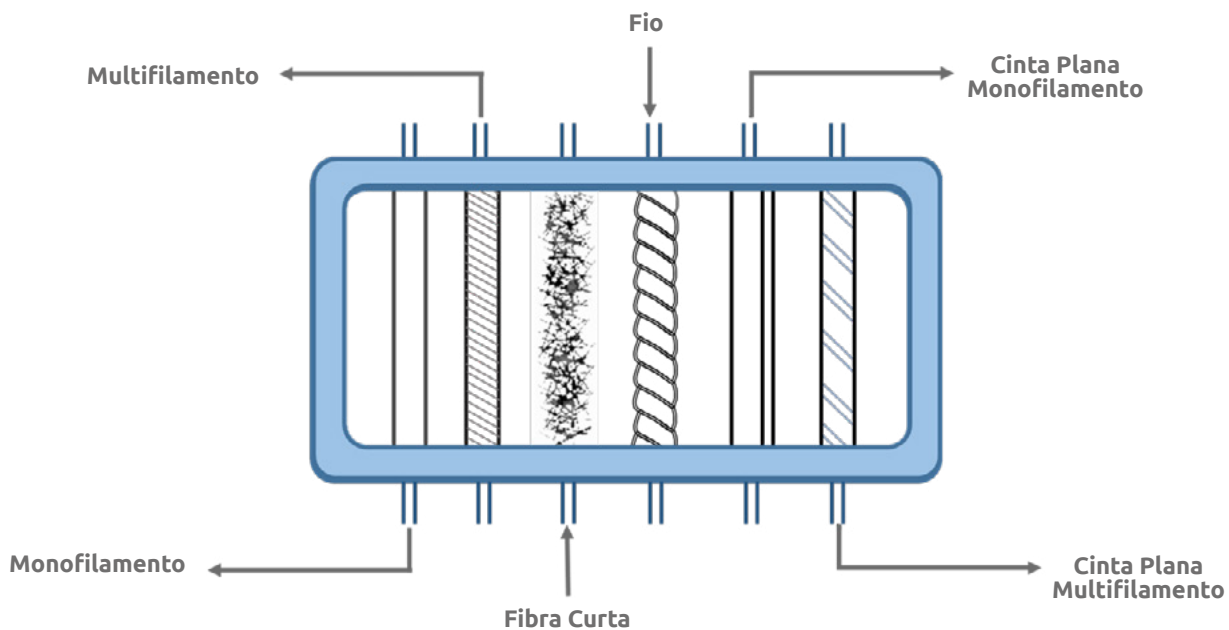
O calibre da fibra ou da cinta é definido por seu denier. O denier é o peso em gramas de 9000 m de filamentos.

As fibras podem ser produzidas cortadas ou em filamento contínuo; ambos os tipos de fibra saem como um feixe de fios do molde e, no caso do corte em etapa posterior, são cortadas em comprimentos entre 25 a 100 mm para posteriormente serem processadas nos equipamentos de mistura, cardação e puncionamento; no caso de filamentos contínuos, eles são simplesmente

estendidos e alimentados imediatamente para o próximo processo, que é o punçãoamento.

Com essas fibras também se podem produzir fios entrelaçados ou entrelaçar filamentos contínuos, obtendo outras propriedades que posteriormente serão tecidas.

O último tipo de filamento a ser mencionado são as chamadas películas ou fitas "ranhuradas" no molde, que são produzidas a partir de uma folha de polímero contínua que é cortada em fitas por facas e, então, são inseridos em bobinas que continuarão os processos de urdidura e tecelagem.



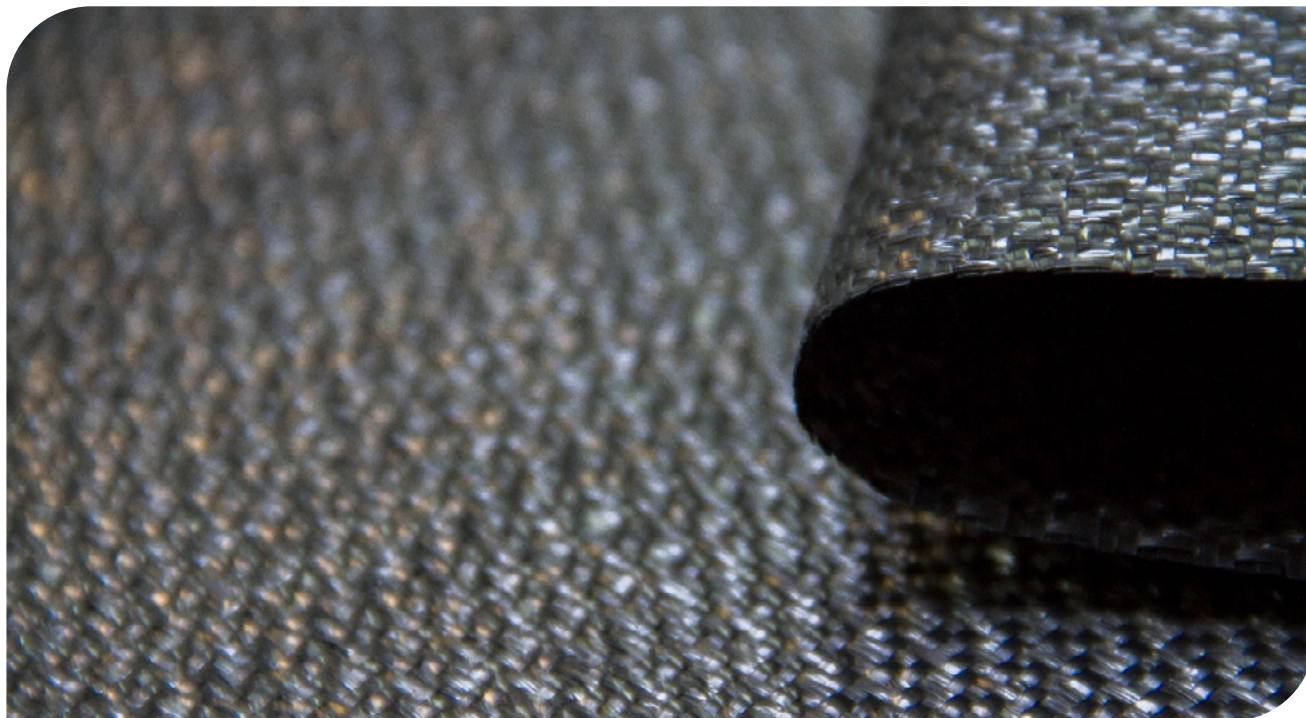
▲ *Figura 2.1 | Tipos de fibras utilizadas na construção de Geotêxteis.*

Em resumo, os principais filamentos utilizados na construção de Geotêxteis são monofilamentos cortados (fibra curta), multifilamento (filamento contínuo), fios de fibras (fibra curta), fios de filamento contínuo entrelaçados, fios de multifilamento entrelaçados e cinta plana ranhurada.

c. Tipo de processo produtivo

Uma vez que os filamentos tenham sido fabricados, eles se convertem em telas não tecidas ou tecidas dependendo do processo posterior, motivo pelo qual o produto final chamado Geotêxtil, entre os quais se encontram 2 grandes grupos que são enumerados a seguir.

2.2.1.2.1 Geotêxtil Tecido



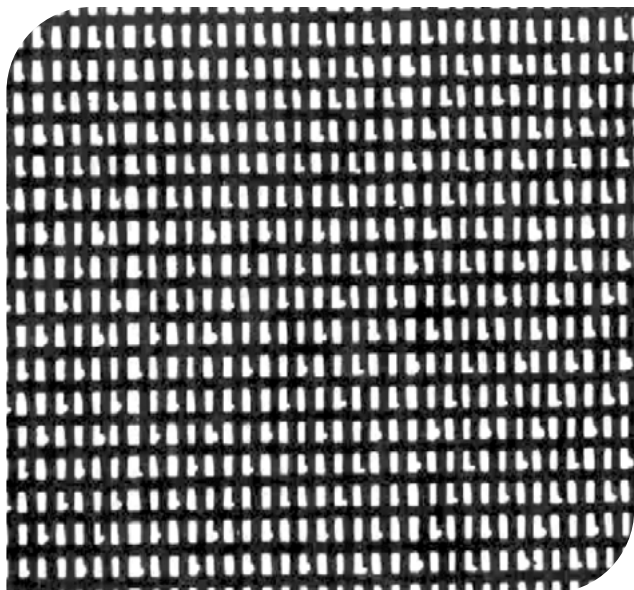
▲ *Fotografia 2.2 | Geotêxtil Tecido.*

São aqueles formados por cintas cruzadas em uma máquina de tecelagem. Eles podem ser tecidos calada ou tricotados

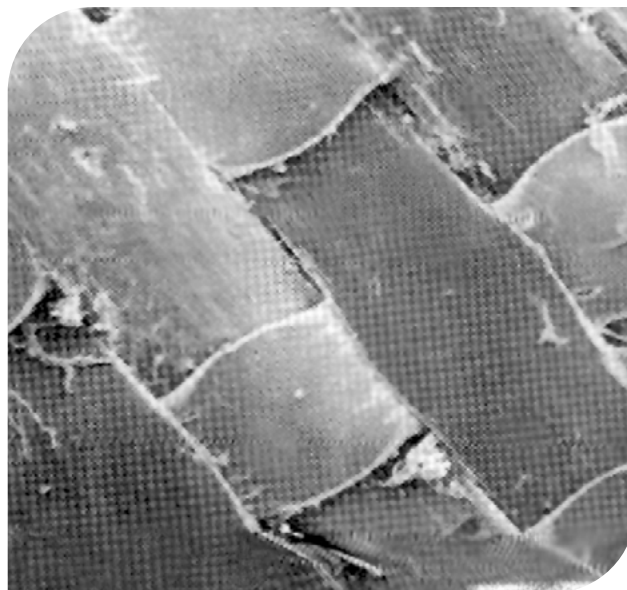
Os tecidos de calada são compostos por cintas urdidura (direção longitudinal) e trama (direção transversal). Sua resistência à tração é do tipo biaxial (nos dois sentidos de sua fabricação) e pode ser muito elevada (segundo as características das cintas empregadas). Além disso, sua estrutura é plana.

Os tricotados são estruturas tridimensionais, fabricados com fio entrecruzado em máquinas de tecido de malha. Sua resistência à tração pode ser multiaxial ou biaxial, segundo sejam fabricados em máquinas de tricô e circulares, ou Ketten e Raschel.

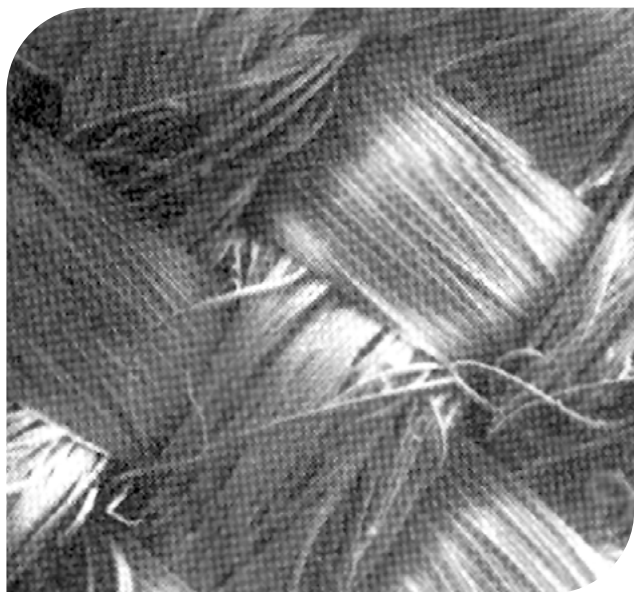
Da mesma forma, existem vários tipos de Geotêxteis Tecidos em conformidade com a forma e composição dos filamentos que, quando entrelaçados, formam o Geotêxtil; nas fotografias a seguir, observa-se uma visão microscópica de cada um desses Geotêxteis.



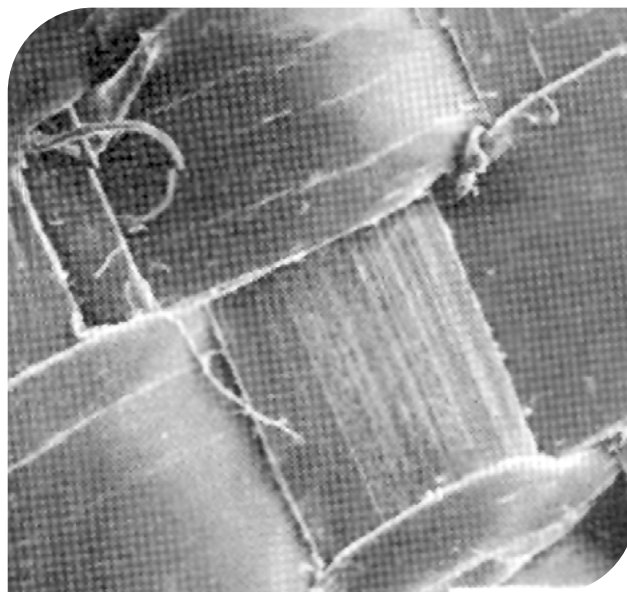
▲ Fotografia 2.3 | Geotêxtil Monofilamento Tecido.



▲ Fotografia 2.4 | Geotêxtil Monofilamento Tecido calandrado.



▲ Fotografia 2.5 | Geotêxtil Multifilamento Tecido.



▲ Fotografia 2.6 | Geotêxtil Tecido Plano.

Vantagens e benefícios dos Geotêxteis Tecidos:

- ◆ Alta resistência à tração.
- ◆ Alta resistência à degradação química e biológica.
- ◆ Alta capacidade hidráulica, evitando a excessiva pressão hidrostática.

2.2.1.2.2 Geotêxtil Não Tecido

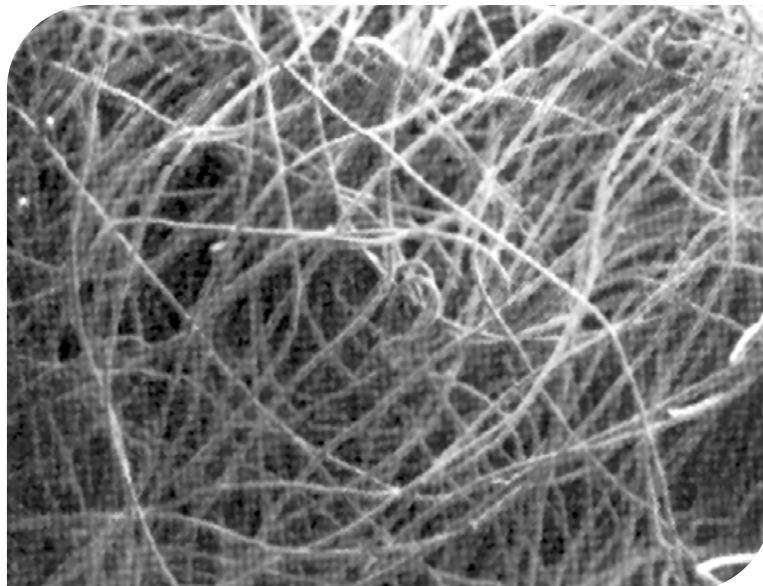


▲ *Fotografia 2.7 | Geotêxtil Não Tecido.*

São constituídos por fibras ou filamentos sobrepostos de forma laminar; desta forma, a estrutura é consolidada por diferentes sistemas (dependendo do sistema utilizado) para unir os filamentos ou fibras. Os Geotêxteis Não Tecidos são classificados, por sua vez, em:

Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas:

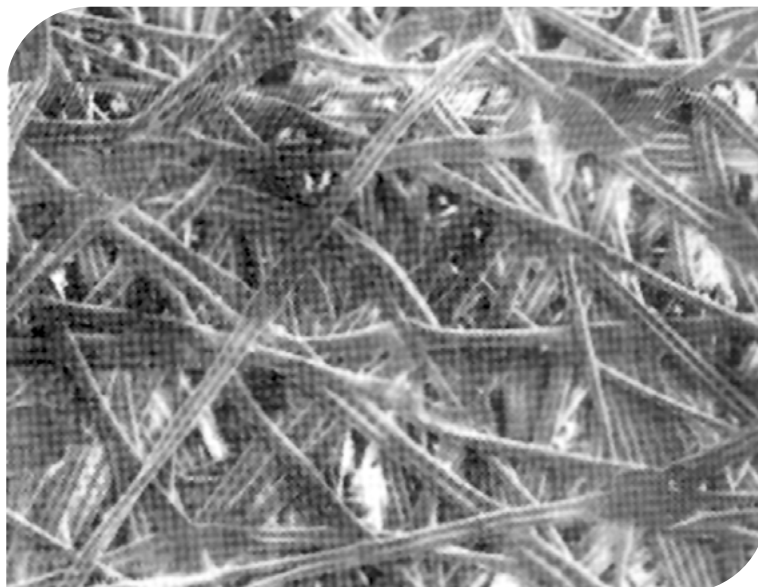
São formados a partir de um entrelaçamento de fibras ou filamentos misturados ao acaso, formando o que se denomina véu ou napa, que se consolida ao passar por uma tábua de agulha na puncionadeira; essas agulhas se movem em sentido alternado, subindo e descendo em altas velocidades, penetrando na napa e entrelaçando as fibras, isto é obtido porque o perfil das agulhas não é regular, mas elas são, na realidade, dotadas de pontas ou saliências na direção de sua penetração, o que faz com que as fibras penetrem sem retirá-las em seu movimento para trás. A frequência de golpes ou penetrações das agulhas vai consolidando o Geotêxtil Não Tecido. Os Geotêxteis fabricados por esse processo têm boas características mecânicas, mantendo em parte a espessura da napa, o qual lhes confere maior estrutura tridimensional, grande alongamento (podem se esticar de 40% a 120% ou mais, antes de entrar na carga de ruptura), o que lhes proporciona uma adaptabilidade muito boa às desuniformidades dos terrenos, excelentes propriedades para proteção (que convém denominar efeito colchão) e funções de filtração e separação muito boas. Na seguinte fotografia observa-se uma visão microscópica desse material.



▲ *Fotografia 2.8 | Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas.*

Geotêxteis Não Tecidos termossoldados:

Formam-se a partir de uma napa ou véu no qual a união de fibras e consolidação do Geotêxtil é alcançada por fusão das fibras e soldas nos pontos de interseção mediante um calandrado com temperatura elevada. Sua espessura e seu alongamento são sensivelmente menores do que a das agulhas, portanto sua transmissividade e permeabilidade são menores, têm boas propriedades mecânicas e pouca flexibilidade (são um tanto rígidos).



▲ *Fotografia 2.9 | Vista microscópica de Geotêxtil Não Tecido unido por calor.*

Geotêxteis Não Tecidos quimicamente vinculados:

A união entre os seus filamentos é obtida incorporando ligantes químicos ou resinas. Esse sistema não é utilizado para a fabricação de Geotêxteis de proteção e separação, já que em sua composição (dos de proteção) devem se evitar elementos químicos diferentes dos polímeros que possam alterar suas propriedades e provoquem incompatibilidades químicas com outros materiais com os quais podem estar em contato. Seu emprego é muito pouco generalizado devido ao custo elevado.

Vantagens e benefícios dos Geotêxteis Não Tecidos:

- ◆ Alongamento superior a 50%.
- ◆ Alta resistência à degradação química e biológica.
- ◆ Alta resistência ao puncionamento.
- ◆ Baixa taxa de entupimento, graças à sua porosidade superior a 12%.
- ◆ Alta capacidade hidráulica, por isso se recomenda em sistema de drenagem e filtração.

2.2.2 Geogrelhas Extrudadas

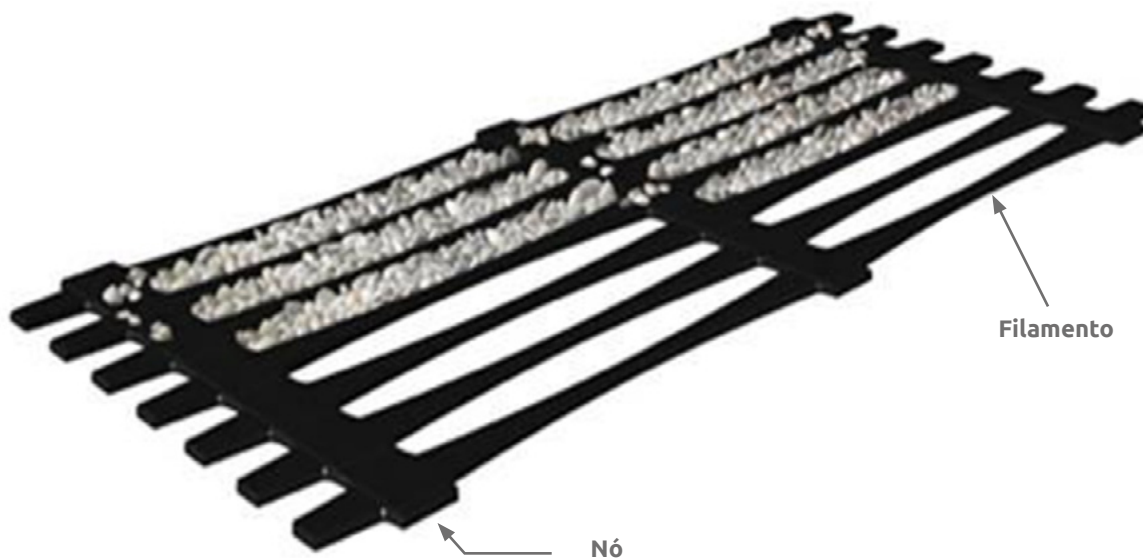


▲ *Fotografia 2.10 | Geogrelha Biaxial Extrudada.*

As Geogrelhas Extrudadas são estruturas bidimensionais elaboradas com base de polímeros, formadas por uma rede regular de nervuras conectadas de forma integrada por extrusão, com aberturas de tamanho suficiente para permitir o entrelaçamento do solo, pedra ou outro material geotécnico circundante

A principal função dessas Geogrelhas Extrudadas é, indiscutivelmente, o reforço; o uso do tipo de Geogrelha está vinculado à direção na qual os esforços são transmitidos na estrutura, por exemplo, em aplicações tais como muros em solo reforçado ou aterros, utilizam-se as Geogrelhas Uniaxiais (mono-orientadas), que são Geogrelhas com uma resistência e rigidez maior no sentido longitudinal que o transversal. Enquanto em estrutura nas quais a dissipação dos esforços é realizada de forma aleatória e em todas as direções, como por exemplo estruturas de pavimentação ou fundações superficiais, utilizam-se Geogrelhas Biaxiais (biorientadas), as quais não têm uma diferença considerável diante de suas propriedades nos dois sentidos da grelha.

2.2.2.1 Geogrelhas Extrudadas Uniaxiais



▲ *Figura 2.2 | Geogrelha Extrudada Uniaxial.*

As Geogrelhas Extrudadas Uniaxiais são estruturas bidimensional produzidas de polietileno de alta densidade (PEAD), utilizando um processo de extrusão seguido de um estiramento unidirecional.

Esse processo permite obter-se uma estrutura monolítica com distribuição uniforme de grandes aberturas elípticas, desenvolvendo, assim, elevada resistência a tração e grande módulo de tensão na direção longitudinal. A estrutura desse tipo de Geogrelha fornece um sistema de interação ótimo com o solo, especialmente de tipo granular.

Esse tipo de Geogrelha Extrudada de PEAD é totalmente inerte às condições químicas ou biológicas que normalmente se apresentam no solo, possui grande resistência aos esforços de tração. Isso, com a capacidade do solo de absorver os esforços de compressão, fornece como resultado o conceito de

estrutura em solo reforçado, similar ao conceito de concreto e aço de reforço.

2.2.2.2 Geogrelhas Extrudadas Biaxiais



▲ *Figura 2.3 | Geogrelha Extrudada Biaxial.*

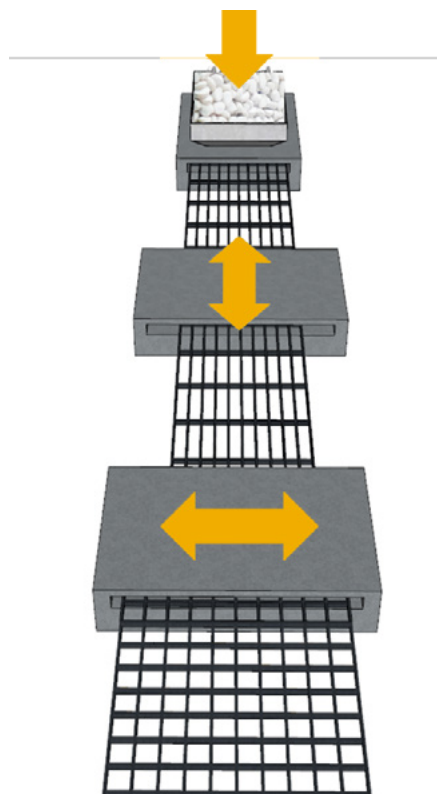
Esse tipo de Geogrelha é uma estrutura bidimensional fabricadas de polipropileno, quimicamente inerte e com características uniformes e homogêneas, produzidas mediante um processo de extrusão e logo em seguida estiradas de forma longitudinal e transversal.

Esse processo gera uma estrutura de distribuição uniforme de espaços retangulares de alta resistência à tração em ambas as direções e um alto módulo de elasticidade. Além disso, a estrutura da Geogrelha permite uma ótima interação com o solo.

Esse tipo de Geogrelha Extrudada se compõem de elementos e nós rígidos que fornece um forte confinamento. São particularmente eficazes para reforçar estruturas de pavimentos rígidos e flexíveis.

2.2.2.3 Processo de fabricação

Para o caso das Geogrelhas em polietileno e polipropileno, o processo de fabricação é o mesmo. Inicialmente, têm-se lâminas do material nas quais se realizam perfurações, quadradas ou elípticas, de forma uniforme e controlada sobre toda a lâmina; conforme o caso, a lâmina perfurada sofre um estiramento em um ou duas direções, o qual se realiza em temperaturas e esforços controlados para evitar a quebra do material, enquanto se orientam as moléculas no sentido do alongamento.



▲ *Figura 2.4 | Esquema do processo de fabricação das Geogrelhas Extrudadas.*

No processo estão envolvidas variáveis como o peso molecular, distribuição do peso molecular, entre outras, mas o mais importante é a taxa na qual se produz o processo de alongamento.

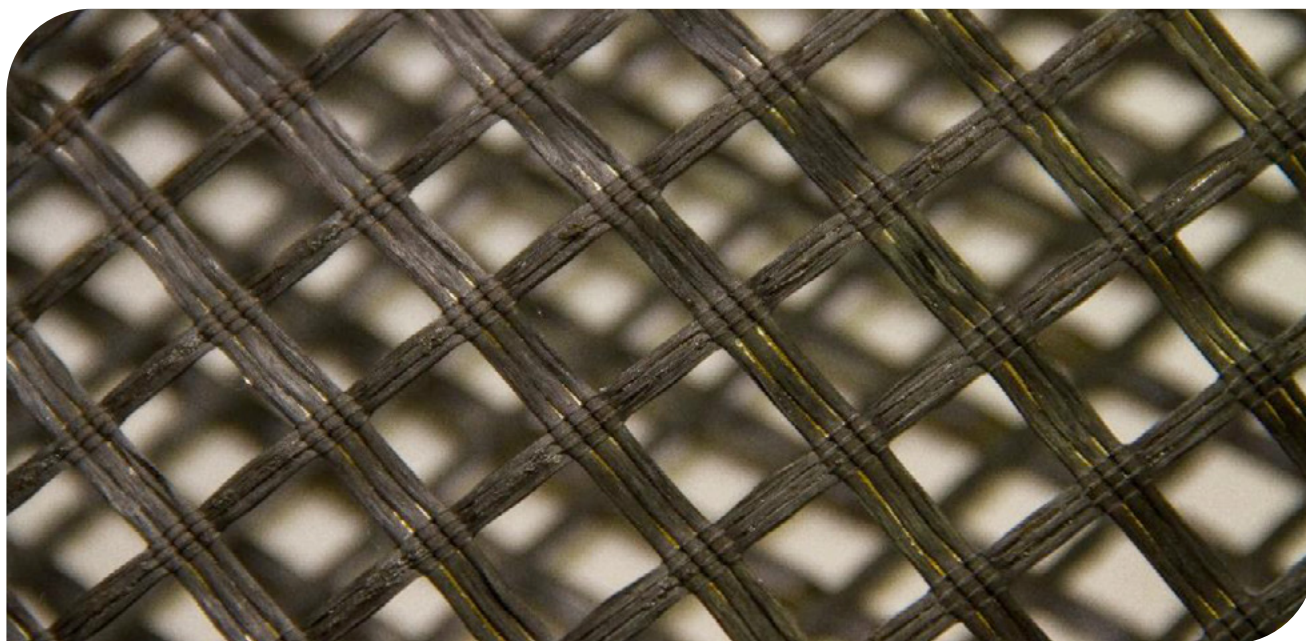
O desenvolvimento que aconteceu na técnica da fabricação desse material forneceu como resultado não apenas o incremento nos módulos e na resistência do material, mas também desenvolveu uma relação de 100% entre o esforço dos nós e a resistência à tração dos filamentos, garantindo um excelente comportamento do sistema no tempo.

2.2.3 Geogrelha de Fibras de Vidro

As Geogrelhas de Fibras de Vidro são Geogrelhas flexíveis que são utilizadas entre camadas de concreto asfáltico com o objetivo de controlar trincas por reflexão, trincas por fadiga e deformações plásticas em revestimentos de concreto asfáltico usados em estradas de alto e baixo tráfego, rodovias, aeroportos, plataformas e estacionamentos, entre outros.

Sua principal função consiste em aumentar a resistência à tração da camada asfáltica e garantir, sob uma carga vertical, a distribuição uniforme dos esforços horizontais em uma superfície maior, o que se expressa em uma estrada sem trincas por vários anos.

A Geogrelha de Fibra de Vidro apresenta um alto módulo de elasticidade, o qual é maior que o módulo de elasticidade do asfalto. A Geogrelha de Fibra de Vidro é mais eficiente que outros materiais como reforço porque o material de módulo mais elevado é quem suporta as cargas. É um material de fácil reciclagem devido ao fato de que a fibra é de origem mineral, composto por areia de quartzo e seu ponto de fusão está entre 800 e 850 graus centígrados, o que permite trabalhar em conjunto com qualquer tipo de asfalto.



▲ *Fotografia 2.11 | Geogrelha Fibra de Vidro.*

2.2.3.1 Processo de fabricação

As Geogrelhas de Fibra de Vidro são fabricadas por um processo de tecido de malha utilizando uma série de filamentos de fibra de vidro que formam uma estrutura de rede. Esses filamentos estão cobertos com um polímero que permite que a Geogrelha possua uma boa aderência às camadas asfálticas. Cada filamento possui alta resistência à tração e alto módulo de elasticidade para alongamentos baixos. Essa combinação faz com que a Geogrelha de Fibra de Vidro seja mais forte que o aço libra por libra.

2.2.4 Geocompostos drenantes

Um Geocomposto drenante consiste na combinação de Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas e uma georrede ou lâmina de drenagem, combinando as qualidades mais sobressalentes de cada material, de tal forma que se solucione de maneira ideal a captação e condução de fluidos.

O Geotêxtil empregado para a fabricação de Geocompostos Drenantes é o Não Tecido puncionado por agulhas; já que dentro do sistema cumpre a função de filtro para reter o solo e deixar passar a água que posteriormente será conduzida pela georrede ou a lâmina de drenagem.

A georrede é um Geossintético especialmente projetado para a condução de fluidos, o qual é fabricado com um material resistente a fatores térmicos, químicos e biológicos presentes no solo.

A georrede é um sistema romboidal formado por tendões sobrepostos interligados entre si, que formam canais com grande capacidade de drenagem, úteis em aplicações geotécnicas, ambientais, hidráulicas e de engenharia de transportes.

A lâmina de drenagem é um elemento de PEAD com alta resistência à compressão e à ação de agentes químicos, possui nódulos com 8 mm de altura que permitem uma alta eficiência de condução do fluído no seu próprio plano.



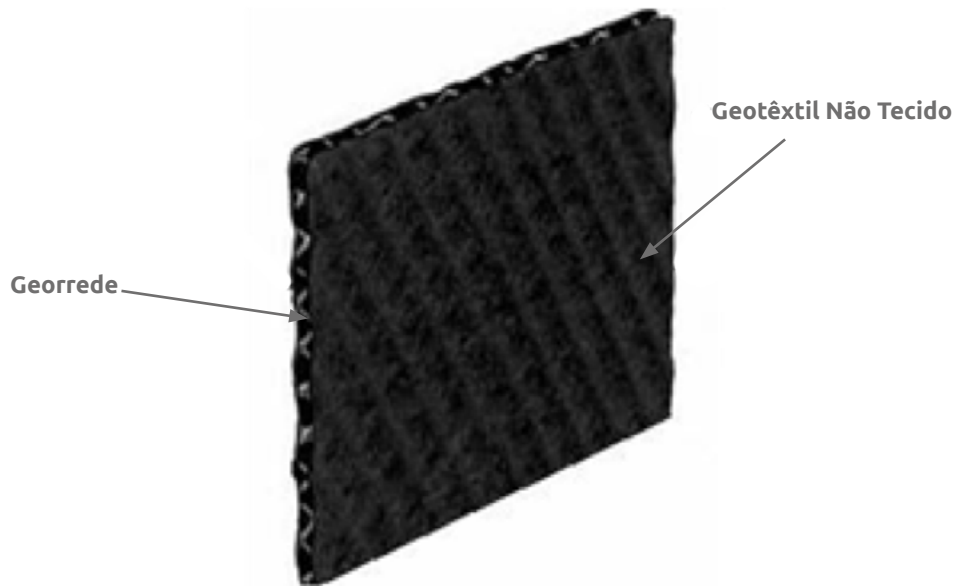
▲ *Fotografia 2.12 | Geocomposto drenante.*

2.2.4.1 Geocompostos

2.2.4.1.1 Geocomposto drenante Planar

O Geocomposto drenante Planar é o sistema mais adequado para captar e conduzir os fluidos no seu

plano até um sistema de evacuação. Esse Geocomposto é utilizado principalmente para os sistemas de drenagem em muros de contenção, drenagem de aterros, drenagem de campos esportivos, captação de lixiviados dentro de aterros sanitários e sistemas de drenagem em estradas.



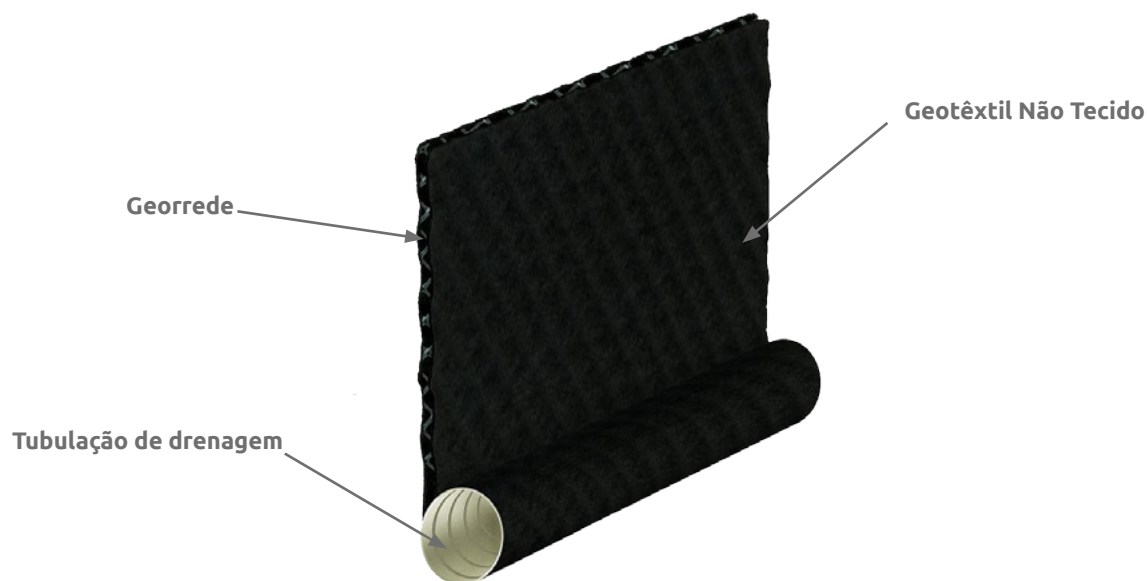
▲ *Figura 2.5 | Geocomposto drenante Planar.*

Vantagens e Benefícios do Geodreno Planar:

- ✔ Correto e rápido manejo de fluídos através de sua fácil instalação.
- ✔ Diminui custos ao substituir a exploração de materiais pétreos não renováveis.
- ✔ Fácil transporte ao local de instalação.
- ✔ Obras com maior vida útil.

2.2.4.1.2 Geocomposto drenante Vial

O Geocomposto drenante Vial é um Geocomposto que combina as excelentes propriedades hidráulicas de três elementos que constituem o sistema: Geotêxteis Não Tecidos puncionado por agulha, georrede e tubulação perfurada de drenagem; isso para obter um sistema pré-fabricado de drenagem que, instalado em valas ou trincheiras, permite captar e evacuar os fluidos com alta eficiência.



▲ Figura 2.6 | Geocomposto drenante Vial.

Vantagens e Benefícios do Geocomposto Drenante Vial:

- Menor volume de escavação ao exigir uma vala de 30 cm de largura.
- Redução no consumo de materiais de dreno para o preenchimento da vala.
- Permite a substituição do granular selecionado por materiais do local.
- Maior vida útil em comparação com o dreno francês convencional devido a um risco menor de colmatção.

2.2.4.1.3 Processo de fabricação

O processo de fabricação do Geocomposto é elaborado principalmente por um processo de laminação de duas camadas de Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas e uma camada de georrede.

A fabricação de georrede consistem em produzir malhas de polietileno de média ou alta densidade de estrutura romboidal, seu processo de fabricação é chamado extrusão integral, consiste na extrusão do polímero até um molde consistindo de um rolo contra rotativo provido de ranhuras longitudinais em sua face externa montadas concentricamente no interior de um cilindro oco com ranhuras idênticas em sua face interna. O plástico extrusado flui longitudinalmente através de estrias, enquanto o rolo e o cilindro giram em direções opostas. Assim, cada uma das faces com fenda forma um plano composto por uma série de fios paralelos de polímero fundido que são unidos por contato, formando assim um tubo composto pela rede de células romboidais. Esse tubo é, finalmente, estirado, fornecendo o tamanho desejado das células e então cortado longitudinalmente, dando-o desta forma o formato

de uma lâmina.

O processo de laminação do Geocomposto garante que se gere um ângulo de fricção entre as 3 camadas de materiais, indispensável quando se trabalha em taludes com fortes inclinações e assegura que o Geocomposto mantenha sua estrutura de tela de drenagem durante os fortes processos de instalação.

É possível fabricar o Geocomposto de drenagem com um número maior de redes se a vazão projetada a ser transportada é maior que a capacidade de transmissão da rede para conduzir os líquidos ou gases ao sistema de evacuação através da tela de drenagem.

2.2.4.2 ExtraDren

É uma lâmina de drenagem com alta resistência à compressão e à ação de agentes químicos. Projetada para a captação, condução e evacuação de fluidos de maneira segura e contínua em aplicações verticais e horizontais.



▲ *Fotografia 2.13 | ExtraDren.*

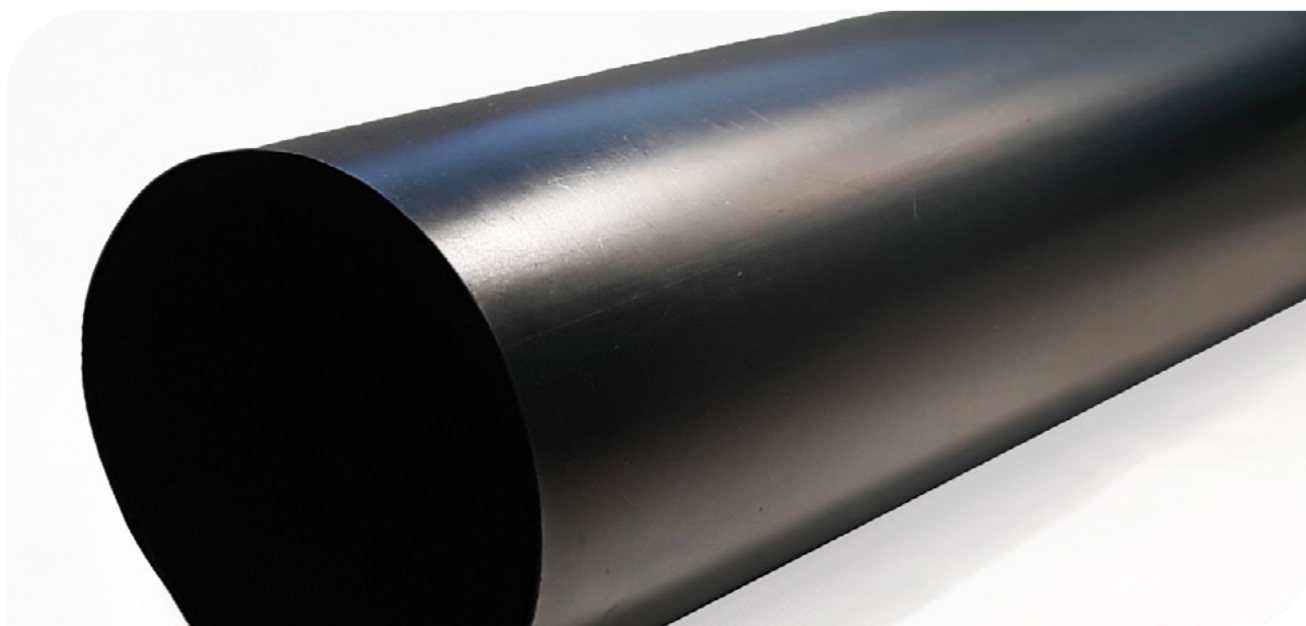
O sistema é concebido como uma unidade composta por Geotêxtil em polipropileno unido a uma lâmina de PEAD mediante um tratamento térmico especial. Nesse sistema o Geotêxtil cumpre a função de filtração, retendo as partículas do solo e permitindo a passagem de fluidos que são transportados pela lâmina em seu plano.

Vantagens e benefícios do ExtraDren:

- ◆ Protege o sistema de impermeabilização do muro.
- ◆ Reduz o consumo de materiais selecionados de drenagem.
- ◆ Maior resistência à compressão.
- ◆ Menor tempo de execução diante de um sistema tradicional de subdrenagem.

2.2.5 Geomembranas

As Geomembranas são definidas como um revestimento ou barreira de muito baixa permeabilidade usada em conjunto com qualquer tipo de material relacionado e aplicado à engenharia geotécnica para controlar a migração de fluidos. As Geomembranas são fabricadas a partir de folhas relativamente finas de polímeros como o PEAD e o PVC, os quais permitem realizar uniões entre lâminas por meio de fusão térmica ou química sem alterar as propriedades do material.



▲ *Fotografia 2.14 | Geomembrana PEAD lisa.*

Vantagens e benefícios das Geomembranas PEAD:

- ◆ Evitam a infiltração de líquidos contaminados no solo.
- ◆ Permitem a construção de sistemas impermeáveis.
- ◆ De fácil manipulação e instalação, adaptam-se facilmente à superfície do terreno.
- ◆ Não absorvem umidade.
- ◆ Inertes a agentes biológicos e químicos. Resistente à radiação ultravioleta.

2.2.5.1 Processo de fabricação

O processo de fabricação consiste na produção de rolos de lâminas de espessuras que, normalmente, oscilam entre 0,50 mm (20 mils) e 3,00 mm (120 mils) e cujas dimensões consistem em cerca de sete metros de largura e um comprimento tal que o peso do rolo, por motivos práticos, não supere duas toneladas.

A fabricação dessas lâminas é realizada pela extrusão conjunta do polímero puro mais uma dose controlada do polímero com conteúdo de negro de fumo e aditivos, compostos por antioxidantes e lubrificantes que garantem uma grande duração, inclusive em condições de exposição à intempéries.

Posteriormente, a mistura passa pelo processo de laminação, a seguir mencionam-se os mais comuns:

Fabricação por extrusão plana

O processo de fabricação por extrusão plana consiste basicamente na passagem forçada da resina extrusada entre duas barras de bordas paralelas, cuja separação fornece a espessura da lâmina.

Fabricação por sopro

Esse processo consiste na obtenção da lâmina por meio da extrusão da resina entre as paredes de dois anéis concêntricos. Dessa maneira, o resultado é um manto cilíndrico de polietileno no qual a espessura da lâmina é controlada indiretamente, através da vazão extrusada e da velocidade de enrolamento. Esta manga é cortada longitudinalmente, obtendo-se assim uma lâmina plana de largura igual ao perímetro do manto cilíndrico.

A lâmina básica descrita anteriormente pode ser submetida a processos posteriores ou simultâneos à sua fabricação para aplicar características especiais a um ou ambas as superfícies da lâmina. Alguns exemplos são o processo de texturização de superfícies, com o objetivo de obter lâminas com um maior coeficiente de atrito.

2.2.6 Mantos para o Controle de Erosão



▲ *Fotografia 2.15 | Mantos para controle de erosão.*

São esteiras flexíveis, compostas por fibras ou matriz tridimensional, que garantem a proteção do solo, o reforço e o bom estabelecimento da vegetação.

O tipo de manto a ser utilizado em cada projeto dependerá de: clima, precipitação, geometria do talude (comprimento, inclinação) e tipo de solo (caracterização geotécnica, conteúdo químico, biológico, acidez do solo).

2.2.6.1 Mantos Temporários

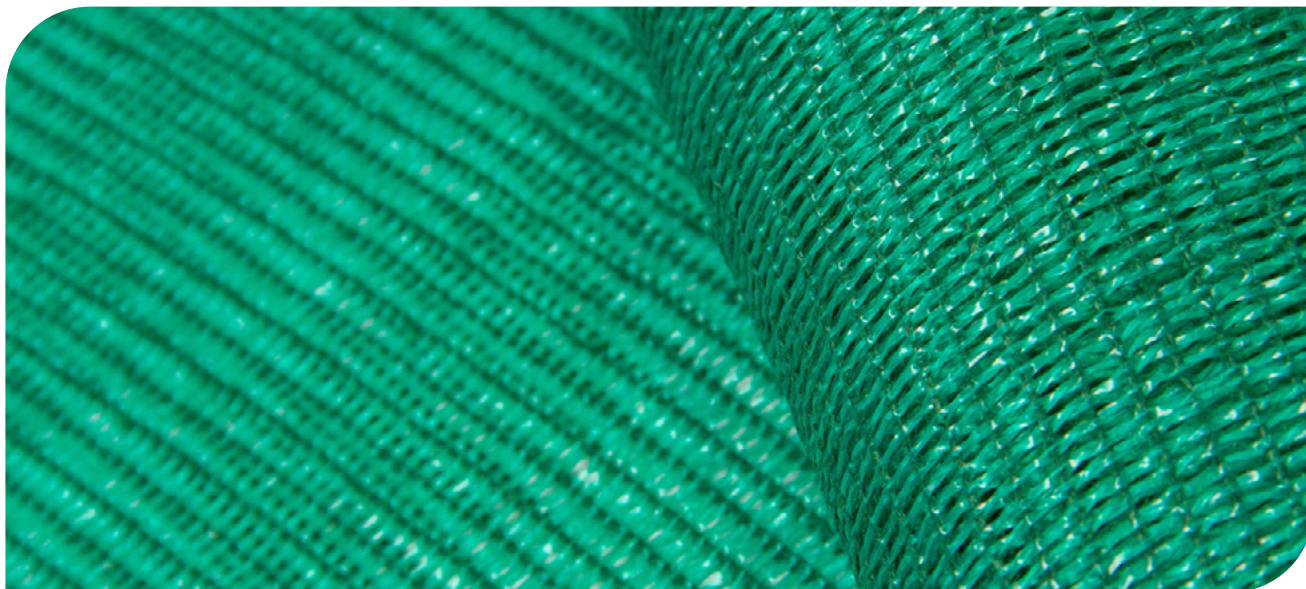
Esse tipo de manto é utilizado para aplicações onde a vegetação natural (por si mesma) fornece proteção suficiente contra a erosão. Sua durabilidade ou longevidade funcional consiste entre 1 a 48 meses, o que se reflete na biodegradação ou fotodegradação do manto.

No fim da vida útil do manto, espera-se que a vegetação se encontre totalmente estabelecida e possa resistir por si mesma aos eventos hidrológicos e climáticos que geram erosão no solo.

Dentro dessa classificação encontram-se o Ecomatrix e os Agromantos:

- ◆ O Ecomatrix é uma malha de polipropileno de aparência natural e cor verde, que protege a superfície

do solo da erosão produzida por eventos naturais como chuvas e ventos. Oferece sombreamento parcial e armazenamento de calor para favorecer o desenvolvimento da vegetação.



▲ *Fotografia 2.16 | Ecomatrix.*

- ◆ O Agromanto é um Não Tecido feito de fibras fique, coco e/ou fique-coco, dispostas entre uma ou duas malhas do mesmo material natural ou polipropileno. Destaca-se por sua excelente capacidade de resistir aos agentes erosivos, ao mesmo tempo em que se biodegrada, integrando-se finalmente ao solo.



▲ *Fotografia 2.17 | Agromantos.*

Vantagens e benefícios dos Mantos temporários:

- ◆ Limitam a erosão do solo.
- ◆ Conservam a umidade do solo e permitem a passagem de luz solar que facilita a germinação das sementes.
- ◆ Biodegradação ou fotodegradação (uma vez degradado, o manto é integrado no solo, melhorando sua permeabilidade).
- ◆ Protegem as sementes e as plantas durante precipitações ou ventos fortes, permitindo um melhor estabelecimento da vegetação.

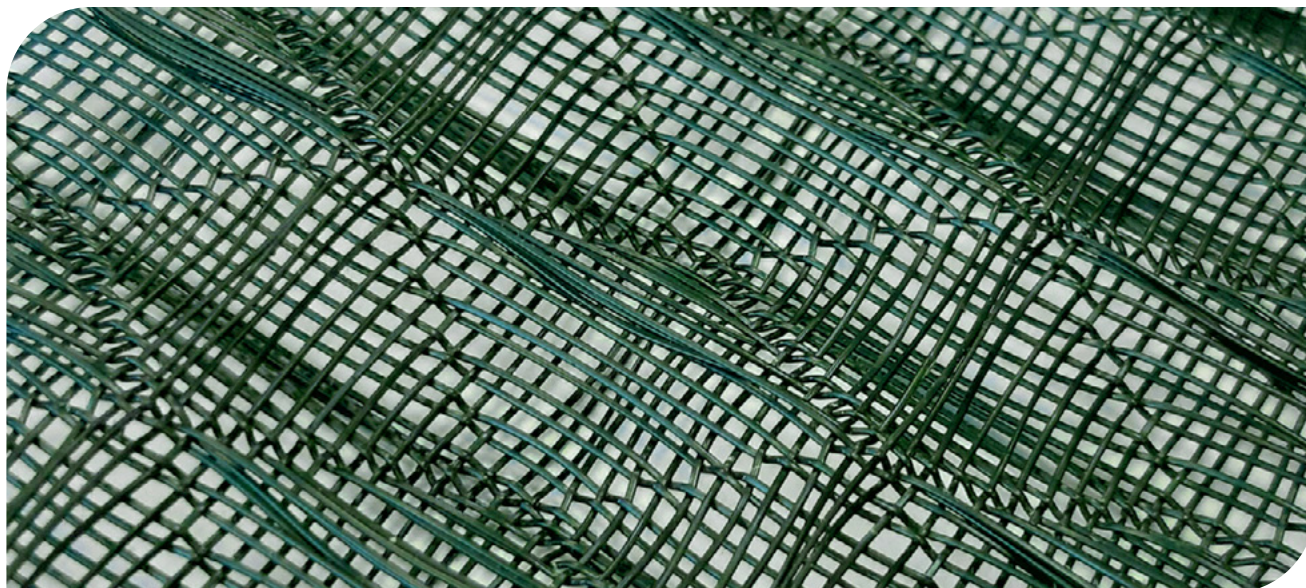
2.2.6.2 Mantos Permanentes

São mantos formados por fibras sintéticas não degradáveis, filamentos ou malhas processadas através de uma matriz tridimensional, com estabilização UV e resistentes aos produtos químicos que habitam no ambiente natural do solo. Esses tipos de Mantos são instalados onde a vegetação natural, por si mesma, não é suficiente para resistir às condições de fluxo e não fornece proteção suficiente para controlar a erosão em longo prazo. Os Mantos que são empregados nesses casos têm as propriedades necessárias para proteger a vegetação e reforçar o solo, sob as condições naturais do local. Sua durabilidade ou longevidade funcionais vão dos 48 meses até os 50 anos, aproximadamente.

Dentro dessa classificação encontram-se os Mantos TRM 500, TRM550, TRM700 e TRM1000.



▲ *Fotografia 2.18 | Manto TRM500.*



▲ Fotografia 2.19 | Manto TRM700.

Vantagens e benefícios dos Mantos permanentes:

- ◆ Mantos fotodegradáveis (uma vez degradados são integrados ao solo).
- ◆ Adaptam-se às diferentes condições do terreno.
- ◆ Resistentes às condições ambientais e de fluxo.
- ◆ Aumento de 40% na germinação das sementes e crescimento vegetal durante os primeiros 21 dias.
- ◆ 60% a mais de resistência à tração para garantir a integridade estrutural durante e depois da instalação.

2.2.7 Geocélulas

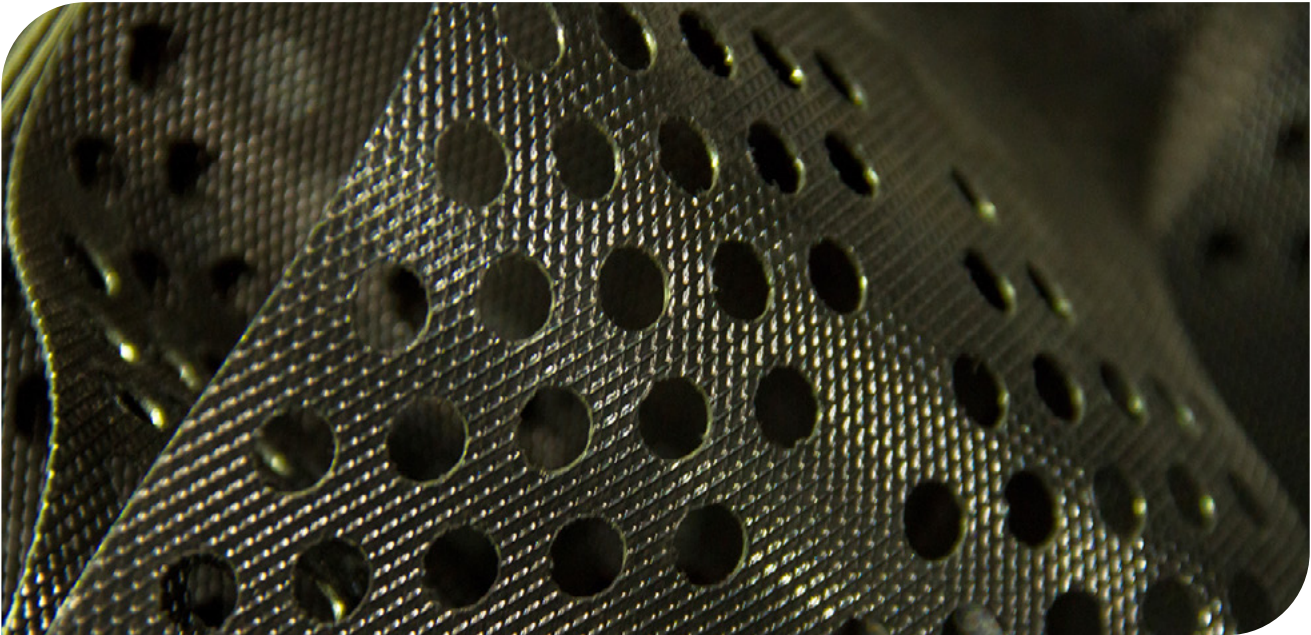
As Geocélulas são estruturas tridimensionais para o confinamento de material granular, melhorando suas propriedades de desempenho iniciais e garantindo estabilidade dimensional.

No caso de estradas, a Geocélula preenchida com material granular compactado cria uma viga semirrígida ou “efeito de viga” sobre os solos moles ou dentro da estrutura de pavimento, distribuindo a carga de modo regular e efetivo sobre uma área maior, aumentando, assim, a capacidade de suporte de carga e diminuindo o recalque diferencial.

A Geocélula funciona muito bem como elemento de controle de erosão em taludes, canais e margens de rios, entre outros. As características do material de preenchimento estarão definidas

pelas condições da gravidade do processo de erosão do local de instalação, bem como das exigências arquitetônicas, podendo ser utilizado solo orgânico para revegetar, material granular, cascalho ou concreto.

A Geocélula também é utilizada como complemento ou fachada de muros em solo reforçado com Geotêxtil ou Geogrelha, oferecendo a possibilidade de obtenção de faces revegetadas em concreto ou aparente, e permitindo o desenvolvimento de paredes mais finas e de grandes alturas.



▲ *Fotografia 2.20 | Geocélulas.*

Vantagens e benefícios das Geocélulas:

- ◆ Redução das espessuras que formam a estrutura de pavimento.
- ◆ Substituição de materiais granulares de alta especificação por materiais locais.
- ◆ Diminuição de custos iniciais do projeto e aumento da vida útil da estrada.
- ◆ Garante o confinamento do preenchimento para o controle de erosão em taludes e canais.

2.3. Controle de qualidade e ensaios de laboratório

2.3.1 Controle de parâmetros na produção

O controle de qualidade durante o processo de produção, da fase de extrusão da matéria-prima até o produto final, é fundamental para garantir um funcionamento adequado dos Geossintéticos durante

a aplicação final em qualquer projeto de infraestrutura; é por isso que toda empresa dedicada à fabricação de Geossintéticos deve cumprir com um processo de qualidade nas suas atividades de produção.

Dependendo da regulamentação de cada país, é importante que todas as regulamentações de tipo ambiental, segurança industrial e saúde ocupacional sejam devidamente certificadas pelo produtor de Geossintéticos, bem como um programa de amostragem para os lotes de produção que, mediante ensaios de laboratórios, certifique que os materiais fornecidos cumprem com as propriedades mínimas solicitadas.

2.3.2 Valor mínimo médio por rolo

Atualmente, cada fabricante obtém o valor das propriedades do seu produto utilizando as normas em vigor no país onde esteja localizado; isso, obviamente, pode gerar um grande número de critérios que tornam impossível realizar a comparação entre produtos de um ou outro país.

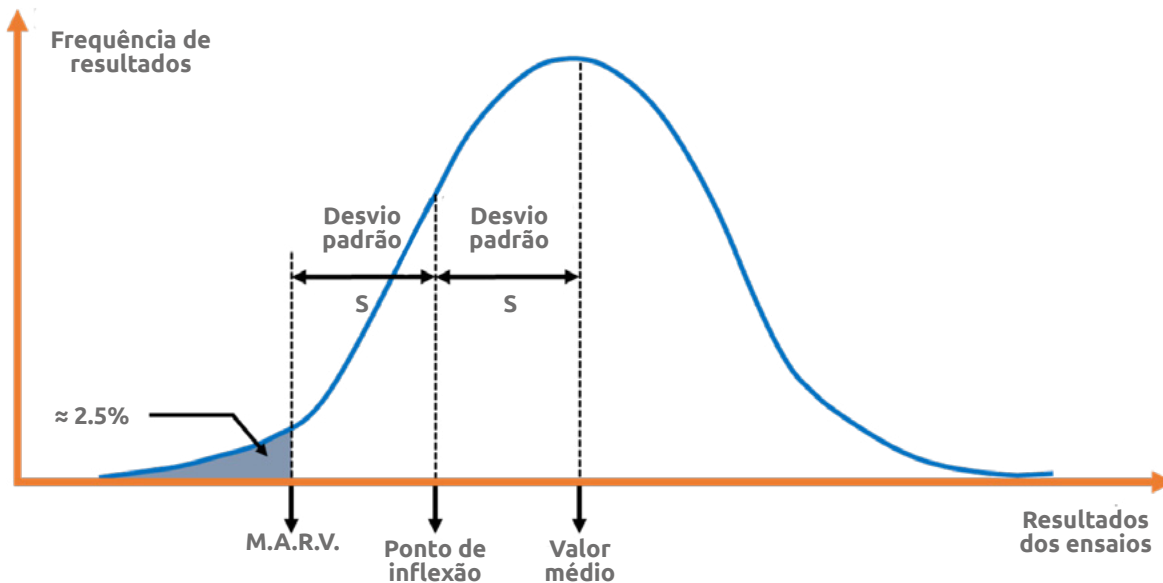
Por isso, os organismos American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e o comitê TASK FORCE # 25, o qual está conformado na AASHTO, a American Building Contractors (ABC) e a American Road Builders and Transportation Association (ARBTA) estão tratando de unificar todas as propriedades desses materiais.

Esses grupos realizaram essencialmente o mesmo conjunto ou recomendações para as propriedades mínimas dos Geotêxteis nas seguintes áreas:

- ◆ Separação (Para subleito de solo firme).
- ◆ Separação e Estabilização (Para subleito de solo mole).
- ◆ Filtração (Geotêxteis para drenagem).
- ◆ Controle de erosão (abaixo de rochas).
- ◆ Controle de sedimentos (fechamento temporário de sedimentos).
- ◆ Controle de reflexão de fissuras (estrutura do pavimento).

Frequentemente, quando há uma especificação para um Geossintético, os requisitos mínimos das propriedades do Geotêxtil são listados, enquanto comumente o fabricante lista os valores médios por lote ou o valor mínimo médio das propriedades dos rolos. Comparando esse valor de especificação com os valores listados pelos organismos antes citados, não se está fazendo uma comparação sob o mesmo critério; isso porque o valor médio é o resultado dos testes feitos pelo fabricante de uma propriedade particular em seu histórico de produção. O precedente pode ser um recompilado de ensaios realizados em vários meses ou anos de produção para um tipo de Geotêxtil. Assim, o valor médio do lote é consideravelmente mais alto do que o valor mínimo, como se vê na Figura 2.7, onde

o valor intermediário entre esses dois extremos é o valor mínimo médio do rolo ou MARV. O valor mínimo médio do rolo é a média de um respectivo número de testes feitos com o número de rolos selecionados do lote em questão, o qual é uma área limitada para avaliar uma situação em particular. Esse valor é provavelmente dois desvios padrões menor do que a média do lote. Assim, vê-se que o MARV é o mínimo de uma série de valores médios limites de um rolo. Esses valores são mostrados sistematicamente na Figura 2.7.



▲ *Figura 2.7 | Relações relativas de diferentes valores usados na especificação dos Geossintéticos.*

No gráfico, pode-se ver que estatisticamente mais ou menos 16% desses valores serão menores que $\bar{X} - S$; 2,5% será menor que $\bar{X} - 2S$, e 0,15% será menor que $\bar{X} - 3S$,

Onde:

$$\bar{X} = \text{Valor médio}$$

$$S = \text{Desvio padrão}$$

Além disso, o MARV com 2,5% dos valores sendo menores que $\bar{X} - 2S$ é também 95% do nível de confiabilidade (os outros 2,5% são maiores que $\bar{X} + 2S$ e isso, obviamente, não é uma preocupação, devido aos valores que estão acima do exigido). Outra consideração que estamos tentando avaliar são os valores máximos, como o valor do alongamento máximo, para isso o lado direito da curva na Figura 2.7 está sendo considerado e o valor comparável para MARV será logicamente o máximo do ARV.

O valor médio \bar{X} é obtido calculando $\sum X/N$, o desvio padrão é calculado como:

$$S = \left[\frac{(X_1 - \bar{X})^2 + (X_2 - \bar{X})^2 + \dots + (X_N - \bar{X})^2}{N - 1} \right]^{1/2} \quad (3.1)$$

Onde:

\bar{X} = Valor médio

X_i = Valor medido

N = O número de medições

O coeficiente de variação V , ou simplesmente variação, calcula-se por meio de $(S/\bar{X})(100)$. Essa variação deve ser a mais baixa possível, para manter um bom controle de qualidade. **Tanto a AASHTO como o comitê de TASK FORCE #25 recomendaram o uso do valor mínimo médio por rolo para as especificações dos Geossintéticos como para a lista de propriedades dos fabricantes.**

2.3.3 Certificação GAI LAP

Dado que todo o fabricante está obrigado a realizar teste de laboratório no seu processo produtivo para garantir que sejam entregues materiais com as propriedades adequadas, é importante garantir que o laboratório conte com as certificações que garantem que o testes de laboratórios sejam realizados sob abrigo das normas internacionais.

A Certificação GAI LAP (Geosynthetic Accreditation Institute – Laboratory Accreditation Program) é uma certificação internacional gerada pelo Geosynthetic Institute, aprovado pela IGS (International Geosynthetics Society), com a qual se garante que o laboratório sob certificação é capaz de desenvolver os testes aprovados de acordo com as normas internacionais com resultados confiáveis.

A certificação GAI-LAP está enquadrada nas certificações internacionais ISO 9000, ISO 17025 e ISO 17011.

É importante esclarecer que a certificação GAI LAP é emitida para cada ensaio de laboratório desenvolvido. Para garantir a confiabilidade dos Geossintéticos a serem instalados em qualquer projeto de infraestrutura, é importante que o fabricante sempre certifique que os testes de laboratório contam com certificação GAI LAP.

2.3.4 Ensaios dos Geossintéticos

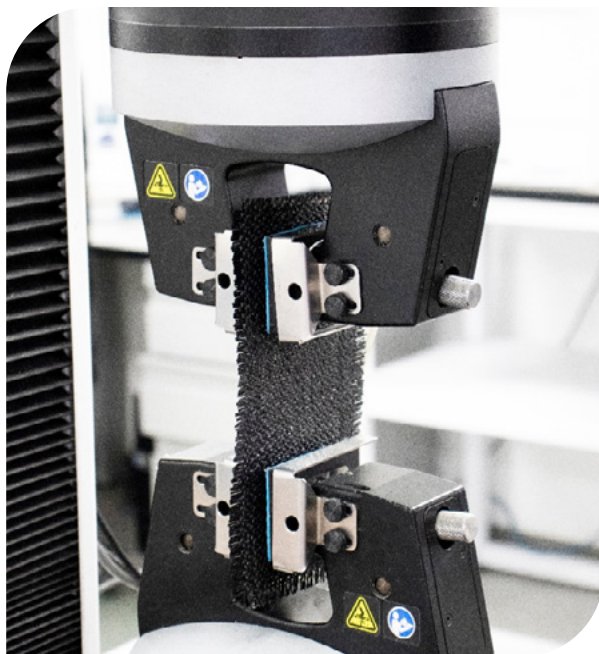
2.3.4.1 Método para determinação para a carga de ruptura e o alongamento dos Geotêxteis (método GRAB) ASTM D-4632

Essa norma consiste em aplicar à amostras de Geotêxteis Tecidos e Não Tecidos uma carga que aumenta continuamente em sentido longitudinal, até alcançar a ruptura. Os valores para carga de ruptura (tensão Grab) e o alongamento (alongamento Grab) da amostra de teste são obtidos das escalas ou mostradores das máquinas, de diagramas de registro autográfico ou computadores interconectados. Essa norma determina uma propriedade índice.

A norma inclui os procedimentos para medir a carga de ruptura e o alongamento mediante o método Grab, tanto em estado seco como em estado úmido; sem dúvida, o teste é normalmente realizado a seco, a menos que seja especificado de outra maneira.

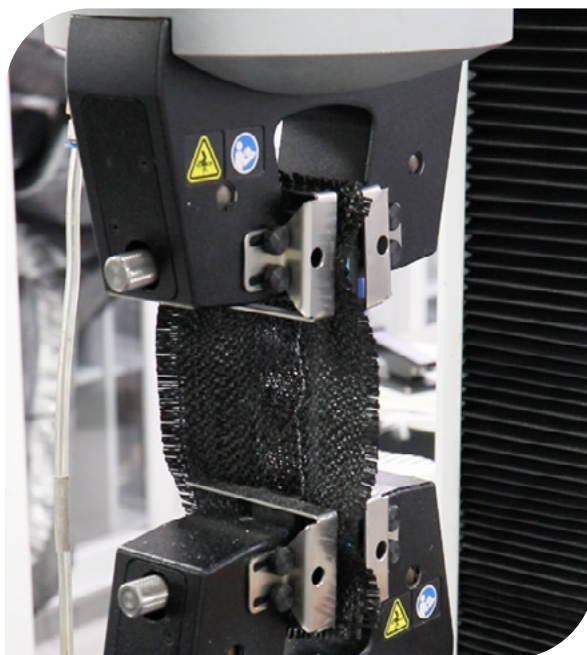
O equipamento exigido para realizar o teste é o seguinte:

- 1. Máquina para o ensaio de tração:** A máquina de ensaio deve estar dotada de um dispositivo para medir magnitudes de alongamentos das amostras, deve garantir que a velocidade de separação se mantenha constante com o tempo e deve consistir de um par de garras entre os quais o Geotêxtil a ser testado é colocado.
- 2. Garras:** As garras devem ter superfícies de agarre paralelas, paralelas, planas e capazes de evitar o deslizamento da amostra durante um teste. Cada garra deve ter uma superfície de 25,4 mm por 50,8 mm, com a dimensão mais comprida paralela com a direção de aplicação da carga. As superfícies das garras devem ser iguais e estar alinhadas uma em relação à outra.



▲ *Fotografia 2.21 | Início do ensaio método GRAB.*

O número de amostras necessário para realizar o teste é de 10.



▲ *Fotografia 2.22 | Final do teste método GRAB.*

REFERÊNCIAS

ASTM D 4632-91

ICONTEC 1998 (C16.105/83)

INVÍAS E – 901- 07

2.3.4.2 Método para a determinação da resistência de rasgo trapezoidal de Geotêxteis ASTM D-4533

Esse método de ensaio é um índice que permite determinar a força exigida para continuar ou propagar um rasgo em Geotêxteis Tecidos, Não Tecidos, tecidos de malha e telas estratificadas, pelo método trapezoidal.

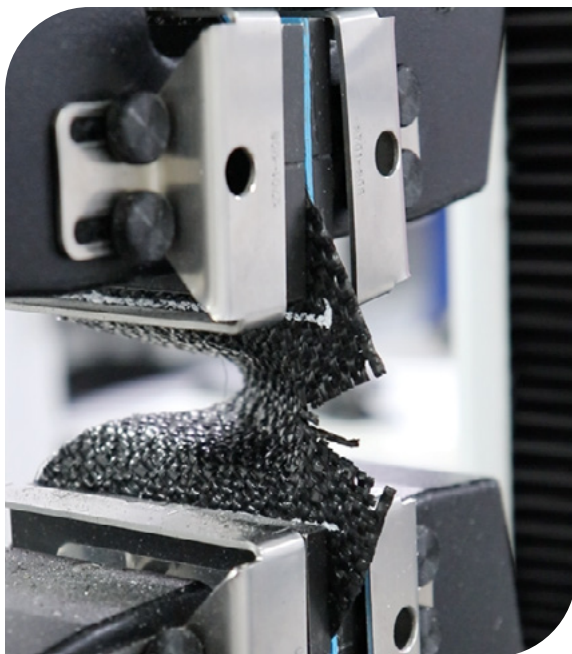
Essa norma descreve o procedimento para a determinação da resistência ao rasgo trapezoidal de Geotêxteis. Esse método corresponde a uma propriedade índice e não oferece informações suficientes para ser considerado um critério de projeto em todas as aplicações de Geotêxteis.

A resistência ao rasgo trapezoidal de Geotêxteis Tecidos é determinada basicamente pelas propriedades das fitas ou elementos que os constituem, que são presos pelas garras. Em Geotêxteis Não Tecidos, devido ao fato de as fibras estarem dispostas de uma forma mais ou menos aleatória e são capazes de se reorientarem em direção à carga aplicada, a máxima resistência ao rasgo trapezoidal da nova reorientação é alcançada quando se desenvolver uma tensão maior que a exigida para romper uma ou mais fibras simultaneamente.

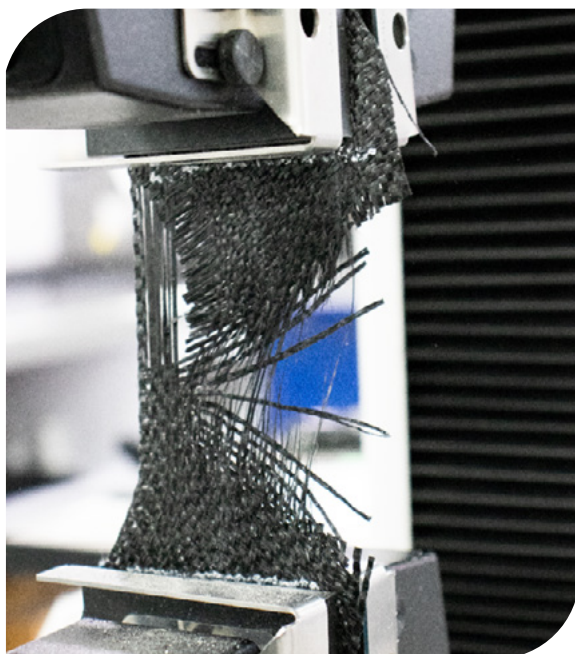
O equipamento necessário para realizar esse ensaio é o seguinte:

- 1. Máquina para o ensaio de tração:** A máquina de teste deve estar dotada de um dispositivo para medir magnitude de alongamento das amostras, deve garantir que a velocidade de separação se mantenha constante com o tempo e deve consistir de um par de garras entre as quais o Geotêxtil a ser testado é colocado.
- 2. Garras:** Devem ter superfícies de agarre paralelas, planas e capazes de evitar o deslizamento da amostra durante um ensaio. As dimensões de cada garra deve ser 50,8 mm por 76,2 mm (como mínimo), com a dimensão mais larga perpendicular à direção de aplicação da carga.
- 3. Molde trapezoidal:** Este molde é opcional e se utiliza para marcar a amostra.

O número de exemplares necessários é de 10, tomados a uma distância mínima de 1/20 do comprimento a partir da borda da tela ou a 150 mm, escolhendo a menor. De cada amostra cortam-se exemplares retangulares de 76,2 por 201,6 mm. Cortam-se em sentido longitudinal e em sentido transversal.



▲ *Fotografia 2.23 | Início do ensaio de rasgo trapezoidal.*



▲ *Fotografia 2.24 | Final do ensaio de rasgo trapezoidal.*

REFERÊNCIAS

ASTM D 4533

ICONTEC 2003 (C16.113/84)

INVÍAS E – 903 -07

2.3.4.3 Método para a determinação da permeabilidade à água dos Geotêxteis por meio da permissividade ASTM D-4491

Esse método de teste fornece procedimentos para determinar a condutividade hidráulica (permeabilidade à água) dos Geotêxteis em termos de permissividade sob condições de teste padronizadas, sem submeter o exemplar à carga normal. Essa norma inclui dois procedimentos:

O teste de enxurrada constante e o teste de enxurrada variável.

- 1. Ensaio de carga constante:** Mantém-se um fluxo de 50 mm de água sobre o exemplar de Geotêxtil durante o teste. Determina-se a vazão por método volumétrico. O ensaio de fluxo constante é utilizado quando a vazão de água que passa através do Geotêxtil é tão grande que é difícil fazer leituras sobre a mudança do fluxo no que diz respeito ao tempo.
- 2. Ensaio de carga variável:** Estabelece-se uma coluna de água que passa através da amostra de Geotêxtil e se fazem leituras sobre a mudança do fluxo no que diz respeito ao tempo. A vazão de água através do Geotêxtil deve ser suficiente lenta para obter medidas exatas.

Observação: Demonstrou-se que os dados obtidos utilizando qualquer um dos ensaios fornecem resultados conformes. A seleção do método de ensaio fica a critério do responsável do ensaio.

O equipamento exigido para realizar esse ensaio está sujeito a um dos seguintes arranjos:

- a.** Os aparelhos devem ser capazes de manter um fluxo constante de água no Geotêxtil que está sendo objeto do ensaio.
 - b.** Os aparelhos devem ser capazes de serem utilizados como o aparelho de ensaio de fluxo variável.
- 1.** O aparelho em si não deve intervir no estabelecimento dos parâmetros do ensaio (vazão, carga, seção transversal, tempo). Deve-se estabelecer uma curva de calibragem (vazão vs. fluxo) para o aparelho somente com o objetivo de estabelecer as correlações correspondentes.
 - 2.** O dispositivo consiste em uma unidade alta e uma baixa, as quais estão sujeitas uma da outra. A amostra de Geotêxtil é colocado na parte inferior da unidade alta. O dispositivo tem, além disso, um tubo para a medição do valor da carga constante. A válvula colocada no tubo de descarga permite ajustes do fluxo de água na parte inferior da amostra.
 - 3.** Para obter resultados confiáveis, água limpa e desareada deve ser usada usando uma bomba de vácuo de 710 mm de mercúrio (Hg) por um período de tempo que leve o conteúdo de oxigênio

dissolvido do nível mais baixo a um máximo de seis (6) partes por milhão. O conteúdo de oxigênio dissolvido poderá ser determinado por um aparato químico comercial disponível ou por medidor de oxigênio dissolvido. A água desareada deve ser armazenada em um tanque fechado até alcançar a temperatura do laboratório.

Observação: O sistema de eliminação de ar poderá ser um sistema comercial disponível ou poderá consistir de uma bomba de vácuo capaz de remover um mínimo de 150 L/min. de ar conectado com um tanque de armazenamento não colapsável, com capacidade suficiente para armazenar uma série de provas ou, pelo menos, uma prova ao mesmo tempo.

Com o objetivo de obter um valor representativo da permissividade, devem-se tomar amostras de cada metro quadrado para realizar testes e selecionar quatro (4) exemplares cortados de acordo com as dimensões e recomendações do aparelho disponível. O diâmetro dos exemplares deve ser no mínimo de 25 mm.

Para acondicionar os exemplares, eles devem ser saturados na amostra de água desareada dentro de um recipiente fechado, mantendo-o por um período de duas (2) horas sob condições de laboratório.



▲ *Fotografia 2.25 | Início do ensaio de permissividade.*



▲ Fotografia 2.26 | Conjunto de Geotêxtil para ensaio de permissividade.



▲ Fotografia 2.27 | Final de teste de permissividade.

REFERÊNCIAS

ASTM D4491 - 92

ICONTEC 2002

INVÍAS E – 905 - 07

2.3.4.4 Método de teste padrão para determinar a espessura nominal de Geotêxteis e Geomembranas ASTM D-5199

A espessura é uma das propriedades físicas básicas utilizadas no controle de qualidade de muitos Geotêxteis e Geomembranas. Para o cálculo de alguns parâmetros de Geotêxteis e Geomembranas exige-se calcular o valor da espessura, como no caso dos coeficientes de permeabilidade, esforço a tração (índice), já que a espessura não é um indicador do desempenho no campo e, por isso, não é recomendado para especificação.

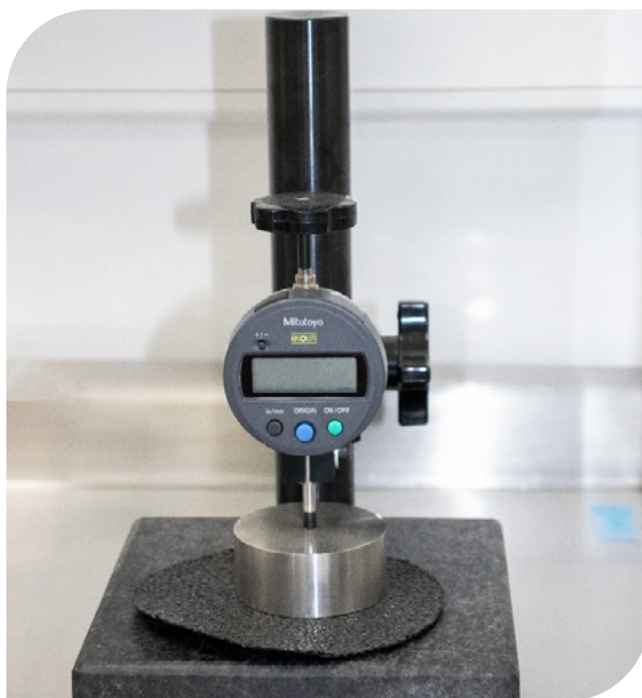
A espessura de Geotêxteis e Geomembranas pode variar consideravelmente, dependendo da pressão aplicada ao exemplar durante sua medição. As mudanças observadas na diminuição de espessura ocorrem quando são aplicados aumentados na pressão. Para minimizar a variação, será utilizado um tamanho de amostra e pressão aplicada para assegurar que todos os resultados são comparáveis conforme será indicado nesse método específico.

Esse método de teste nos oferece os valores de espessura para Geotêxteis e Geomembranas sob esforços normais variáveis. Esse método de teste determina a espessura nominal, que não é necessariamente a espessura mínima.

O equipamento necessário para realizar esse teste é o seguinte:

- 1. Instrumento para medição da espessura:** O elemento para medir a espessura terá uma base e um pé que pressiona uma das faces planas e paralelas uma à outra a menos de 0,01 mm, calibrada com um diâmetro de 56,4 mm, a base deverá ser ampliada com o mínimo de 10 mm em todas as direções no que diz respeito à borda do pé de pressão, que por sua vez deverá ter uma área de 2500 mm² de seção circular que será utilizada para análise de Geotêxteis. Um calibrador de 6,35 mm será utilizado para analisar Geomembranas. O instrumento deverá ter a capacidade de medida uma espessura máxima de pelo menos 10 mm com uma exatidão de $\pm 0,002$ mm. Os calibradores serão construídos para permitir a aplicação gradual de pressão a uma força específica de $2 \pm 0,02$ kPa ($0,29 \pm 0,003$ psi) para os Geotêxteis e $20 \pm 0,2$ kPa ($2,9 \pm 0,03$ psi) para as Geomembranas. Pode-se utilizar uma carga com peso morto.
- 2.** A força especificada de 20 kPa pode ser inadequada para algumas Geomembranas HDPE. Recomenda-se uma pressão no intervalo de 50 a 200 kPa para esse tipo de Geomembranas; há uma grande quantidade de leituras fictícias utilizando 20 kPa de pressão.
- 3. Moldes de corte:** Os moldes para cortar exemplares devem ter, como dimensões mínimas, um círculo de 75 mm.

O número de exemplares para o teste é de 10, para os testes de direção da máquina e 10 para o testes de direção transversal dela mesma.



▲ *Fotografia 2.28 | Ensaio de espessura nominal.*

REFERÊNCIAS

ASTM D 5199-91

INVÍAS E – 906 – 07

2.3.4.5 Método padrão para a determinação do tamanho de abertura aparente (TAA) de um Geotêxtil ASTM D-4751

Este método de teste consiste em colocar uma amostra de Geotêxtil em uma estrutura de peneira e partículas de vidro graduadas são colocadas nela. O conjunto é agitado energicamente para induzir a passagem de partículas através do Geotêxtil. O procedimento se repete para o mesmo exemplar com tamanhos variados de partículas de vidro até determinar o Tamanho de Abertura Aparente (TAA). Essa propriedade também se conhece como AOS (Apparent Opening Size).

Ao usar um Geotêxtil como um meio para reter partículas do solo, necessita-se de uma compatibilidade entre o Geotêxtil e o solo adjacente. Este método de ensaio é utilizado para indicar o TAA em Geotêxtil, onde se reflete a maior dimensão de abertura disponível para que um solo possa atravessá-lo.

O equipamento necessário para realizar esse teste é o seguinte:

- 1. Peneirador:** Se usa um peneirador mecânico que impede movimentos laterais e verticais na peneira, fazendo com que as partículas saltem e girem ao mesmo tempo, apresentando assim diferentes orientações sobre a superfície do Geotêxtil. O peneirador deverá ser um mecanismo de frequência constante que utiliza um braço coberto com cortiça ou borracha que causa impactos.
- 2. Fundo, cobertura e peneira de 200 mm de abertura:** Designação padrão EUA.
- 3. Material para o peneiramento:** Consiste em partículas esféricas de vidro em frações de tamanhos variáveis, devem ser preparados pelo menos 50 gramas de cada fração de tamanho para serem utilizados antes de começar o ensaio.
- 4. Balança:** De capacidade adequada para a massa que se espera usar e uma precisão de $\pm 0,05g$.
- 5. Eliminação da estática:** para impedir a acumulação de eletricidade estática, quando as partículas são peneiradas sobre a superfície de Geotêxtil. Dispositivos comerciais disponíveis ou compostos antiestáticos podem ser utilizados para esse fim.
- 6. Forno de secagem.**
- 7. Fundo:** Necessário para a re-coleta de partículas peneiradas.



▲ Fotografia 2.29 | Peneira.



▲ Fotografia 2.30 | Conjunto de ensaio de tamanho de abertura aparente (TAA).

REFERÊNCIAS

ASTM D4751 - 95

ICONTEC

INVÍAS E – 907 – 07

2.3.4.6 Método de ensaio para medir a deterioração de Geotêxteis à exposição de luz ultravioleta e água (aparelho do tipo arco de xenônio) ASTM D-4355

Esse método cobre a avaliação da diminuição da resistência à tração de Geotêxteis expostos à luz ultravioleta e à água.

O aparato para a exposição à luz e à água emprega como fonte de luz um arco de xenônio.

Os Geotêxteis são elaborados com diferentes processos e formulações de polímeros, fazendo com que possuam diferentes sensibilidades à radiação ultravioleta. Esta radiação proveniente do sol muda segundo o tempo de exposição, o ângulo de inclinação sobre o horizonte; condições topográficas, atmosféricas e a Geografia do lugar. O ensaio que usa o arco de xenônio não pode simular todas essas variáveis, motivo pelo qual deve-se relacionar esse teste diretamente à luz artificial, com resultados de testes de exposição direta ao sol para cada Geotêxtil específico, e da mesma maneira para cada lugar.

Esse procedimento avalia Geotêxteis sob condições normalizadas de umidade e temperatura para três diferentes períodos de tempo junto com amostras sem exposição à luz ultravioleta. Esse método de teste permite ao usuário desenvolver curvas de degradação dos Geotêxteis os quais estão sendo testados.

A curva de deterioração obtida deste teste permite ao usuário determinar a forma pela qual se deteriora um Geotêxtil quando está exposto simultaneamente à luz ultravioleta e à água.

O equipamento necessário para realizar esse teste é o seguinte:

- 1. Aparelho de arco de xenônio, bem de tipo BH ou C:** O aparelho deve ser capaz de expor amostras apenas a ciclos de luz, seguido de um spray de água em conjunto com exposição à luz sob condições controladas de atmosfera e deve ser equipado com um filtro de vidro borossilicato tanto interna quanto externamente.
- 2. Máquina para o ensaio de tração:** conforme descrito para o teste GRAB, (ASTM D-4632).

REFERÊNCIAS

ASTM D 4355-92

INVÍAS E – 910 - 07

2.3.4.7 Método padrão para determinar a retenção de asfalto de Geotêxteis utilizados em repavimentações asfálticas ASTM D-6140

Essa norma consiste em medir a capacidade de retenção asfáltica dos Geotêxteis de Repavimentação, a qual se define como o volume de cimento asfáltico retido por Geotêxteis de Repavimentação por unidade de área do exemplar após ser submergido no cimento asfáltico. O uso deste método está dado para estabelecer um valor índice para fornecer critérios padrão e uma base para relatórios uniformes.

As amostras de teste são pesadas individualmente antes de serem submersas em cimento asfáltico que será utilizado para a camada superior. O cimento asfáltico se mantém em uma temperatura específica.

Depois de serem submersos, os exemplares são pendurados para serem secos no forno por um período de tempo especificado no forno na mesma temperatura. Após a conclusão do processo de submersão e secagem dos exemplares, cada exemplar é pesado e a retenção do asfalto determinada.

Esse método de ensaio refere-se ao procedimento para determinar a retenção de asfalto para Geotêxteis. Os Geotêxteis de Repavimentação são utilizados em um sistema de membrana têxtil como uma intercamada em pavimentos antes da colocação de uma camada superior de asfalto.

O equipamento necessário para realizar esse ensaio é o seguinte:

- 1. Escala ou balança:** A balança deve ter uma capacidade e uma sensibilidade suficiente para pesar os exemplares com uma precisão de ± 0.1 gramas. A precisão da escala deverá ser certificada por uma autoridade reconhecida.
- 2. Matriz de corte:** A matriz deve medir 100 mm por 200 mm (4 por 8 pulg) com uma tolerância de 1 mm (1/6 pulg) em cada dimensão.
- 3. Forno convencional mecânico:** Deverá ter a capacidade de manter a temperatura exigida de teste com uma tolerância de $\pm 2^{\circ}\text{C}$ (4°F).
- 4. Cimento asfáltico:** Deve atender às condições de penetração de 60 a 70 décimos de milímetro, ou equivalente, ou recomendadas por órgão específico. O cimento asfáltico não deverá ser utilizado por mais de três séries de teste. Esquentar e esfriar repetidamente podem variar os resultados do ensaio devido ao manejo do asfalto.

Observação: O aquecimento e resfriamento repetidamente podem alterar a viscosidade do asfalto e levar a valores mais elevados de retenção do asfalto. Se se observa uma tendência de aumento nos valores de retenção asfáltica, o cimento asfáltico deve ser trocado.

O número de exemplares necessárias para a prova é de quatro, cortados na direção transversal da máquina e quatro exemplares na direção da máquina para cada amostra com uma dimensão de 100 por 200 mm.

REFERÊNCIAS

ASTM D 6140-00

INVÍAS E – 911 - 07

2.3.4.8 Método padrão para medir a massa por unidade de área de Geotêxteis ASTM D-5261

Este padrão fornece instruções para determinar a massa por unidade de área medindo o peso de amostras de dimensões conhecidas, obtidos de vários locais sobre o comprimento total da amostra

do laboratório. Os valores obtidos são calculados para obter a massa média por unidade de área da amostra de laboratório, que por sua vez será utilizada para determinar o valor médio mínimo por rolo do lote, como resultado da avaliação comparativa com os demais correspondentes valores das amostras do lote.

Esse método de teste é utilizado para determinar se um Geotêxtil cumpre com a massa por unidade de área estabelecida pelas especificações técnicas de um projeto. Este método também pode ser usado para estabelecer a conformidade de um material dentro das atividades de controle de qualidade durante o processo de produção industrial.

O equipamento necessário para realizar esse teste é uma balança, calibrada e com capacidade de até 5000 g com uma precisão de 0,01 g.

O número mínimo de exemplares de teste será de 5, obtidos de maneira a representar o comprimento do rolo e em combinação com uma área mínima de 100.000 mm². Cada exemplar de teste deverá possuir uma área mínima de 10.000 mm². O corte entre exemplares de teste terá uma precisão de $\pm 0,5\%$ de sua área.

Não serão tomados exemplares para teste dentro de décimos da largura do rolo em cada lado medido a partir das bordas.

Os exemplares serão acondicionados até que alcancem a atmosfera para testes de Geotêxteis. Considera-se que tenham alcançado o equilíbrio quando o aumento em massa do exemplar em sucessivas pesagens, em intervalo não menores que 2 horas, não supere 0,1% da massa do exemplar.



▲ *Fotografia 2.31 | Ensaio de massa por unidade de área.*

REFERÊNCIAS

ASTM D 5261-92

INVÍAS E – 912 - 07

2.3.4.9 Método de ensaio padrão para determinar a resistência ao puncionamento estático de Geotêxteis usando um pistão de teste de 50 mm de diâmetro ASTM D-6241

Esta norma estabelece o procedimento para determinar a resistência ao puncionamento estático dos Geotêxteis tomando uma amostra que é submetida por meio de pinças sem serem tensionadas entre placas circulares e são fixadas em uma máquina de tensão ou compressão, ou ambas. Uma força é exercida no centro da peça que não é suportada por um pistão de aço fixado no indicador de carga até que ocorra a ruptura. A força máxima registrada é o valor da resistência ao puncionamento.

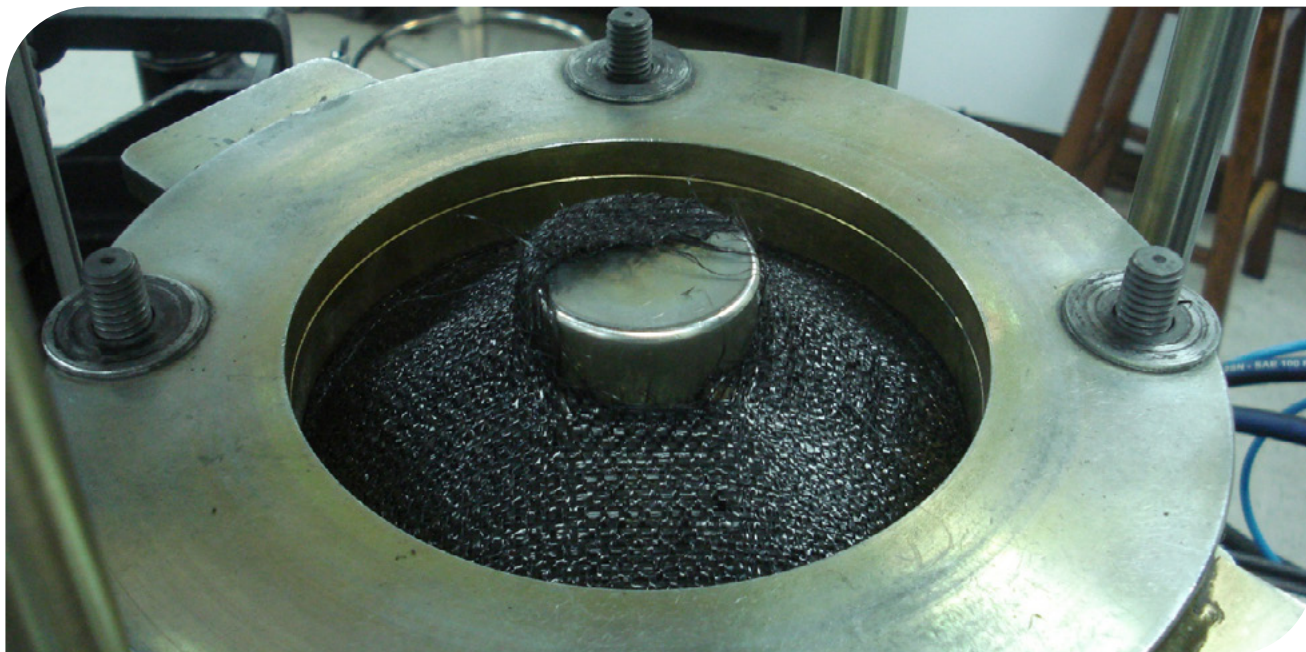
Esta metodologia de teste é um índice utilizado para medir a força exigida por puncionar um Geotêxtil e/ou produtos relacionados. O tamanho relativamente grande do pistão fornece uma força multidirecional no Geotêxtil.

O equipamento necessário para realizar esse teste é o seguinte:

- 1. Máquina de teste de penetração:** deve ser do tipo taxa constante de extensão (CRE), com um registrador gráfico em conformidade com a especificação D 76.
- 2. O pistão:** com um diâmetro plano de 50 milímetros \pm 1 mm com uma borda radial de 2,5 mm \pm 0,5 mm.
- 3. Aparatos de fixação:** consistem em placas concêntricas com diâmetro interno de 150mm, capazes de segurar a amostra sem que ela escorregue (o limite de escorregamento da amostra durante a prova é de 5mm). Sugere-se que o diâmetro externo seja de 250 mm. O diâmetro dos orifícios usados para fixar a pinça do anel é sugerido como sendo 11 mm e eles estão igualmente espaçados em um diâmetro de 220 mm.
- 4.** As superfícies dessas placas podem ser ranhuras de borracha em forma de O ou lixa áspera colada em ambas as superfícies. Recomenda-se que os parafusos de 9,5 mm sejam soldados à placa inferior para que a placa superior possa ser montada sobre os parafusos e as porcas possam ser facilmente apertadas. Um bloco guia pode facilitar a colocação da amostra a ser fixada. Outros métodos de fixação que evitem o deslizamento da amostra são aceitáveis.



▲ *Fotografia 2.32 | Início do ensaio de método de puncionamento estático.*



▲ *Fotografia 2.33 | Finalização do ensaio de puncionamento estático.*

REFERÊNCIAS

ASTM D6241 – 99

INVÍAS E – 913 - 07

2.3.4.10 Método de ensaio padrão para determinar o coeficiente de interação solo-Geossintético e Geossintético - Geossintético pelo método de cisalhamento direto ASTM D 5321 - 02

A resistência ao cisalhamento entre um Geossintético e um solo, ou outro material, é determinada colocando o Geossintético e um ou mais superfícies de contato, como um solo, dentro da caixa de cisalhamento direto. Uma força normal constante e representativa do nível de esforços é aplicada sobre a amostra e uma força tangencial ou cortante é aplicada no aparato, para que uma seção da caixa se mova em relação à outra seção, a força cortante é tomada em função do deslocamento horizontal entre as seções da caixa de cisalhamento.

A prova é desenvolvida com um mínimo de três diferentes esforços normais, selecionados pelo usuário, para modelar as condições apropriadas do campo. Os valores de tensão de cisalhamento obtidos são plotados em relação às tensões normais aplicadas usadas no teste. Os dados da prova são representados pela linha de falha cuja inclinação é o coeficiente de atrito entre os materiais e o ponto de interseção no eixo das ordenadas será o valor de adesão.

Esse método de prova cobre o procedimento para determinar a resistência ao cisalhamento de um Geossintético contra um solo, ou Geossintético contra Geossintético, sob uma taxa constante de deformação. O método de prova é realizado para indicar o desempenho dos materiais selecionados modelando as condições de campo. Os resultados obtidos por esse método podem ser limitados na extensão da sua aplicabilidade nas condições específicas consideradas para o teste.

O equipamento necessário para realizar esse ensaio é o seguinte:

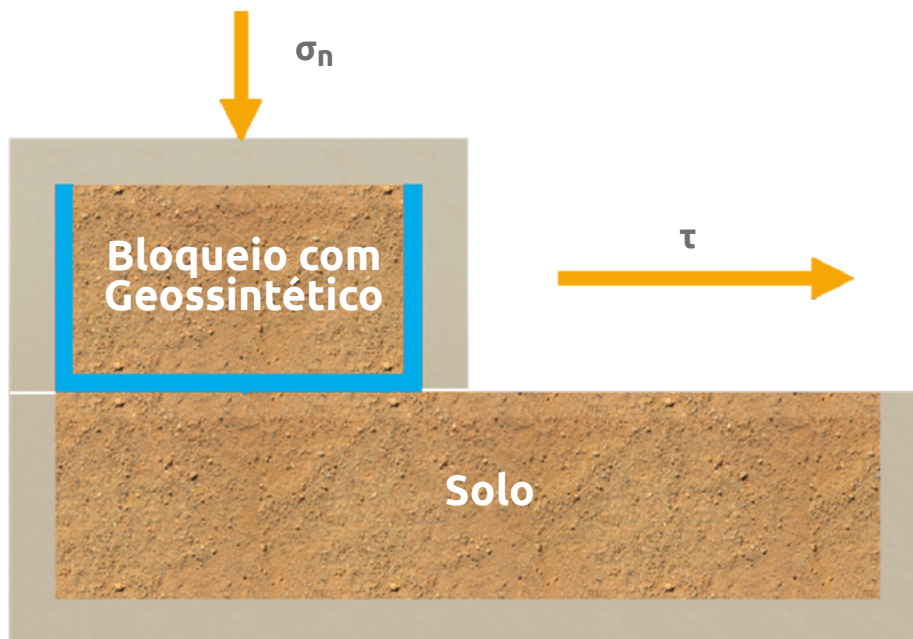
- 1. Equipamento de cisalhamento:** O equipamento é composto por dois recipientes, um fixo e outro móvel, ambos devem ser capazes de conter a amostra de solo úmido ou seco, e devem ser rígidos o suficiente para não distorcer os resultados durante o teste de cisalhamento. O recipiente móvel deve possuir um mecanismo que garanta o movimento da caixa com o mínimo de atrito e apenas na direção paralela à força de cisalhamento aplicada.
- 2. Recipientes da amostra:** Eles podem ser quadrados e retangulares e ter uma dimensão mínima de 30 mm ou 15 vezes o D₈₅ do solo da amostra ou 5 vezes o máximo da abertura de poros de Geossintético da amostra. A profundidade de cada caixa deve ser de ao menos 50 mm ou de 6 vezes o tamanho máximo da partícula do solo da amostra.
- 3. Equipamento da aplicação de carga vertical:** Deve ser capaz de aplicar e manter uma força normal constante sobre a amostra durante a prova. O tipo de aplicação de carga pode ser por peso, por

sistemas hidráulicos ou pneumáticos, ou pistões.

4. Equipamento da aplicação de carga de cisalhamento: Deve ser capaz de aplicar e manter uma força constante sobre a amostra em uma taxa de deslocamento constante em direção paralela à caixa móvel. A taxa de deslocamento deve ser controlada com uma precisão de $\pm 10\%$ com um intervalo de deslocamento de, ao menos, 6,35 mm/min a 0,025 mm/min. Esse equipamento deve ser conectado ao aparelho de prova de tal maneira que o ponto de aplicação da força esteja no plano da interface de cisalhamento e se mantenha igual para todas as amostras.

5. Indicadores de deslocamento: Esses indicadores devem ser capaz de medir o deslocamento de ao menos 75 mm para deslocamentos horizontais e 25 mm para deslocamentos verticais. A sensibilidade desses indicadores deve ser de 0,02 mm para deslocamentos horizontais.

6. Preparação do solo de amostra: Em provas que utilizem solo como superfície de fricção se devem levar as recomendações de compactação dadas nas normas ASTM D 698 ou D 1557 ou D 3080.



▲ *Figura 2.8 | Ensaio de interação do solo-Geossintético.*

REFERÊNCIAS

- ASTM D 5321- 02
- ASTM D 698
- ASTM D 1557
- ASTM D 3080

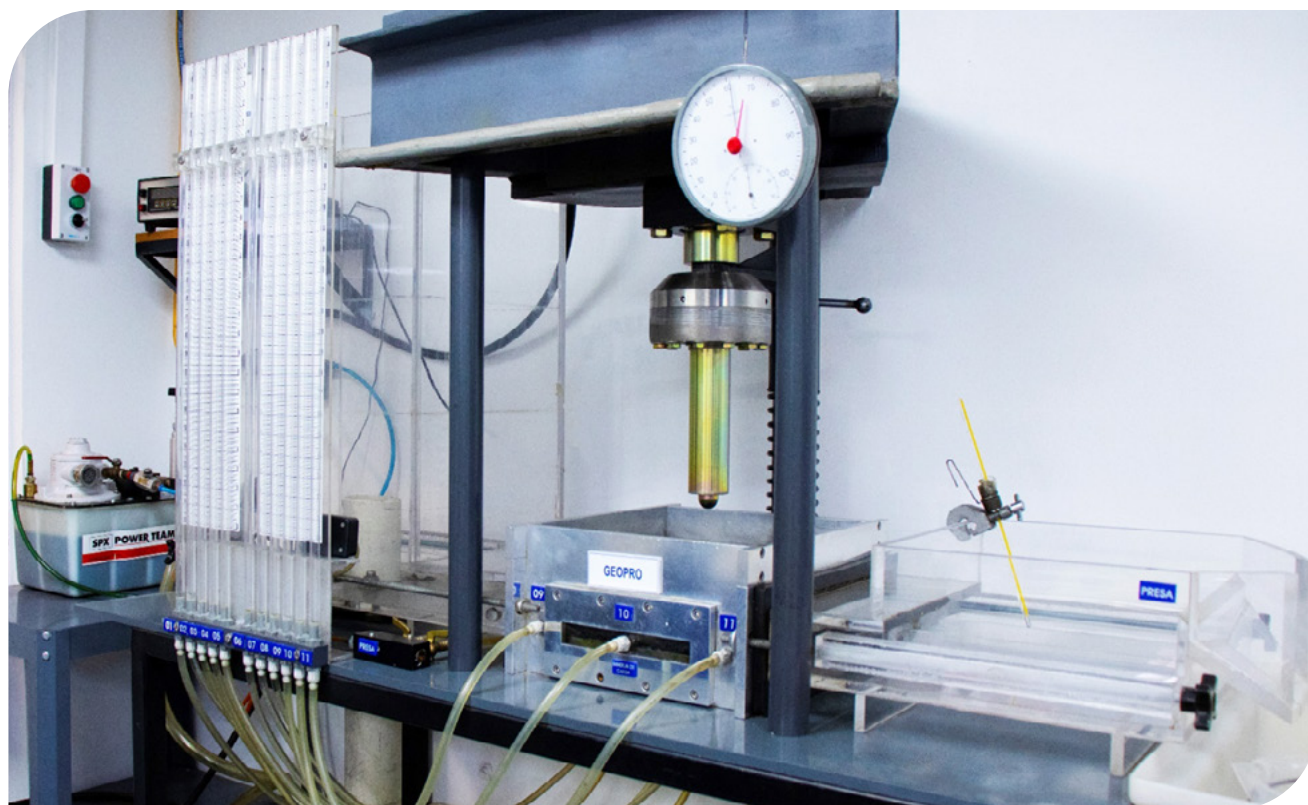
2.3.4.11 Método de ensaio para determinar a taxa de fluxo e a transmissividade hidráulico de um Geossintético utilizando uma carga constante ASTM D4716-03

A taxa de fluxo por unidade de comprimento é determinada medindo a quantidade de água que passa por um exemplar de prova em um intervalo específico de tempo sob um esforço normal e um gradiente hidráulico específico.

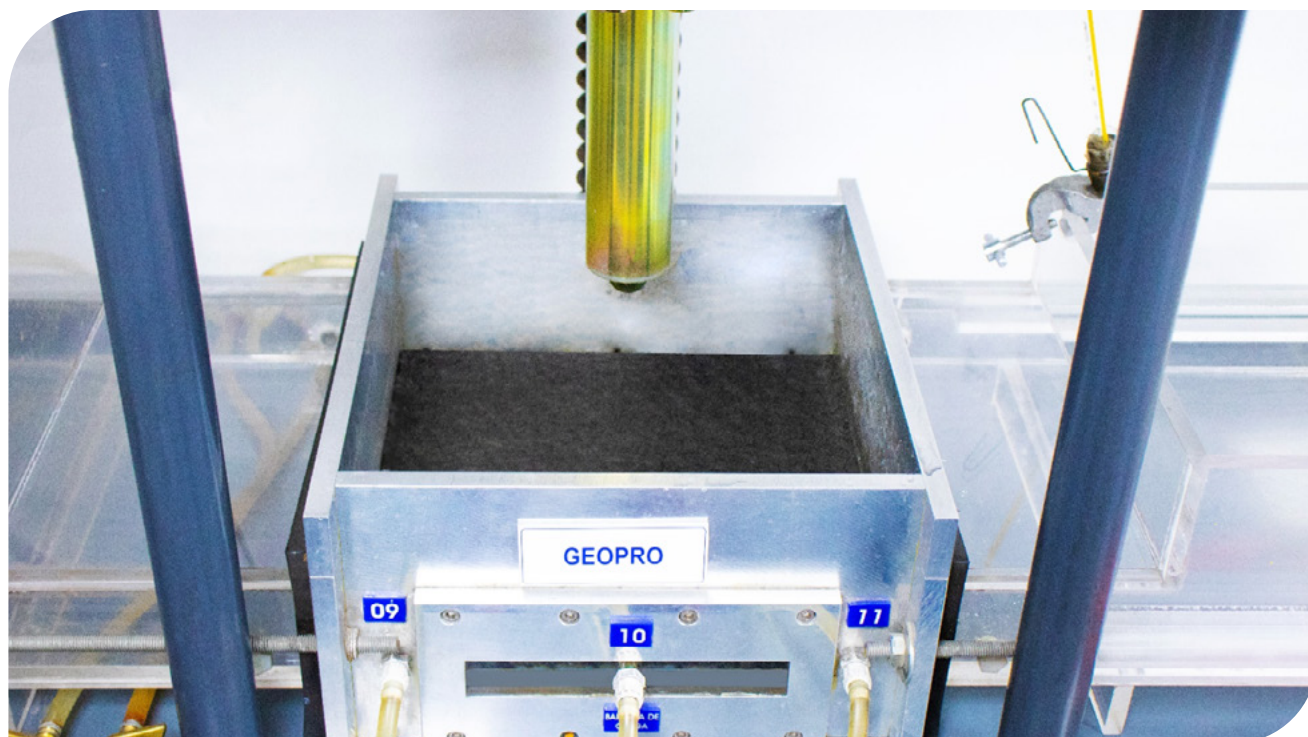
A transmissividade hidráulica deveria ser determinada apenas por provas que exibem uma taxa de fluxo linear por unidade de comprimento contra o gradiente relacionado, quer dizer, fluxo laminar.

O equipamento necessário para realizar esse teste é o seguinte:

- 1. Base:** É uma superfície plana e lisa, com uma medida suficiente para poder abrigar o exemplar de prova. Para provas com Geotêxteis, todas as superfícies devem estar cobertas com uma camada de borracha para filtrações.
- 2. Reservatório:** Pode ser de material plástico, de vidro ou metal. Sua altura deve ser pelo menos igual ao comprimento geral do exemplar; este deve ter a capacidade de manter um nível constante de água para qualquer altura de teste.
- 3. Mecanismo de carga:** Esse mecanismo deve ser capaz de gerar um esforço normal à compreensão sobre a amostra de prova em um intervalo que vai dos 10kPa até pelo menos 500kPa sobre uma área aproximada de 300 mm por 300 mm, que são as dimensões recomendadas para o tamanho do exemplar.
- 4. Dreno de ralo:** Deve ser pelo menos do comprimento da base ou comprimento do exemplar, pode ser retangular ou triangular e deve estar localizado em uma altura superior à do exemplar.
- 5. Coletor de ralo:** O coletor deve ter tamanho o bastante para poder captar o fluxo de saída do aparato para poder ser medido para cálculos posteriores.
- 6. Manômetros:** Estão localizados na entrada e na saída do exemplar, os manômetros devem ter tubulação transparente e devem ter uma altura pelo menos igual à altura do nível máxima de água alcançado no reservatório.



▲ Fotografia 2.34 | Equipamento para ensaio de transmissividade e taxa de fluxo.



▲ Fotografia 2.35 | Conjunto de proveta, ensaio de transmissividade e taxa de fluxo.

REFERÊNCIAS

ASTM D4716 – 03

2.3.4.12 Medida do potencial de colmatção de um sistema solo - Geotêxtil para a variação do gradiente hidráulico ASTM D 5101 - 90

Esse método de ensaio é aplicado para determinar o comportamento que tem um sistema solo - Geotêxtil diante do efeito de colmatção na variação da permeabilidade com o passar do tempo. O ensaio exige uma câmara de filtração vertical, um filtro ao qual será aplicado o teste e o solo no qual se queira testar o filtro. Nesse sistema se fará circular água em diferentes gradientes hidráulicos e serão medidas em diferentes intervalos de tempo as alturas piezométricas e as vazões para, assim, determinar a vedação e a permeabilidade do filtro.

O equipamento necessário para realizar esse teste é o seguinte:

- 1. Câmara de filtração vertical:** Três seções principais, dois anéis com rosca, mangueiras e suportes de entrada na câmara.
- 2. Tabela de piezômetros:** Consta de onze tubos paralelos e uma escala graduada.
- 3. Dois recipientes graduados:** Com uma capacidade de 700 cm³ e com uma entrada e saída de fluxo.
- 4. Um recipiente graduado:** Com uma capacidade de 100 cm³ para medir a vazão
- 5. Filtro:** Se é um filtro projetado em Geotêxtil, apenas se faz a prova da tela.
- 6.** Sistema de recirculação de água.
- 7.** Sistema de desareamento de água.
- 8. Cilindro de madeira:** Com 50 mm de diâmetro por 150 mm de comprimento, este cilindro será usado para compactar o material.

REFERÊNCIAS

ASTM D 5101 – 90



Capítulo 3

GENERALIDADES DE

Projeto

Desde o aparecimento dos Geossintéticos como novos materiais a serem empregados na engenharia civil, desenvolveram-se diferentes metodologias de projeto baseadas na experiência, investigação e modelos matemáticos, os quais são aplicados sob diferentes critérios de engenharia.

Neste capítulo expomos algumas dessas metodologias para o uso do Geossintético em obras de engenharia civil e controle de qualidade no processo de fabricação.

3.1 Projeto

Consiste em avaliar o Geossintético com base na função principal para o qual se especifica (separação, reforço, drenagem, filtração ou proteção) e poder calcular os valores numéricos da propriedade exigida. Desta forma, realiza-se uma escolha de Geossintético atendendo apenas aos aspectos qualitativos e quantitativos. Em alguns casos, exigem-se cumprir várias funções simultaneamente e, por isso, a seleção do Geossintético a ser empregado será mais segura se ele puder desenvolver as funções ao mesmo tempo.

Para que os Geossintéticos possam proporcionar muita segurança no desenvolvimento de suas funções, na sua fabricação e no seu início com as matérias-primas, devem ser estritamente controlados mediante a avaliação de suas propriedades durante todo o processo de produção.

Não obstante, a forma pela qual o Geossintético desenvolverá suas funções não depende unicamente do processo de fabricação, mas também em grande parte da instalação correta na obra. A partir disso se deduz a necessidade de realizar uma supervisão cuidadosa na instalação do Geossintético se se deseja conseguir um desenvolvimento completo das suas funções.

O fator de segurança será o resultado de dividir o valor do ensaio típico da propriedade relevante para a função principal (valor admissível), entre o valor exigido para a referida propriedade obtido segundo algum método ou norma de projeto representativo da realidade.

Sendo assim:

$$FS = \frac{\text{Valor admissível}}{\text{Valor exigido}}$$

Se o fator de segurança assim obtido é suficientemente maior que a unidade, o Geossintético selecionado é adequado.

Em resumo, podem-se estabelecer os seguintes passos a seguir, no desenvolvimento do projeto por função:

1. Avaliar a aplicação do Geossintético considerando os materiais que estarão em contato com ele.
2. Dependendo das condições na obra, escolher um fator de segurança adequado.
3. Especificar a função primária do Geossintético.
4. Calcular numericamente o valor da propriedade exigida do Geossintético baseando-se em sua função primária.
5. Obter o valor admissível por ensaio de cada propriedade.
6. Calcular o fator de segurança como coeficiente do valor da propriedade admissível entre o valor da propriedade exigida.
7. Comparar o fator de segurança obtido com o desejado.
8. Se o fator de segurança não é aceitável, deve-se reiniciar o processo com um Geossintético de características superiores.
9. Se o fator de segurança é aceitável, comprove se outras funções do Geossintético podem ser cruciais ou relevantes e escolha a mais completa..

Esse método de projeto será utilizado no desenvolvimento de todos os capítulos desse Manual de projeto, o que levará a identificar a função primária do Geossintético que vai ser utilizada.

No processo de projeto, serão levados em conta os ensaios de caracterização no laboratório; esses ensaios não são de todo representativos das condições de comportamento “in situ” do Geossintético, de modo que o valor da propriedade índice deverá ser dividido em diversos fatores de segurança da seguinte forma:

$$\text{Valor admissível} = \frac{\text{Valor do ensaios}}{\text{Fatores de redução}}$$

Os fatores de redução variam consideravelmente dependendo basicamente da função que o Geossintético vai desempenhar. A seguir, explicam-se e especificam-se os valores recomendados para aplicações como reforço, separação, drenagem e proteção com diferentes Geossintéticos.

3.1.1 Fatores de redução para Geossintéticos em separação e reforço

- a. **Danos devido à instalação:** Esse fator de redução foi estudado e quantificado em um grande número de projetos, levando-se em conta, entre outros, os seguintes aspectos: a natureza do solo do subleito, o solo de revestimento e a possibilidade de que exista trânsito de maquinário pesado

sobre o Geossintético durante o período de instalação. As diversas condições de campo fazem com que o valor do fator de redução por instalação não seja uma constante, por isso, esse fator deve ser estimado para cada projeto. Outra opção é realizar ensaio de campo e observar o comportamento do Geossintético com o objetivo de estabelecer um fator que esteja em conformidade com o desempenho do material na localização do projeto.

b. Fluência ou Creep: Esse fator refere-se à deformação do material no tempo submetido a uma carga ou esforço constante. De maneira geral, todos os Geossintéticos experimentam esse efeito com maior ou menor intensidade segundo a carga com a qual se encontrem submetidos. Os testes mais conhecidos no mundo para o estudo desse fenômeno são realizados em uma condição não confinada, na qual um peso é pendurado em uma amostra de Geossintético e o alongamento do material é medido ao longo do tempo. No entanto, o estudo deste fenômeno descobriu que este efeito diminui consideravelmente sob esforços de confinamento e de acordo com o tipo de Geossintético.

Assim como nos Geotêxteis, a resistência das Geogrelhas também é afetada por esse efeito; sem dúvida, para este tipo de Geossintéticos o efeito é menor devido à espessura e rigidez do material.

Atualmente, não existe unanimidade da parte das entidades governamentais e oficiais que emitam normas para o projeto com esses tipos de materiais; por isso, a experiência e critério do projetista é fundamental na escolha de um fator que esteja em conformidade com as condições de cada projeto.

c. Degradação química e biológica: Em edições anteriores desse manual, consideravam-se em separado os fatores de redução químico e biológico para funções de reforço e separação. Sem dúvida, segundo os trabalhos realizados por R. Koerner pode-se demonstrar que os agentes biológicos que atacam as matérias-primas dos Geossintéticos são quase nulos e não apresentam nenhum efeito às propriedades do material com o passar do tempo. Assim, o fator por degradação biológica poderia ser eliminado; não obstante, agora combina-se com o fator de degradação química e, assim, evitam-se confusões e ele não desaparece completamente. No que diz respeito à degradação química, devem ser determinadas as condições ambientais específicas do local e ter em mente no projeto condições adversas como a presença de solventes orgânicos, água subterrânea com pH muito baixo ou muito alto ou qualquer substância presente no local que ameace a integridade do Geossintético. Os valores mostrados para esse fator são apresentados nas Tabela 3.1 e 3.2.

d. Costuras: Para aplicações de reforço onde estejam envolvidas as costuras do Geotêxtil, pode-se incluir um fator de redução adicional na equação do projeto. O valor desse fator é determinado

utilizando o valor de resistência à tração do Geossintético contra o valor de resistência a costura. A relação entre as duas resistências varia entre 1.0 e 3.0 e depende da aplicação que vai ser considerada. Segundo a norma AASHTO M288 – 17, a resistência recomendada à tração na união deve ser, no mínimo, 90% da resistência à tração medida pelo método Grab (ASTM 4632) do Geotêxtil cujo valor está se medindo.

Tabela 3.1 Fatores de redução para Geossintéticos em aplicações de separação e reforço

Área	Danos devido à instalação FRID	Fluência FRFL	Degradação química/ biológica** FRDQ _B
Separação	1.1 a 2.5	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Proteção de Geomembranas	1.1 a 2.0	1.2 a 1.5	1.0 a 2.0
Estradas não pavimentadas	1.1 a 2.0	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Muros de contenção	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5
Aterro sobre solos moles	1.1 a 2.0	2.0 a 3.5	1.0 a 1.5
Fundações	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5
Estabilização de taludes	1.1 a 1.5	2.0 a 3.0	1.0 a 1.5
Camadas de Pavimentos	1.1 a 1.5	1.0 a 2.0	1.0 a 1.5
Estradas de Ferrovias	1.5 a 3.0	2.0 a 4.0	1.5 a 2.0
Tubulações de Geoestruturas	1.1 a 1.5	1.5 a 3.0	1.0 a 1.5

**O valor inferior de cada intervalo se refere à aplicações que têm tempos de serviço relativamente curtos ou situações nas quais as deformações por creep ou fluência não são cruciais para o rendimento geral do sistema.*

Tabela 3.2 Fatores de redução para Geogrelha sem aplicações de reforço

Área	Danos devido à instalação FRID	Fluência FRFL	Degradação química/ biológica** FRDQB
Estradas pavimentadas	1.2 a 1.5	1.5 a 2.5	1.1 a 1.7
Estradas não pavimentadas	1.1 a 1.6	1.5 a 2.5	1.0 a 1.6
Aterro sobre solos moles	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Estabilização de taludes	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Muros de contenção	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Fundações	1.2 a 1.5	2.0 a 3.0	1.1 a 1.6

3.1.2 Fatores de redução para Geotêxteis em aplicações de drenagem

Os Geotêxteis são talvez um dos Geossintéticos mais versáteis, devido às suas numerosas aplicações e funções. A mais conhecida é a de filtração. Sem dúvida, com uma espessura de tamanho suficiente pode servir como material de drenagem. Na filtração, o fluxo segue perpendicular ao plano do Geotêxtil, ao passo que, para a drenagem, o fluxo segue paralelo ou por dentro dele. A seguir, mencionam-se os fatores a se terem em conta para o projeto por função para Geotêxteis em aplicações de filtração e drenagem.

a. Colmatação: esse fator de redução compensa o bloqueio dos poros do Geotêxtil por partículas do solo, as quais reduzem o fluxo através do Geotêxtil. O intervalo de valores desse fator é exibido na Tabela 3.3 (observe que os valores para esse fator são os mais altos para aplicações de drenagem, isso se deve à: incerteza do comportamento do tipo de solo do local e o tipo de Geotêxtil utilizado para a aplicação). O estudo desse fenômeno foi evidenciado por meio da medição e comparação de taxas de fluxo para Geotêxteis virgens e exumados, determinando assim a permissividade do material antes e depois do contato com um determinado tipo de solo. De maneira geral, os valores mais baixos para esse fator são utilizados quando o solo do local do projeto tem um teor mínimo de finos, enquanto os valores mais altos geralmente se aplicam a solos de granulação fina. A recomendação que pode se dar para esse fator é ter em conta o tipo de Geotêxtil a ser utilizado diante do tipo de material presente no local do projeto. No Capítulo 9, mostram-se os resultados de um estudo no que diz respeito à colmatação dos Geotêxteis e suas recomendações posteriores.

- b. Redução de vazios por Creep ou fluência:** Devido ao fato de os Geotêxteis serem submetidos a cargas de compressão, deve-se incluir, para a seleção do Geotêxtil, um fator de redução que leve em conta a variação no tempo de passagem de fluxo através do Geotêxtil. Esse é um fenômeno que se desenvolve ao longo prazo, e os ensaios para quantificá-los o fabricante os realiza segundo o ensaios de permissividade do GR1 “Geosynthetics Research Institute” GT1, que serve para determinar o fator de redução, realizando ensaios a 1000 horas, tendo em conta o gradiente e o esforço de compressão a que o Geotêxtil é submetido. Quando se deseja utilizar o Geotêxtil como meio para a transmissão de água, realizam-se ensaios de transmissividade no longo prazo. Sem dúvida, para ambas as situações, tanto para a permissividade quanto para a transmissividade, existe a opção de utilizar provas de campo para produtos específicos e condições específicas do local.
- c. Intrusão nos vazios:** Esse fator compensa o comportamento que as partículas do solo têm de entrar e serem retidas dentro do Geotêxtil, reduzindo o fluxo através dele.
- d. Colmatação química:** Esse fenômeno é levado em consideração quando o líquido a filtrar ou drenar possui produtos químicos que podem ficar presos dentro do Geotêxtil, colmatando ou vedando-o. As águas subterrâneas altamente alcalinas podem colmatar o Geotêxtil com cálcio ou magnésio. Líquidos com quantidades superiores a 5000 mg/L de sólidos suspensos totais exigem fatores de redução maiores.
- e. Colmatação biológica:** Assim como a colmatação química, a natureza do líquido a ser drenado também é levada em conta. Para aplicações de drenagem, o fator de redução por colmatação biológica pode ser relevante em projetos nos quais se deseja captar e drenar líquidos com alto conteúdo de microrganismos, por exemplo, em sistemas de captação e drenagem de lixiviados, em aterros sanitários ou no manejo de biossólidos. Em tais aplicações, esse fator de redução proporciona o uso de um alto fator de redução no projeto. Líquidos com valores de DBO (Demanda Biológica de Oxigênio) maiores que 5000 mg/L exigem fatores de redução muito maiores.

Tabela 3.3 Fatores de redução para Geotêxteis em aplicações de drenagem

Área	Colmatação FRSCB	Redução de vazios por creep FRCR	Intrusão nos vazios FRIN	Colmatação química FRCC	Colmatação biológica FRBC
Filtros em muros de contenção	2.0 a 4.0	1.0 a 2.0	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2	1.0 a 1.3
Sistemas de subdrenagem	2.0 a 10	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2	1.2 a 1.5	2.0 a 4.0**
Filtros de controle de erosão	2.0 a 10	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2	2.0 a 4.0
Filtros em aterros sanitários	2.0 a 10	1.5 a 2.0	1.0 a 1.2	1.2 a 1.5	2.0 a 5.0**
Drenagem por gravidade	2.0 a 4.0	2.0 a 3.0	1.0 a 1.2	1.2 a 1.5	1.2 a 1.5
Drenagem a pressão	2.0 a 3.0	2.0 a 3.0	1.0 a 1.2	1.1 a 1.3	1.1 a 1.3

*Se blocos de concreto ou rip recobrem a superfície dos Geotêxteis, use os valores mais altos ou inclua um fator de redução adicional.

**Os valores podem ser particularmente mais elevados devido à alta alcalinidade da água subterrânea ou vegetação.

***Os valores podem ser mais altos devido a um conteúdo extremamente elevado de microrganismos e/ou crescimento de organismos e raízes de plantas

3.1.3 Fatores de redução para Geocompostos em aplicações de drenagem

Nos parágrafos anteriores, falou-se sobre os fatores de redução para Geotêxteis como meios filtrantes, quer dizer, para aplicações de fluxo através do plano do Geotêxtil. A seguir, faz-se referência aos fatores de redução para Geocompostos, nos quais sua função primária é a transmissão do fluxo no seu plano. Para os Geocompostos, o fator de redução por colmatãoe vedação não é levado em conta, devido ao fato de que este não é um fator que altere a drenagem dos fluídos dentro do sistema.

a. Redução de vazios por Creep: Esse critério depende das condições específicas do lugar onde vai ser instalado o Geocomposto e os esforços nele aplicados. O núcleo ou georede do Geocomposto será afetado pelo fenômeno de Creep na compressão, motivo pelo qual, no longo prazo, pode existir uma redução da transmissividade do sistema devido à diminuição da sua espessura.

b. Intrusão dos vazios: considerando os espaços que existem no núcleo do Geocomposto, o fenômeno de intrusão representa um fator significativo para o projeto. As variáveis que afetam esse fenômeno são o espaçamento entre os tendões da rede, a sua rigidez, a do Geotêxtil de revestimento e o cobrimento para compressão à que é aplicado sobre o sistema.

Os fatores de redução por Creep e por intrusão nos vazios podem ser minimizados, no caso de o fabricante oferecer ao projetista os gráficos realizados para o teste de transmissividade e a taxa de vazão do Geocomposto, no qual se levem em conta os efeitos dos esforços de compressão a que está submetido o sistema e o gradiente hidráulico segundo a direção do fluxo e da carga hidráulica.

c. Colmatãoe química: esse fenômeno é levado em consideração quando o líquido a filtrar ou drenar possui produtos químicos que podem ficar presos dentro do Geocomposto, assoreando-o ou colmatando-o. Águas subterrâneas altamente alcalinas podem colmatar o Geotêxtil ou a georede com cálcio ou magnésio. Líquidos com quantidades superiores a 5000 mg/L de sólidos suspensos totais exigem fatores de redução maiores.

d. Colmatãoe biológica: assim como com o colmatãoe química, a natureza do líquido a ser drenado também é levada em conta. Para aplicações de drenagem, o fator de redução por colmatãoe biológica pode ser relevante em projetos nos quais se deseja captar e drenar líquidos com alto conteúdo de microrganismos, por exemplo, em sistemas de captação e drenagem de lixiviados, em aterros sanitários ou no manejo de biosólidos. Em tais aplicações, esse fator de redução proporciona o uso de um alto de fator de redução no projeto. Líquidos com valores de DBO (Demanda Biológica de Oxigênio) maiores que 5000 mg/L exigem fatores de redução muito maiores.

Tabela 3.4 Fatores de redução para Geocompostos em aplicações de drenagem

Área	Redução de vazios por Creep FRCR	Intrusão nos vazios FRIN	Colmatação química FRCC	Colmatação biológica FRBC
Campos esportivos	1.0 a 1.2	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2	1.0 a 1.3
Camada de interrupção de capilaridade	1.1 a 1.3	1.0 a 1.2	1.1 a 1.5	1.0 a 1.3
Lajes e áreas suspensas	1.2 a 1.4	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2	1.1 a 1.3
Muros de contenção, taludes de solo	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.1 a 1.5	1.0 a 1.5
Colchão drenante	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2
Drenos superficiais para coberturas de aterros sanitários	1.3 a 1.5	1.1 a 1.4	1.0 a 1.2	1.5 a 2.0
Camada primária de coleta de chorume (aterros sanitários)	1.5 a 2.0	1.4 a 2.0	1.5 a 2.0	1.5 a 2.0
Camada secundária de coleta de chorume (aterros sanitários)	1.5 a 2.0	1.4 a 2.0	1.5 a 2.0	1.5 a 2.0

As tabelas 3.1, 3.2, 3.3, 3.4 foram retiradas do livro *“Designing With Geosynthetics”, 6 ED., 2012.*

3.2 Normativa internacional

O uso e a aplicação dos Geossintéticos em obras civis têm uma função de engenharia, a qual tem como principal elemento o aproveitamento das propriedades hidráulicas e de resistência dos elementos a serem utilizados. Por esse motivo, é importante conhecer os métodos de medição e controle destas propriedades em cada uma de suas aplicações.

Em grande parte dos países da América Latina existem normas que servem para controlar as propriedades mecânicas e hidráulicas dos Geossintéticos, dependendo de sua aplicação. Não são assertivas em todos os países e, em muitas ocasiões, é necessário recorrer a normas internacionais

para conhecer as exigências mínimas que devem ter os Geossintéticos em suas diferentes aplicações. Sem dúvida, como guia, a seguir mencionamos as normas aprovadas por entidades governamentais para diferentes países da América Latina.

3.2.1 Colômbia

Normas do Instituto Nacional de Vias (INVÍAS)	
Artigo 223	Aterros reforçados com Geossintéticos
Artigo 231	Separação de solos de subleito e camadas granulares com Geotêxtil
Artigo 232	Estabilização de solos de subleito com Geotêxtil
Artigo 233	Estabilização de solo de subleito e camadas granulares com Geogrelhas
Artigo 464	Geotêxteis para repavimentação
Artigo 673	Subdrenos com Geotêxtil e material granular
Artigo 683	Muros de terra estabilizada mecanicamente com Geossintéticos
Artigo 811	Proteção de taludes com produtos laminados para controle de erosão

Especificações técnicas do Instituto de Desenvolvimento Urbano (IDU)	
330-11	Separação de solos de subleito e camadas granulares com Geotêxtil
340-11	Subdrenos com Geotêxtil e material granular
342-11	Geogrelhas em pavimentos asfálticos
360.11	Cruzamento de redes de serviços públicos em rodovias por meio de calhas

Especificações técnicas de aqueduto	
NS-088	Geotêxteis e Geocompostos de Drenagem

3.2.2 Peru

Especificações do Ministério de Transporte e Comunicações Manual de estrada, especificações técnicas gerais para construção	
Seção 414 Separação de solos de subleito e camadas granulares com Geotêxtil	
Seção 511 Geotêxteis	
511.04	Exigências gerais de resistência dos Geotêxteis Tabela 511-01 Exigências para as propriedades de resistência dos Geotêxteis
511.05	Geotêxteis utilizados em subdrenagem Tabela 511-02 Geotêxteis utilizados em subdrenagem - requisitos
511.06	Geotêxteis utilizados na separação Tabela 511-03 Geotêxteis para a separação - requisitos Tabela 511-04 Exigências para o grau de durabilidade em função de condições de subleito, equipamento de construção e espessuras de elevação
511.07	Geotêxteis utilizados na estabilização Tabela 511-05 Geotêxteis para a estabilização - requisitos
511.08	Geotêxteis utilizados no controle permanente de erosão Tabela 511-06 Geotêxteis para controle permanente de erosão - requisitos
511.09	Geotêxteis utilizados em proteções temporárias de lodos Tabela 511-07 Geotêxteis utilizados em proteções temporárias
511.10	Geotêxteis utilizados para pavimentação Tabela 511-08 Geotêxteis para pavimentação
511.11	Geotêxteis para reforço
Seção 512 Subdrenos com Geotêxtil e material granular	
Seção 513 Geotêxtil para pavimentação	

3.2.3 México

Especificação do Instituto Mexicano de Transporte (IMT)		
Norma para a infraestrutura de transporte da Secretaria de Comunicações e Transporte (NIT-SCT)		
Capítulo Estradas		
001	Geotêxteis estradas de terra	N•CMT•6•01•001/13
002	Geotêxteis para obras de subdrenagem	N•CMT•6•01•002/13

Especificação do Instituto Mexicano de Transporte (IMT)		
Capítulo Estradas		
003	Geotêxteis para sub-bases e bases	N•CMT•6•01•003/13
004	Geotêxteis para mistura asfáltica a quente	N•CMT•6•01•004/13
005	Geogrelhas de polímeros sintéticos para estradas de terra, sub-bases e bases	N•CMT•6•01•005/16
006	Geogrelhas de Fibra de Vidro para misturas asfálticas a quente	N•CMT•6•01•006/15
Capítulo Portos		
007	Obras de proteção com Geotêxteis	N•CTR•PUE•1•02•007/07
Secretaria de Comunicações e Transporte(SCT) Direção Geral de Serviços Técnicos (DGST)		
Guia de Procedimento e Lineamentos para a Construção de Muros Mecanicamente Estabilizados (Ano 2014) Publicação técnica nº 382 Design de muros reforçados com Geossintéticos		

3.2.4 Panamá

Especificação do Ministério de Obras Públicas (MOP)	
Capítulo 39 - Especificação normalizada para Geotêxteis	
Requisitos dos Geotêxteis para drenagem de subsolo, separação, estabilização e controle permanente de erosão	

3.2.5 Costa Rica

Especificação do Ministério de Obras Públicas e Transporte (MOPT)	
713.07	Malhas ou redes para o controle de erosão e Geocélulas
714.01	Geotêxteis

Especificação do Ministério de Obras Públicas e Transporte (MOPT)		
Tipo I(A-F)	Geotêxtil para drenagem superficial	Tabela 714-1
Tipo II (A-C)	Geotêxtil para separação	Tabela 714-2
Tipo III (A-B)	Geotêxtil para estabilização	Tabela 714-3
Tipo IV (A-F)	Geotêxtil para o controle de erosão	Tabela 714-4
Tipo V (A-C)	Geotêxtil para barreira temporária	Tabela 714-5
Tipo VI	Geotêxtil para pavimentação	Tabela 714-6

3.2.6 Argentina

Especificações do Instituto Argentino de Normalização e Certificação	
IRAM 78001	Geossintéticos Termino
IRAM 78002	Geotêxteis. Determinação de massa por unidade de área.
IRAM 78003	Geotêxteis e produtos relacionados. Tomada de Amostragem e preparação dos tubos de ensaio
IRAM 78004-1	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da espessura em pressões pré-fixadas Parte 1: Coberturas individuais
IRAM 78004-2	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da espessura em pressões pré-fixadas Parte 2: Coberturas individuais de produtos multi-cobertura
IRAM 78005	Geotêxteis e produtos relacionados. Identificação "in situ"
IRAM 78006	Geossintéticos. Determinação da abertura de filtração (tamanho aparente de poros), de Geotêxteis
IRAM 78007	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação das características de permeabilidade à água normal no plano, sem carga

Especificações do Instituto Argentino de Normalização e Certificação	
IRAM 78009	Geotêxteis e produtos relacionados. Teste de perfuração dinâmica (teste por queda de um cone)
IRAM 78010	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação das características de permeabilidade plana
IRAM 78011	Geotêxteis e produtos relacionados com Geotêxteis. Teste de penetração estática (Pistão CBR)
IRAM 78012	Geotêxteis e produtos relacionados. Teste de tração com tubo de ensaio de boca larga
IRAM 78013	Geotêxteis e produtos relacionados. Teste de tração das uniões e das costuras pelo método de banda larga
IRAM 78014	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação do coeficiente de fricção entre um Geossintético e o solo ou outro Geossintético, mediante o método de corte direto
IRAM 78015	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinações das propriedades de fluência sob compressão
IRAM 78016	Geossintéticos. Determinação do comportamento da fluência por tração e ruptura por fluência por tração
IRAM 78017	Geossintéticos. Determinação da resistência ao rasgo trapezoidal para Geotêxteis
IRAM 78018	Geossintéticos. Determinação da resistência à tração de Geotêxteis Não Tecidos sob carga concentrada pelo método de garra ("grab test")
IRAM 78019	Geossintéticos. Determinação da deterioração dos Geotêxteis por exposição à radiação ultravioleta e à água mediante um equipamento do tipo de arco de xenônio
IRAM 78020	Geossintéticos. Determinação do potencial de colmatação do sistema Geotêxtil-solo, em função da relação de gradiente
IRAM 78026	Geossintéticos. Classificação, funções e usos
IRAM 78027	Geossintéticos. Determinação da retenção asfáltica pelos Geotêxteis empregados na pavimentação asfáltica em toda a sua largura
IRAM 78028	Geomembranas. Envelhecimento em estufa de convenção mecânica de Geomembranas de poliolefinas

Especificações do Instituto Argentino de Normalização e Certificação	
IRAM 78029	Geomembranas. Determinação da integridade das soldas realizadas na obra, mediante solda mecânica
IRAM 78031	Guia para o projeto de Geossintético ou Geotêxteis em sistemas de drenagem subsuperficial

3.2.7 Brasil

Especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)	
ABNT ISO 9862	Amostragem e preparação
ABNT ISO 9863	Espessura
ABNT ISO 9864	Gramatura
ABNT ISO 10318	Termos e Definições 1
ABNT ISO 10318	Termos e Definições 2
ABNT ISO 10319	Resistência à tração faixa larga
ABNT ISO 10320	Identificação na obra
ABNT ISO 11058	Permeabilidade hidráulica 2
ABNT ISO 12236	Puncionamiento CBR

Especificação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) Normas (DNIT) e soluções de recomendações	
ABNT	Solo reforçado em aterro 2019 – Em aprovação
DNER	Utilização de Geossintéticos em obras rodoviárias 1998
DNIT	Especificação de material de Drenagem 2012

Especificação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) Normas (DNIT) e soluções de recomendações

DNIT	Manual de Drenagem de Rodovias 2006
IGS Brasil	Geotêxteis em Rodovias 2018 – Em aprovação

Recomendações ABNT/CEE-175 PN 175:000.01-016

Geossintéticos – Diretrizes para análise da durabilidade
Solo reforçado em aterro 2019 – Em aprovação

Diretrizes para a determinação da resistência a longo prazo de Geossintéticos para o reforço de solos

3.2.8 Equador

Especificações gerais para a construção de caminhos e pontes

Seção 206	Prevenção de erosão
Seção 227	Proteção do meio ambiente
Seção 227.1	Impermeabilização e revestimento de solos com aplicação de Geomembranas de fibras sintéticas
Seção 402	Melhoramento do subleito
Seção 402.6	Geotêxtil para estabilização de subleito
Seção 402.7	Geogrelha Biaxial para estabilização de subleito
Seção 402.8	Membranas sintéticas para estabilização e impermeabilização (encapsulado) do subleito
Seção 406	Reparação e manutenção de pavimentos
Seção 406.1	Utilização do Geotêxtil
Seção 511	Quebra-mares e revestimentos

Especificações gerais para a construção de caminhos e pontes	
Seção 606	Drenos subterrâneos
Seção 606.1	Subdrenos
Seção 822	Drenos e Subdrenos

3.2.9 Chile

Manual de estrada volume 5 - Especificações técnicas gerais para construção	
Seção 5.204	Geotêxteis
Seção 5.204.202.A	Requisito de Geotêxtil para estabilização de solos
Seção 5.204.202.B	Requisito de Geotêxtil para separação de materiais
Seção 5.204.202.C	Requisito de Geotêxtil para drenagem
Seção 5.204.202.D	Requisito de Geotêxtil para controle de erosão
Seção 5.204.202.E	Requisito de Geotêxtil para preenchimento estrutural leve
Seção 5.604	Drenos
Seção 5.604.201	Telas do tipo Geotêxtil para drenos
Seção 5.604.202.A	Propriedades hidráulicas do Geocomposto Drenante
Seção 5.604.202.B	Propriedades mecânicas do Geocomposto Drenante
Seção 5.604.301	Dreno de pavimento
Seção 5.604.302	Subdrenos com Geocomposto Drenante
Seção 5.604	Drenos
Seção 5.604.303	Manta drenante
Seção 5.617	Proteção de taludes com malha vegetal biodegradável

3.3 Bibliografia

- 📌 KOERNER R.M., Designing With Geosynthetics, 5 ED. U.S.A., 2005.
- 📌 KOERNER R.M., GSI White Paper # 4: Reduction Factors Using In Geosynthetics Design., U.S.A., 2005.

Normativa Internacional

Côlombia

Instituto Nacional de Vías	INVÍAS	www.invias.gov.co
Instituto de Desenvolvimento Urbano	IDU	www.idu.gov.co
Aqueduto e Companhia de Esgoto de Bogotá	EAAB	www.acueducto.com.co

Peru

Ministério dos Transportes e Comunicações	MTC	www.mtc.gob.pe
---	-----	--

México

Instituto Mexicano do Transporte	IMT	www.gob.mx/imt
----------------------------------	-----	--

Panamá

Ministério de Obras Públicas	MOP	www.mop.gob.pa
------------------------------	-----	--

Costa Rica

Ministério de Obras Públicas e Transporte	MOPT	www.mopt.go.cr
---	------	--

Argentina

Instituto Argentino de Normalização e Certificação	IRAM	www.iram.org.ar
--	------	--

Brasil

Associação Brasileira de Normas Técnicas	ABNT	www.abnt.org.br
--	------	--

Equador

Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones	MTOP	www.obraspublicas.gob.ec
---	------	--

Chile

Dirección de Vialidad	MOP	www.vialidad.cl
-----------------------	-----	--



Capítulo 4

ESTABILIZAÇÃO DE
Subleito

4.1 Generalidades

O desenvolvimento da tecnologia dos Geossintéticos e a sua utilização nos campos da engenharia introduziu um novo conceito nas metodologias de projeto e construção de suas diversas aplicações. São muitas as teorias e investigações que surgiram com essa nova tecnologia, baseadas nas necessidades e nas exigências dos engenheiros projetistas e construtores, levando os Geossintéticos a serem utilizados para a realização e conservação das obras civis.

Um dos maiores campos de aplicação dos Geossintéticos são as estradas, onde devem ser considerados vários aspectos que envolvem seu uso: separação, reforço de camadas granulares, estabilização de subleitos moles, filtração e drenagem. Os estudos que foram realizados nesta área e as experiências existentes têm demonstrado os grandes benefícios que os Geossintéticos proporcionam na construção de estradas e na sua reabilitação, melhorando o nível de serviço e aumentando a vida útil. Na América Latina existem muitas experiências de sucesso neste campo; entretanto, existem metodologias pouco conhecidas que envolvem o uso correto de Geossintéticos para a estabilização mecânica de subleito.

O principal objetivo desse capítulo é proporcionar ferramentas que permitam determinar corretamente uma espessura de material granular apropriado que, em conjunto com um Geossintético de estabilização e reforço, permitam oferecer uma plataforma de trabalho estável, alcançando um comportamento mecânico do subleito, adequado para a fundação da estrutura de pavimento.

Além disso, esse capítulo apresenta a metodologia para calcular o aumento da capacidade de carga do subleito com Geocélulas em estradas não pavimentadas, tendo em conta as condições iniciais do material de fundação e os mecanismos de reforço das Geocélulas: o efeito de dispersão de tensão e o efeito de confinamento. O método proposto se baseia na investigação de Avesani Neto (2013), onde os resultados mostram que a capacidade de carga calculada obtida por esse método proporciona um ajuste melhor aos resultados experimentais do que outros métodos. Da mesma forma, tal método também demonstrou ser um bom enfoque para a análise de diversas geometrias de Geocélulas, bem como diferentes tipos de subleitos e materiais de preenchimento.

Com o uso dessas metodologias é possível substituir alternativas tradicionais como o uso de estacas, rachão (sobre tamanhos), e ter alternativas eficientes de estabilização de natureza química.

¹ PhD School of Engineering, University of São Paulo A bearing capacity calculation method for soil reinforced with a Geocell

4.2 Introdução

4.2.1 Antecedentes

Em muitas ocasiões é normal encontrar solos poucos competentes para suportar cargas geradas pelo tráfego; a estabilização com Geossintéticos permite melhorar o subleito para gerar um elemento estável na estrutura do pavimento, diminuindo os esforços transferidos sobre o subleito e gerando menores deformações na estrutura. Como resultado, tem-se uma seção reforçada que permite uma maior aplicação de cargas e menores deformações que uma seção sem reforço.

Geossintéticos como Geogrelhas Biaxiais Extrudadas, Geotêxteis Tecidos e Geocélulas, foram empregados como ferramentas de reforço para aumentar a resistência das estradas (Giroud e Noiray, 1981).

Vários métodos foram apresentados para dimensionar esse tipo de estrutura, entre os quais:

- ◆ Método do Serviço Florestal dos EUA (Steward et al, 1977).
- ◆ Giroud and Noiray (1981).
- ◆ Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos (2003).
- ◆ Giroud - Han (2004).

4.2.2 Benefícios do Geotêxtil

O projeto de uma estrutura de pavimento depende de vários fatores que afetariam a estrada durante sua vida útil como são, entre outros, o tráfego, as condições ambientais, as características do solo do subleito e dos materiais que constituem a estrutura do pavimento.

As diferentes alternativas no projeto de pavimentos normalmente resultam da avaliação de várias possibilidades com os seguintes parâmetros:

- ◆ Espessuras de camadas granulares.
- ◆ Propriedades mecânicas dos materiais granulares.
- ◆ Capacidade de carga do subleito.

No projeto, o tráfego é um parâmetro fixo e as características dos materiais como o concreto asfáltico ou o concreto rígido são modificadas como último recurso, tratando sempre de encontrar uma solução definitiva ao alterar as características dos solos e os materiais que constituem as camadas do subleito e granulares, respectivamente.

Os materiais que constituem a camada estrutural dos pavimentos flexíveis e a camada de apoio dos pavimentos rígidos devem cumprir com as especificações estabelecidas para dar suporte às camadas superiores e os esforços aos quais o sistema é submetido a todo momento. Sem dúvida, são muitos os casos nos quais o material não tem as resistências apropriadas e deve ser melhorado ou substituído por outro que, na maior parte dos casos, encontra-se a uma distância maior e com maior custo.

Outro caso que se apresenta com frequência é a baixa capacidade de carga dos solos de subleitos e suas propriedades deficientes mecânicas, que influi na degradação nas camadas granulares de maneira prematura e na deterioração da camada de rolamento, com o aparecimento de trincas, o que leva a uma diminuição da vida útil inicialmente determinada no projeto.

Por todo o exposto anteriormente, analisou-se os efeitos do uso de Geotêxtil, Geogrelhas e Geocélulas na fundação da estrutura de pavimento, particularmente sua utilização sobre a camada do solo do local, na interface solo - camada granular. Os Geotêxteis e Geogrelhas para estabilização e reforço permitem aumentar a capacidade de carga do sistema que dá suporte à estrutura de pavimento, o que pode se expressar em uma redução da espessura da camada granular, em um melhoramento das propriedades mecânicas dos materiais que fazem parte da camada granular e um aumento da vida útil da estrada que está sendo estudada.

Em resumo, os efeitos da utilização de um Geotêxtil ou uma Geogrelha de reforço sobre a camada de subleito de uma estrutura de pavimentos são os seguintes:

- ◆ Aumento da capacidade de carga do sistema.
- ◆ Redução das espessuras de camadas granulares de melhoramento.
- ◆ Melhoramento das propriedades mecânicas dos materiais que compõem o melhoramento.
- ◆ Aumento da vida útil da estrada.
- ◆ Aumento da área de distribuição de esforços desde a estrutura do pavimento até o subleito.

4.3 Funções do Geotêxtil

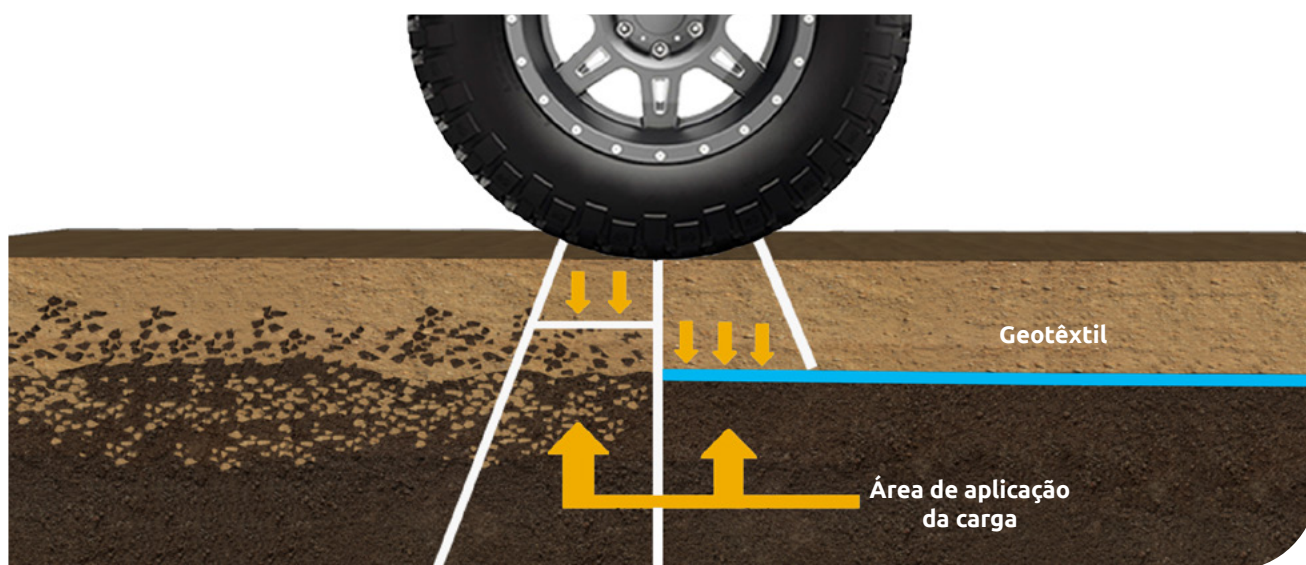
São várias as funções dos Geotêxteis e elas variam segundo os campos de aplicação nos quais são utilizadas. No caso das estruturas de pavimento, os Geotêxteis cumprem duas funções essenciais: separação e estabilização.

4.3.1 Separação

A função de separação que um Geotêxtil cumpre é manter a integridade e o bom funcionamento

dos solos adjacentes com propriedades e características diferentes, (consultar o capítulo 5). No caso das estruturas de pavimento, onde se coloca solo granular (base, sub-base, aterro) sobre solos finos (subleito ou material do local), apresentam-se dois processos de maneira simultânea:

- ◆ Migração de solos finos dentro do solo granular, diminuindo sua capacidade de drenagem.
- ◆ Intrusão do solo granular no solo fino, diminuindo sua capacidade de carga (resistência) ao diminuir a espessura efetiva do material granular.



▲ Figura 4.1 | Separação de camadas granulares e solo do local.

O Geotêxtil se expressa em uma barreira para a migração de partículas entre os dois tipos de solo, permitindo a passagem de água entre ambos os materiais. Exige-se, então, um Geotêxtil que retenha as partículas do solo e evite a lavagem de solos finos pela ação da água e que cumpra com as resistências necessárias para manter a continuidade sem que ocorra nenhuma falha por tração ou punção (ver especificações técnicas dos Geotêxteis e a guia de projeto dessa função), sob concentrações de esforços locais causadas por irregularidades no solo de fundação.

4.3.2 Estabilização

A função de estabilização dos Geotêxteis consiste no complemento e, por conseguinte, no melhoramento da distribuição de esforços até o solo local. Os Geotêxteis são materiais com alta resistência à tração e são um bom complemento daqueles materiais com alta resistência à compressão, mas com baixa resistência à tração, como geralmente ocorre em solos finos e granulares.

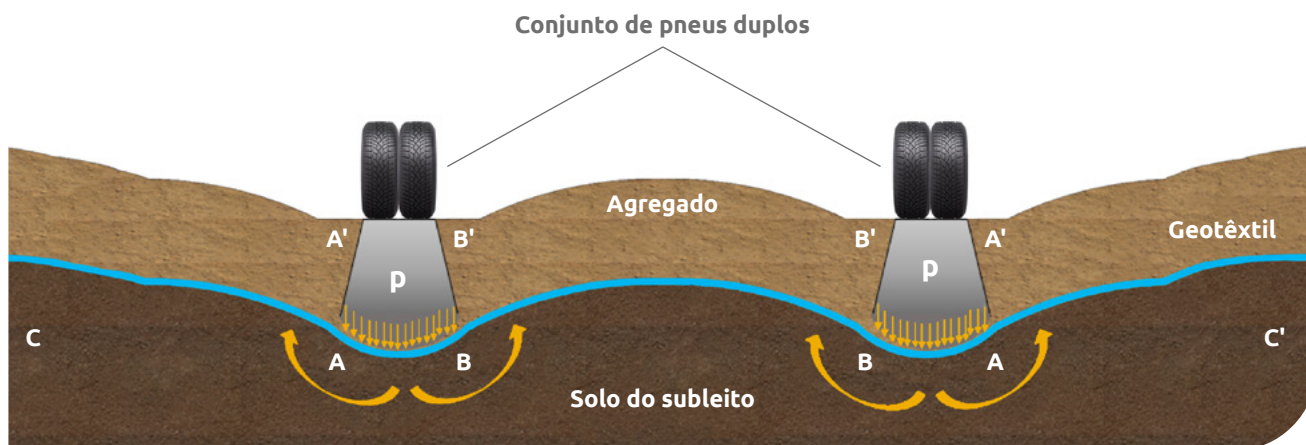
Quando as forças perturbadas são causadas pelo peso próprio do solo, como no caso de taludes ou aterros sobre solos de fundação muito mole, o reforço do solo com Geotêxteis permite a construção de taludes ou aterros com maior inclinação. Quando as forças perturbadoras são causadas por cargas externas, como nas estradas, o Geotêxtil para estabilização permite a aplicação de cargas maiores e um aumento da vida útil da estrutura de pavimento.

Para que um Geotêxtil cumpra corretamente com a função de estabilização, deve cumprir com a condição de que o CBR do subleito deve ser menor que 4%. Abaixo desse valor, apresentam-se deformações importantes que geram esforços de tração no Geotêxtil. Se o valor do CBR do subleito é maior ou igual a 4%, deve-se projetar o Geotêxtil por separação, por isso, deve-se verificar a metodologia mostrada para essa aplicação. (Ver Capítulo 5 – Separação de subleitos em estrada).

A estabilização com Geotêxteis suporta a força de tração do solo, diminuindo a força de cisalhamento e aumentando a resistência ao cisalhamento do solo, com o aumento do esforço normal que atua nas potenciais superfícies de cisalhamento. Na verdade, quando o solo se deforma ao longo de uma superfície de ruptura (em cisalhamento), são geradas deformações por compressão e tração. O Geotêxtil começa a atuar de forma eficiente quando sua inclinação é igual à direção onde a deformação por tração se desenvolveu no solo deformado; então, a deformação por cisalhamento do solo causa uma força de tração no Geotêxtil de reforço.

A estabilização com Geotêxteis permite, além disso, suportar maiores aplicações de carga no solo e melhorar sua capacidade de carga, mediante outro mecanismo diferente, que é aplicado quando o reforço foi deformado o suficiente para atuar como uma membrana tensionada. Quando se aplica uma carga na superfície da estrutura, uma parte dos esforços normais da fibra interior dessa camada (parte côncava) é suportado pela força de tração da membrana de Geotêxtil, reduzindo assim os esforços aplicados no solo que se encontra sob o Geotêxtil (parte convexa do Geotêxtil).

Esse mecanismo tipo membrana se desenvolve quando se aplicam cargas localizadas e se apresentam deformações consideráveis. No caso particular das estradas, a ação da membrana é muito importante para controlar os afundamentos em estradas e para evitar o colapso do aterro em um buraco ou cavidade que ocorre no solo de fundação.



▲ Figura 4.2 | Efeito membrana.

Os Geotêxteis que devem ser utilizados nessa aplicação devem cumprir com o especificado no Artigo 232 INVÍAS (Tabela 1 e 2)– AASHTO M288.

Tabela 4.1. Exigências mínimas de propriedades mecânicas do Geotêxtil (Medidas no sentido mais frágil do Geotêxtil)

Propriedade	Unidade	Norma de teste	Valor mínimo médio por rolo (vmpr) ⁽¹⁾	Valor mínimo médio por rolo (vmpr) ⁽¹⁾
Alongamento médio	%		Alongamento <50 ⁽²⁾	Alongamento ≥ 50 ⁽³⁾
Resistência à tração (grab)	N	ASTM D4632	1400	900
Resistência à costura	N	ASTM D4632	1260	810
Resistência ao rasgo trapezoidal	N	ASTM D4533	500	350
Resistência ao puncionamento CBR	N	ASTM D6241	2750	1925

(1) Os valores numéricos da tabela correspondem ao valor mínimo médio por rolo (VMPR). O valor mínimo médio por rolo é o valor mínimo dos resultados de uma amostra de teste de um processo para dar conformidade a um lote que está sob comprovação; a média dos resultados correspondentes dos testes praticados em qualquer rolo do lote que está sendo analisados, deve ser maior ou igual ao valor apresentado nessa especificação e corresponde à tradução do nome em inglês "Minimum Average Roll Value (MARV)". Do ponto de vista do produtor, correspondente ao valor médio do lote menos duas (2) vezes o desvio padrão dos valores da produção.

(2) O alongamento <50% faz referência aos Geotêxteis Tecidos, medida segundo ensaio ASTM D4632.

(3) O alongamento ≥50% faz referência aos Geotêxteis Não Tecidos, medida segundo ensaio ASTM D4632.

Tabela 4.2 Exigências mínimas de propriedades hidráulicas de Geotêxtil

Propriedade	Unidade	Norma de teste	Valor mínimo médio por rolo (VMPR)
Permissividade	Sec ⁻¹	ASTM D4491	0.05
Tamanho de abertura aparente	mm	ASTM D4751	0.06 valor médio máximo
Estabilidade ultravioleta	%	ASTM D4355	50% depois de 500h e exposição

4.4 Funções da Geogrelha

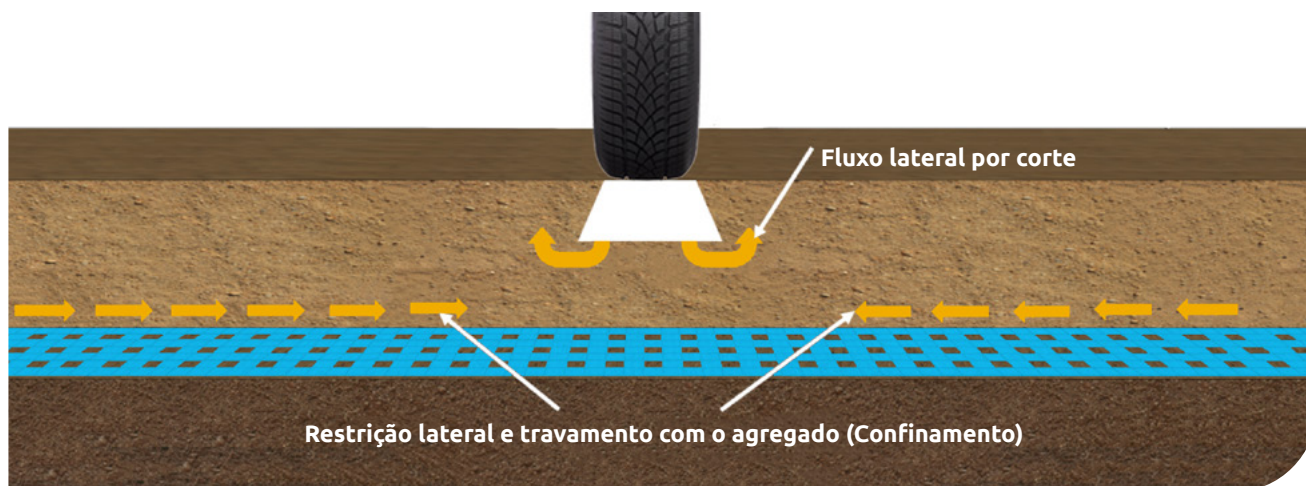
São várias as funções das Geogrelhas e elas variam segundo o campo de aplicação nos quais são utilizadas. No caso das estruturas de pavimento, as Geogrelhas podem ser utilizadas para o melhoramento da capacidade de suporte do subleito, o qual será analisado nesse capítulo, ou o reforço das camadas granulares da estrutura, que será mostrado no capítulo 6.

As Geogrelhas biorientadas são estruturas bidimensionais fabricadas de polipropileno, quimicamente inerte e com características uniformes e homogêneas, produzidas mediante um processo de extrusão e logo em seguida estiradas de forma longitudinal e transversal. Esse processo único gera uma estrutura de uma só peça com distribuição uniforme de espaços retangulares de alta resistência à tração em ambas as direções e um alto módulo de elasticidade. Além disso, a estrutura das Geogrelhas permite uma ótima interação com o solo. Esse tipo de Geogrelha Extrudada se compõe de elementos e nós rígidos que fornecem um forte confinamento. São particularmente eficazes para reforçar solos granulares, pavimentos rígidos e flexíveis.

4.4.1 Mecanismos de reforços gerados por Geogrelhas

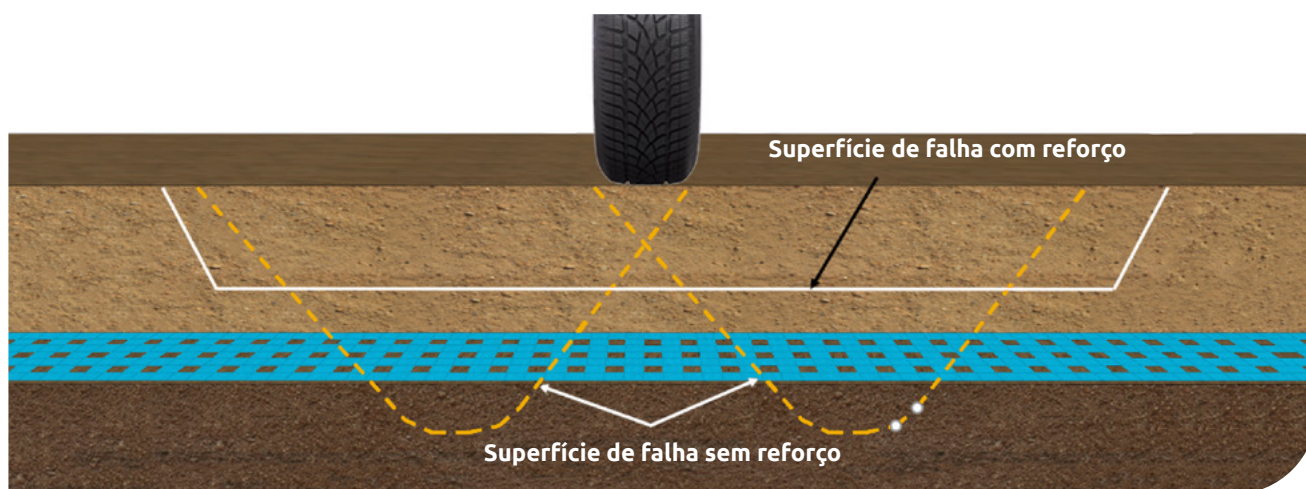
Através de múltiplas investigações (Girdou e Noiray, 1981; Giroud et al. 1985; Berg et al, 2000), descobriu-se que os três principais mecanismos de reforço que proporcionam uma Geogrelha Biaxial são os seguintes:

- a. Confinamento lateral da base ou sub-base:** O que é obtido por meio do atrito e do intertravamento da Geogrelha com o agregado. Isso se dá devido ao fato dos módulos dos materiais granulares serem dependentes do estado dos esforços; ao aumentar o confinamento lateral, aumenta o módulo da camada granular sobre a Geogrelha.



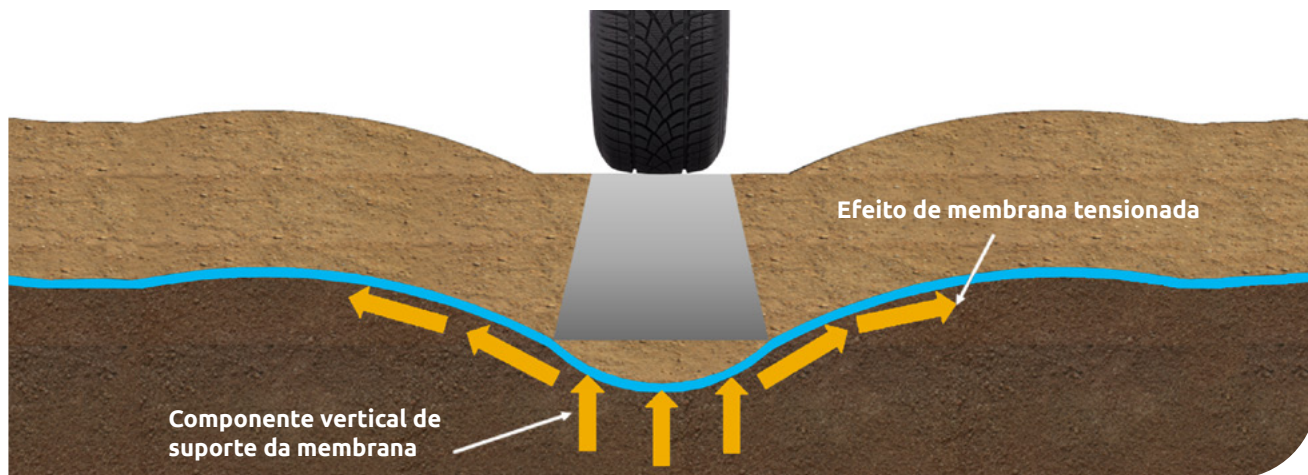
▲ Figura 4.3 | Confinamento lateral gerado pela Geogrelha em um material granular.

b. Melhoria da capacidade de carga: Alcança-se deslocando a superfície de falha do sistema do subleito mole até a camada granular maior resistência. Esse mecanismo tende a ter maior validade em estradas sem pavimentação ou quando o estado de esforços sobre o subleito é elevado.



▲ Figura 4.4 | Capacidade de carga

c. Membrana tensionada: Esse efeito é originado na propriedade pela qual um material flexível alongado, ao adotar uma forma curva devido à carga, tem o esforço normal sobre sua face côncava maior que o esforço sobre a convexa, o que se expressa no fato de que, sob a aplicação da carga, o esforço vertical transmitido pela Geogrelha até o subleito é menor que o esforço vertical transmitido até a Geogrelha. Sem dúvida, esse mecanismo só ocorre em níveis de deformação muito elevados, como os que ocorrem em estradas sem pavimentação depois de um número de repetições de carga elevada.



▲ Figura 4.5 | Membrana tensionada.

De acordo com o anteriormente exposto, o mecanismo de maior importância para as estruturas viárias é o confinamento lateral, mediante o qual se alcançariam 4 benefícios principais:

◆ Restrição de deslocamento lateral de agregados de base ou sub-base.

A colocação de uma ou várias camadas de Geogrelha dentro ou no fundo da camada de base permite a interação por cisalhamento entre o agregado e a Geogrelha, conforme a base tenta se deslocar lateralmente. A carga por cisalhamento é transmitida a partir do agregado da camada granular até a Geogrelha e a coloca em tensão. A alta rigidez da Geogrelha atua para atrasar o desenvolvimento da deformação por tensão no material adjacente a ela, situação que será gerada constantemente na região onde se encontram diferentes tipos de estrutura. Uma deformação lateral menor da base ou sub-base se expressa em menor deformação vertical da superfície da estrada.

◆ Aumento do confinamento e da resistência da base ou sub-base nas proximidades do reforço.

Espera-se um aumento na rigidez da camada granular quando se desenvolve uma interação adequada entre esta e a Geogrelha. Um aumento no módulo da base resultaria também em menores deformações verticais dinâmicas recuperáveis da superfície da estrada, implicando uma redução no desgaste do pavimento.

◆ Melhoramento na distribuição de esforços sobre o subleito.

Nos sistemas estratificados, quando existe um material menos rígido debaixo da base ou subbase, um aumento no módulo da camada de base ou sub-base resulta em uma distribuição dos esforços verticais mais ampla sobre o subleito. Em termos gerais, o esforço vertical na sub-base ou subleito diretamente abaixo da Geogrelha e da carga aplicada deve diminuir à medida em que aumenta a rigidez da base. Isso se reflete em uma deformação superficial menor e mais uniforme.

◆ Redução do esforço e deformação por cisalhamento sobre o subleito.

A diminuição da deformação por cisalhamento transmitida desde a base ou sub-base até o subleito na medida em que o cisalhamento da base transmite cargas de tração até o reforço, somado aos menores esforços verticais, gera um estado de esforços menos grave que leva a uma menor deformação vertical do subleito.

4.4.2 Reforço de subleitos

Assim como os Geotêxteis, as Geogrelhas suportam a força de tração do solo, diminuindo a força de cisalhamento e aumentando a resistência ao cisalhamento do solo, com o aumento do esforço normal que atua nas potenciais superfícies de corte. Além disso, as Geogrelhas provocam um efeito importante ao trabalhar em conjunto com materiais granulares, toda vez que se estabelece um efeito de intertravamento ou confinamento aberto entre a Geogrelha e o material granular. Essa interação faz com que o material granular transfira parte dos esforços para a estrutura da Geogrelha, diminuindo, assim, as deformações da camada granular diante da aplicação do mesmo esforço na superfície e, assim, melhora a resposta mecânica do conjunto de materiais.

Para que se gere o efeito de intertravamento Geogrelha - material granular, é indispensável que esses dois materiais tenham relação entre a granulometria e a abertura da Geogrelha. Antes de selecionar o elemento de reforço, deve ser estabelecido um material bem graduado, com um componente importante de tamanho de brita, para permitir a geração de interação mecânica; por isso a abertura da Geogrelha deverá ter a seguinte relação, no que diz respeito à granulometria do material a ser reforçada.

$$D_{85} > A > D_{50}$$

Onde a abertura da Geogrelha (A) será o comprimento mais curto do filamento. Por essa relação e para gerar uma distribuição adequada dos esforços em todas as direções, considera-se fundamental que as Geogrelhas a serem utilizadas apresentem uma resistência igual nas duas direções de filamentos e que a relação entre a resistência dos nós e a resistência dos filamentos da Geogrelha apresentem uma relação superior a 90%, evitando que o nó apresente deslocamentos ou falhas com resistência inferior ao do filamento, gerando-se a perda do efeito de confinamento, com o qual seria eliminada a contribuição estrutural da Geogrelha.

É importante esclarecer que, no caso de se utilizar a Geogrelha como elemento de estabilização e reforço, deve-se realizar o projeto e seleção de um elemento de separação, evitando a migração de materiais desde o subleito até o material granular de melhoramento.

4.5 Funções da Geocélula

A utilização de um sistema de confinamento celular como Geocélula tem diferentes efeitos sobre o comportamento de qualquer material granular que, por sua vez, resulta em melhoramento do comportamento das estruturas e, portanto, na possibilidade de reduzir a utilização de materiais não renováveis na construção de vias urbanas, rodovias e ferrovias; um detalhe da Geocélula em sua apresentação de embalagem e extensão é mostrada na Figura 4.6.

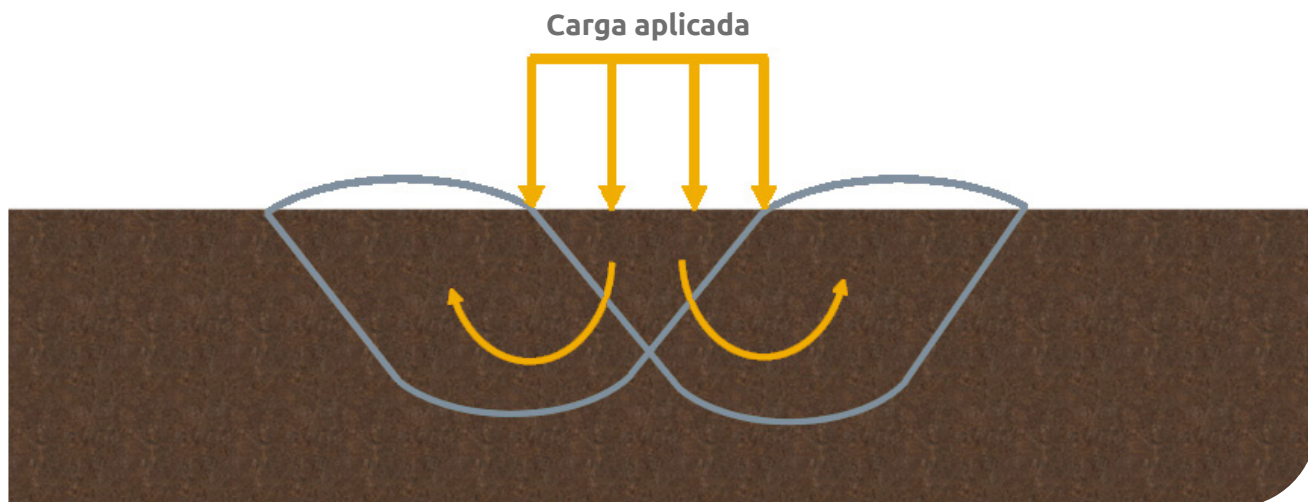


▲ *Figura 4.6 a* | *Painéis embalados para fácil transporte e manipulação.*
Figura 4.6 b | *Geocélula expandida pronta para ser preenchida.*

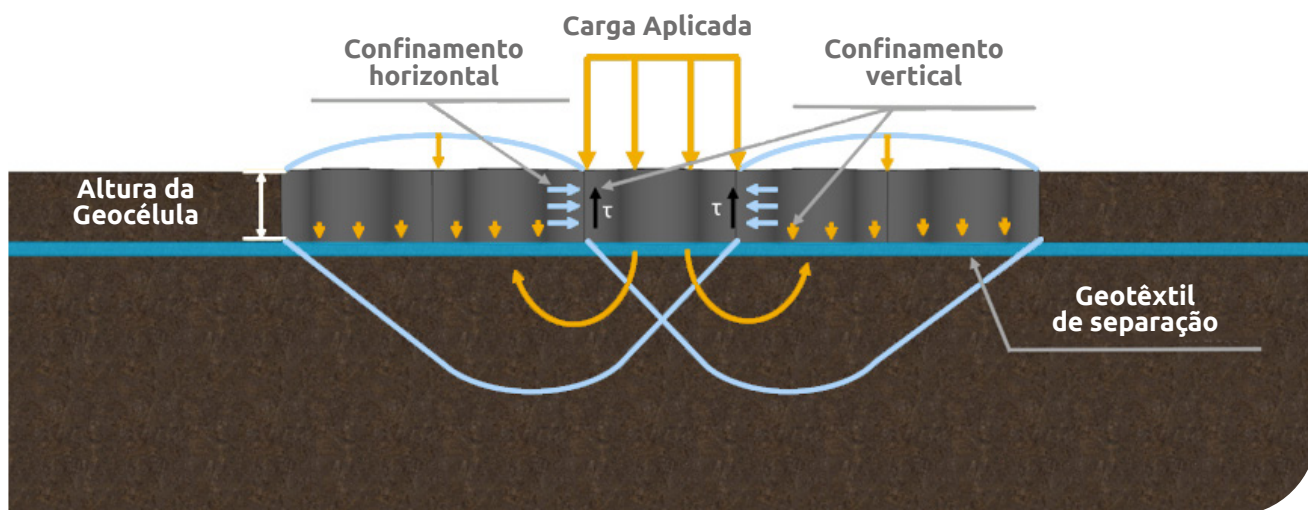
Através de várias investigações com Geocélulas submetidas a cargas estáticas e dinâmicas, determinou-se que há três (3) mecanismos principais de reforço que a Geocélula proporciona, os quais se descrevem a seguir:

a. Efeito de confinamento

As estruturas reforçadas com Geocélulas apresentam resistência à flexão, resistência à tração e resistência ao cisalhamento, e interceptam os planos de falha do subleito (Zhou e Wen, 2008). A figura 4.7. mostra os detalhes do mecanismos de reforço da Geocélula com e sem reforço.



▲ Figura 4.7 (a) | Comportamento do solo não reforçado.



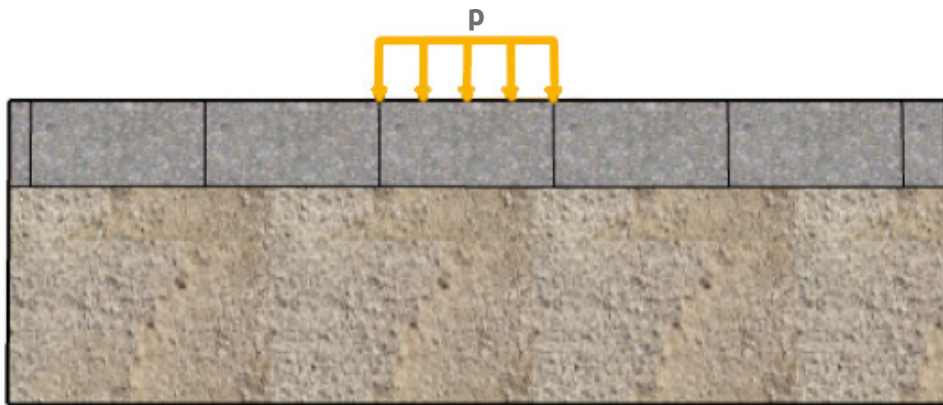
▲ Figura 4.7 (b) | Comportamento do solo reforçado por Geocélula.

Devido à estrutura tridimensional, a Geocélula pode proporcionar confinamento lateral às partículas de solo dentro das células, como é exibido na Figura 4.7 b. A Geocélula proporciona o confinamento vertical de duas maneiras: (1) o atrito entre o material de preenchimento e a parede de Geocélula e (2) o material granular reforçado com a Geocélula atua como amortizador para evitar que o solo se desloque para o lado superior fora da área de carga.

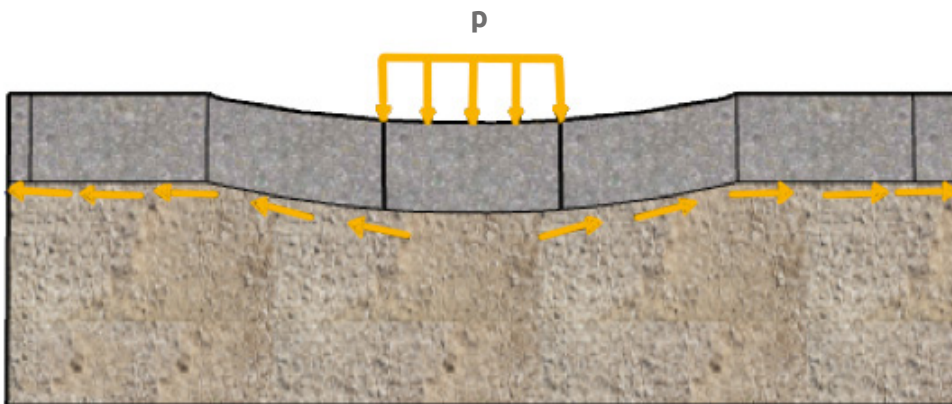
b. Efeito de membrana tensionada

A membrana tensionada, também conhecida como efeito de viga, é a tensão desenvolvida no colchão curvo reforçado com a Geocélula para resistir à carga vertical (Rajagopal et. Al., 1999; Dash

et. Al., 2004; e Zhou e Wen, 2008), entretanto, para mobilizar o efeito de membrana tensionada, a estrutura do pavimento deve deformar de maneira significativa (Giroud e Han, 2004a). Como a seção da Geocélula reforçada é mais rígida que o solo circundante, a superfície curva exerce uma reação para cima e reduz o esforço líquido aplicado ao subleito. Ver figura 4.8.



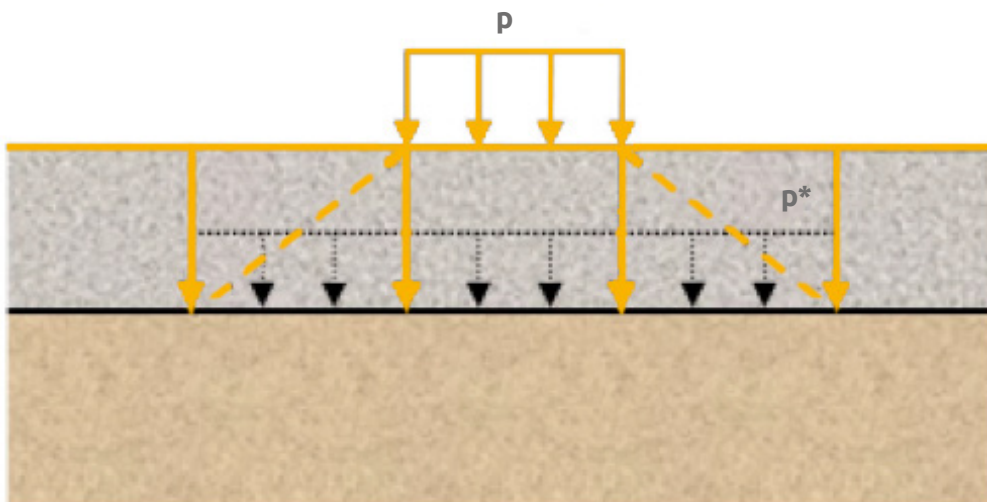
▲ Figura 4.8 (a) | Esquema do efeito de membrana, aplicação da carga.



▲ Figura 4.8 (b) | Esquema do efeito de membrana, deformação do solo de fundação e ativação dos esforços por tensão na interface Geocélula - Geossintético de separação e material de fundação.

c. Distribuição de esforços

Ao incluir a Geocélula e gerar o efeito de confinamento, aumenta a rigidez da camada reforçada, distribuindo os esforços e reduzindo a tensão na interface entre o material granular e o subleito. Esse efeito aumenta a capacidade de carga do material de fundação, distribuindo a aplicação de cargas nas camadas reforçadas com Geocélula, transferindo menores esforços no nível do subleito, ver figura 4.9.



▲ Figura 4.9 | Esquema da distribuição de carga.

4.6 Metodologia de projeto Geotêxtil e Geogrelha

4.6.1 Introdução

Este projeto permite escolher o tipo de Geossintético adequado para ser instalado conjuntamente com uma espessura de material granular, de tal maneira que se consiga estabilizar um subleito, alcançando uma plataforma de trabalho que permita o início das atividades próprias da construção de um pavimento.

O método que se apresenta a seguir foi desenvolvido pelos professores J. P. Giroud e Jie Han, publicado na edição de agosto de 2004 da sociedade de engenheiros dos Estados Unidos (ASCE); o referido método se baseia na teoria da capacidade de carga através de análises de campo e provas laboratoriais, permitindo prever com maior grau de precisão o desempenho de uma via.

Esse método pode ser utilizado para dimensionar vias não pavimentadas e a estabilização de subleitos com ou sem Geossintéticos.

De acordo com Giroud e Han (2004), é possível determinar a espessura do material granular compactado exigido para estabilizar um terreno mole, com ou sem a utilização de um reforço com Geossintéticos, levando em conta as condições do subleito.



▲ *Figura 4.10 | Subleito mole para a construção de estrutura de pavimento.*

O que precedeu teve como objetivo a obtenção de uma plataforma de compactação suficientemente estável em solo mole, que permite iniciar os trabalhos de conformação de estruturas de aterro ou camadas granulares do pavimento sem que ele sofra com afundamentos ou deformações severas. A seguinte equação define a espessura do material granular exigido.

4.6.2 Avaliação de cargas

A carga por roda, P , é a carga aplicada por um dos lados em um eixo padrão e a carga aplicada por um conjunto de rodas em um eixo tandem. A relação entre a carga por roda e a pressão de contato:

$$P = pA \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Onde P = Carga por roda (kN); A = área de contato da roda (m²); p = pressão de contato da roda (kPa), para fins práticos é considerada como igual à pressão de calibragem dos pneus.

Supondo que a pressão seja aplicada em uma área circular de raio r , temos:

$$A = \pi r^2 \quad (\text{Eq. 4.2})$$

A partir das equações (4.1) e (4.2) temos:

$$r = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

4.6.3 Relação de módulos de material granular e subleito

A relação de módulos $RE = E_{MG}/E_{SR}$, para fins dessa metodologia, pode ser estimada mediante as seguintes correlações com o CBR:

$$E_{MG} = 36 \text{ CBR}_{MG}^{0.3} \quad \text{AASHTO (1993)} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Onde:

E_{MG} = Módulo do material granular (MPa).

CBR_{MG} = CBR do material granular.

Para o subleito assume-se uma condição não drenada, o valor de c_u pode ser obtido ($\text{CBR} < 5$) utilizando a seguinte correlação (Giroud e Noray 1981):

$$c_u = f_c \text{ CBR}_{SR} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Onde:

c_u = É a coesão não drenada do solo de subleito (kPa).

CBR_{SR} = CBR do material granular.

f_c = Fator igual a 30 kPa.

Heukelom e Klomp (1962) desenvolverem a seguinte correlação linear entre o CBR do subleito e o módulo resiliente (para $\text{CBR} < 10$) para solos finos com base em medições em campo:

$$E_{SR} = 10.35 \text{ CBR}_{SR} \quad (\text{Eq. 4.6})$$

Onde:

E_{SR} = Módulo do subleito (MPa).

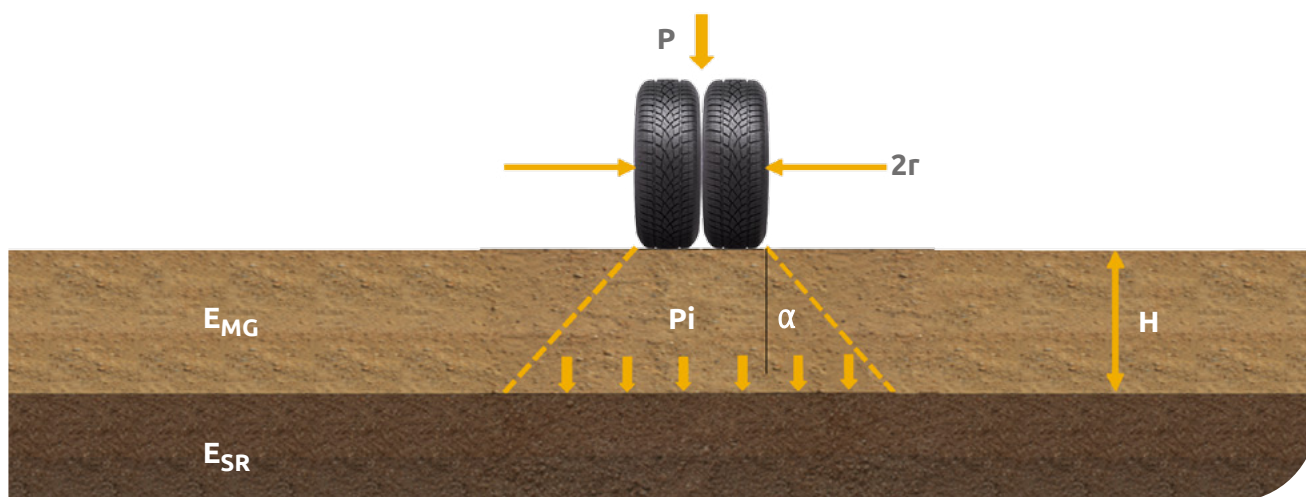
Dessa maneira, RE se expressa como:

$$RE = \frac{E_{MG}}{E_{SR}} = \frac{3.48 \text{ CBR}_{MG}^{0.3}}{\text{CBR}_{SR}} \quad (\text{Eq. 4.7})$$

No caso de reforço com Geogrelhas e Geotêxteis para a relação de módulos, RE, os autores recomendam limitá-la a um valor de 5.0.

4.6.4 Esforços sobre o solo do subleito

Assume-se que a carga aplicada por uma roda em caso de eixos simples ou em um conjunto de pneus em um eixo tandem também se distribui de maneira uniforme em uma área circular de raio r. Além disso, os esforços se distribuem de acordo com o ângulo de distribuição de esforços, α .



▲ Figura 4.11 | Esforços sobre o solo de subleito.

Dessa maneira, o esforço normal (pressão), p_i , na interface material granular/subleito é dado pela seguinte equação:

$$p_i = \frac{P}{\pi (r + h \tan \alpha)^2} \quad (\text{Eq. 4.8})$$

Isolando h:

$$h = \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 p_i}} - 1 \right) \quad (\text{Eq. 4.9})$$

Para impedir a falha do subleito, deve-se certificar que:

$$p_i \leq m N_c c_u \quad (\text{Eq. 4.10})$$

Onde m = coeficiente de mobilização de capacidade de carga, que dependerá do tipo de Geossintético selecionado (Geotêxtil ou Geogrelha) e a resistência deste.

Com o que se obtém:

$$h \geq \frac{r}{\tan\alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c c_u}} - 1 \right) \quad (\text{Eq. 4.11})$$

Empiricamente o método relaciona o ângulo inicial de distribuição de carga, α_1 , através de uma espessura de material granular sobre um solo mole, como se mostra a seguir:

$$\tan\alpha_1 = \tan\alpha_0 \left[1 + 0.204 \left(\frac{E_{MG}}{E_{SR}} - 1 \right) \right] = \tan\alpha_0 \left[1 + 0.204 \left(\frac{3.48 \text{ CBR}_{MG}^{0.3}}{\text{CBR}_{SR}} - 1 \right) \right] \quad (\text{Eq. 4.12})$$

O ângulo de distribuição de carga decresce conforme aumenta o número de repetições de carga. Esse fenômeno foi medido em laboratório por meio de ensaios de placa dinâmica Gabr (2001), $1/\tan\alpha$ é uma função linear de $\log N$.

$$\frac{1}{\tan\alpha} = \frac{1 + K \log N}{\tan\alpha_1} \quad (\text{Eq. 4.13})$$

Onde k =constante que depende da espessura do material granular e o reforço; α =ângulo de distribuição de carga quando o número de repetições de carga é N ; α_1 = ângulo de distribuição de carga quando o número de repetições é um.

Finalmente, e baseado em ensaios de campo e laboratório, obtém-se que a espessura do material granular, h , é:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006 \cdot J^2) \left(\frac{r}{h} \right)^{\frac{3}{2}} \log N}{\left[1 + 0.204 \left(\frac{3.48 \cdot \text{CBR}_{BG}^{0.3}}{\text{CBR}_{SR}} - 1 \right) \right]} \sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\frac{s}{f_s} \left[1 - 0.9e^{-\left(\frac{r}{h}\right)^2} \right] m N_c f_c \text{CBR}_{SR}} - 1} r \quad (\text{Eq. 4.14})$$

Onde:

h [m] = Espessura da camada de material granular exigido. Recomenda-se no mínimo uma espessura de 0,1 m.

J [m-N/°] = Módulo de rigidez do Geossintético.

N = Número de repetições de carga.

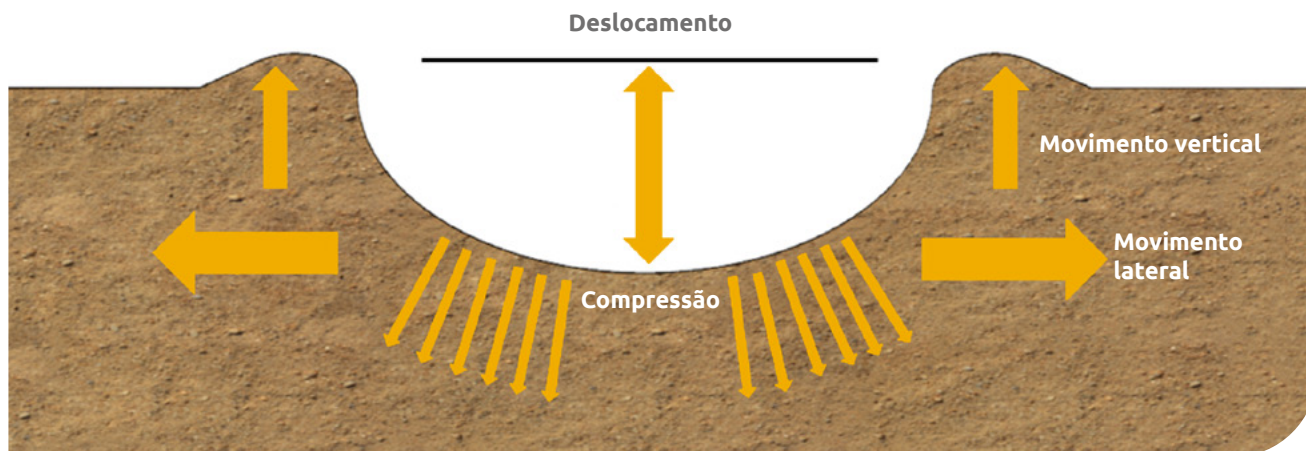
P [kN] = Carga por roda kN, $4P$ é igual à carga do eixo.

r [m] = Raio da área de contato do pneu.

CBR_{SR} [%] = CBR do subleito.

CBR_{BG} [%] = CBR do material granular.

s [mm] = Deslocamento por trilha de roda permitido, é um critério de capacidade de serviço que geralmente fica entre 25-100 mm. Um critério de falha de 75 mm foi utilizado amplamente para essa aplicação. Para baixos volumes de trânsito (AASHTO 1993), considera-se deslocamentos permitidos entre 13-75 mm.



▲ Figura 4.12 | Deslocamento em via não pavimentada.

f_s = Fator igual a 75 mm.

f_c = Fator igual a 30 kPa.

mN_c = Fator de capacidade de carga, igual a $N_c = 3,14$ e $J = 0$ no caso sem reforço, entre 3,90 e 7,30 para o reforço com Geotêxteis Tecidos, dependendo de sua resistência e 5,71 no caso de Geogrelhas Biaxiais Extrudadas.

Referência Geotêxtil	Valor m*Nc
T2400	3.90
TR3000	4.50
TR4000	5.10
TR5000 HF	5.80
TR6000 HF	6.20
TR7000 HF	6.80
TR10000	7.30
Geogrelhas Extrudadas	5.71

4.7 Metodologia de projeto com Geocélula

4.7.1 Introdução


A construção de vias sobre solos moles implica grandes desafios tanto para os projetistas quanto para os construtores, e existem várias técnicas convencionais para evitar ou melhorar os solos moles, como substituição de solo, estabilizações químicas, entre outras.

Na fase de projeto, há extensa literatura e pesquisa internacional sobre estruturas não pavimentadas reforçadas com Geocélula, tendo uma ênfase no aporte da Geocélula ao incluir mecanismos de transferência de carga e fatores de influência.

A seguir se apresenta a alternativa de estabilização de subleito com Geocélula, sob os estudos realizados com a Metodologia do professor Avesani Neto (2013)².

4.7.2 Aproximações iniciais de Projeto

Algumas metodologias de projeto de estabilização de subleitos moles são referidas a seguir:

-  Koerner (1994) propôs um método baseado na adaptação do mecanismo de equilíbrio limite plástico para determinar a capacidade de carga do material de fundação com diferentes cargas estáticas.

² Avesani Neto – Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com Geocélula.

- Meneses (2004) realizou testes de placa em diferentes tipos de subleitos com o emprego de Geocélulas instrumentadas em camadas reforçadas, obtendo valores de tensão em escala e comparando com os dados teóricos de Koerner. Esse método leva em conta a relação (altura da Geocélula/abertura da Geocélula) h/d o qual foi subestimado por Koerner.

Para o desenvolvimento do presente capítulo, explica-se o método proposto por Avesani Neto.

4.7.3 Desenvolvimento da Metodologia de Projeto

As características da Geocélula que influenciam diretamente na capacidade de carga do sistema são a resistência e a rigidez da célula. Além disso, para o desenvolvimento dessa metodologia, levam-se em conta dois mecanismos explicados anteriormente: efeito de confinamento e efeito de distribuição de esforços, o efeito da membrana tensionada está mais associado ao reforço planar (Geotêxtil, Geogrelha), motivo pelo qual é importante incluir um elemento de separação entre o subleito e a plataforma de trabalho.

A fórmula geral para expressar a capacidade de carga de um solo reforçado é:

$$p_r = p_u + I_G \quad (\text{Eq. 4.15})$$

Onde:

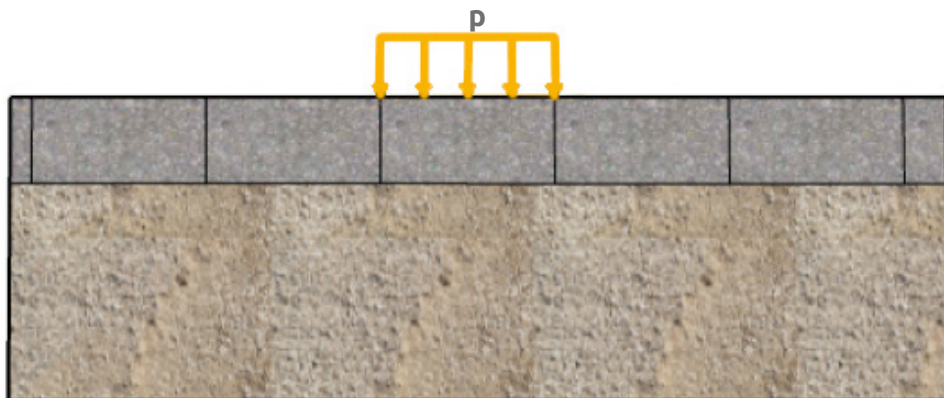
p_r = Capacidade de Carga do Solo reforçado com Geocélula.

p_u = Capacidade de carga do solo de fundação.

I_G = Fator de melhora devido à Geocélula.

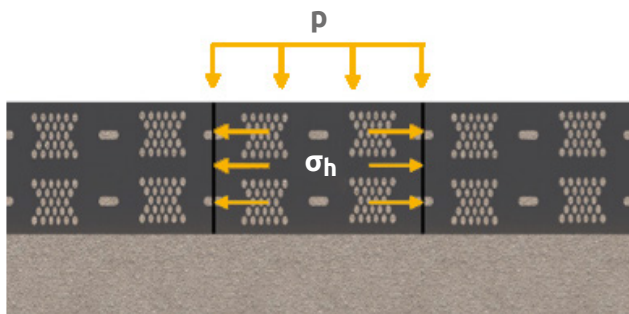
Melhora devido ao efeito de confinamento

Para a equação 4.15, inicialmente se considera uma carga sobre Geocélula conforme se mostra na figura 4.13.

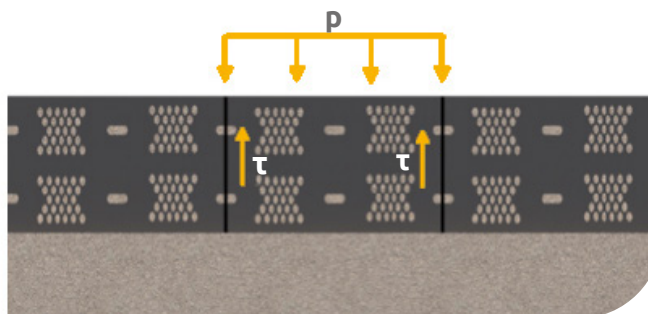


▲ Figura 4.13 | Aplicação de carga sobre um solo reforçado com Geocélula.

Essa carga gera esforços horizontais e de cisalhamento dentro da célula, conforme se observa na figura 4.14.



▲ Figura 4.14a | Esforço horizontal.



▲ Figura 4.14b | Esforço de cisalhamento.

Os esforços verticais são equivalentes ao efeito de aplicação da carga (p), e os esforços horizontais podem ser estimados com a equação 4.16.

$$\sigma_h = K_o \times P \quad (\text{Eq. 4.16})$$

Onde:

σ_h = Esforço horizontal dentro da Geocélula.

K_o = Coeficiente de empuxo em repouso.

P = Carga aplicada.

Com a aplicação da carga vertical há uma tendência ao deslocamento relativo entre o material de preenchimento e as paredes das células, gerando um esforço cisalhante (figura 4.14b). O esforço cisalhante (τ) é calculado na equação 4.17.

$$\tau = \sigma_h \tan \delta = K_o \rho \tan \delta \quad (\text{Eq. 4.17})$$

Onde:

τ = Resistência ao cisalhamento dentro da Geocélula.

δ = Ângulo de interação do material de preenchimento e parede da Geocélula estimado como 2/3 do ângulo de atrito interno do material de preenchimento.

Como a célula é uma estrutura tridimensional, a análise da equação deve ser estendida à mesma situação. Por isso, o esforço de cisalhamento gerado dentro da célula pode ser multiplicado pelo valor de sua superfície interna, afim de obter uma resistência ao cisalhamento para cada célula. Deve ser notado que a célula é considerada de forma quadrada com uma largura equivalente (d), ver figura 4.15.

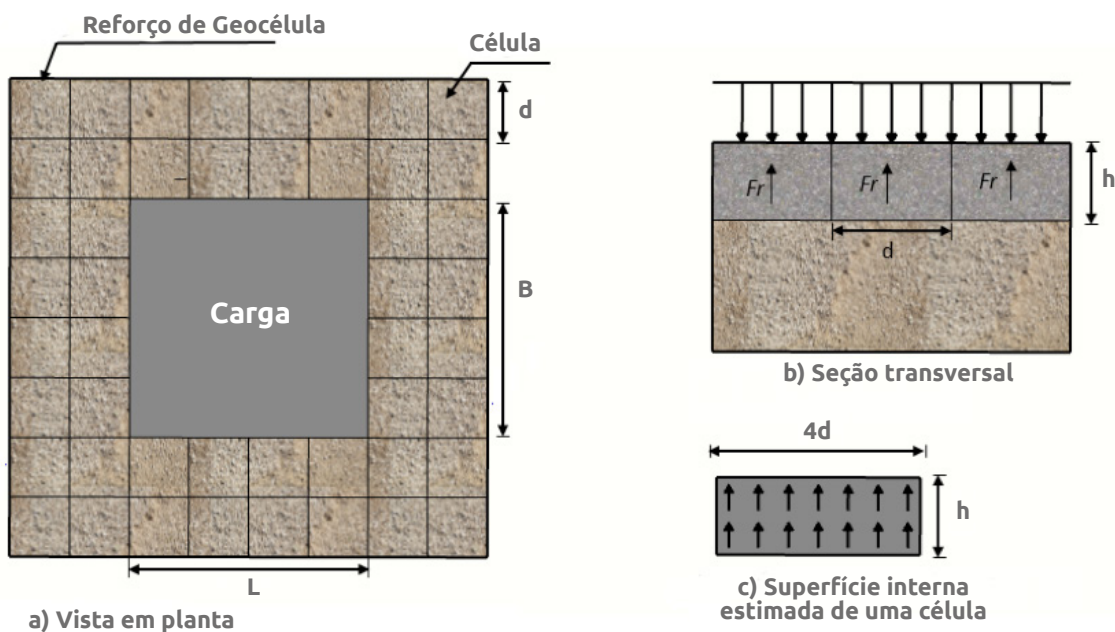
$$F_\tau = h4dt = h4d K_o \rho \tan \delta \quad (\text{Eq. 4.18})$$

Onde:

F_τ = Resistência ao cisalhamento de uma célula.

d = Abertura da célula.

h = Altura da célula.



▲ Figura 4.15 | Vista em planta da aplicação da carga.

Para calcular a reação da camada reforçada com Geocélula, conforme se mostra na figura 4.15, é necessário conhecer o número de células que participam do reforço.

$$n = \frac{BL}{d^2} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

Onde:

n = Número de células em área de aplicação de carga.

B = Largura da sapata ou raio da roda.

L = Comprimento da sapata ou raio da roda.

d = Abertura equivalente da Geocélula (m) Ver equação 7.15.

Assim, a soma das forças de cisalhamento de todas as células que estão sob efeito de carga, e que expressa a melhoria devida ao confinamento, estará dada por:

$$\Sigma F_{\tau} = h \ 4d \ K_p \ \tan \delta \left(\frac{BL}{d^2} \right) = 4 \ \frac{h}{d} \ K_o \ p \ \tan \delta \ BL \quad (\text{Eq. 4.20})$$

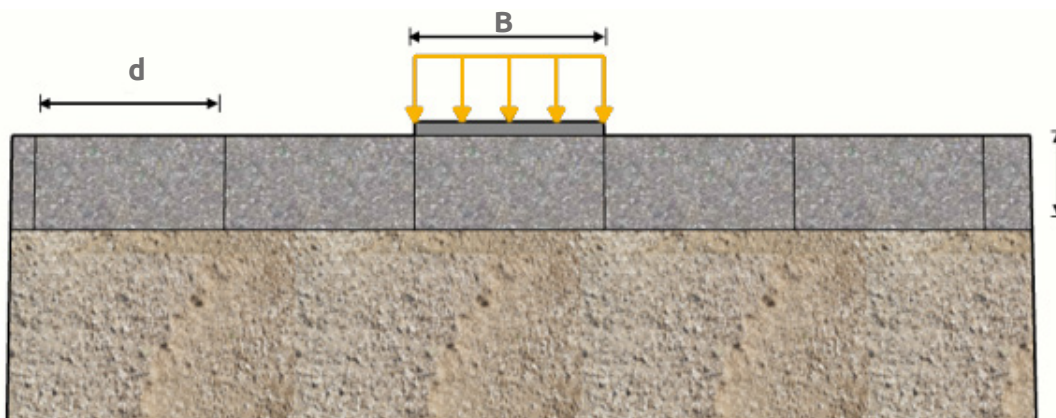
Onde:

ΣF_{τ} = Melhoria devido ao efeito de confinamento, soma das forças de cisalhamento das células sob aplicação da carga.

h/d = Relação de forma da célula.

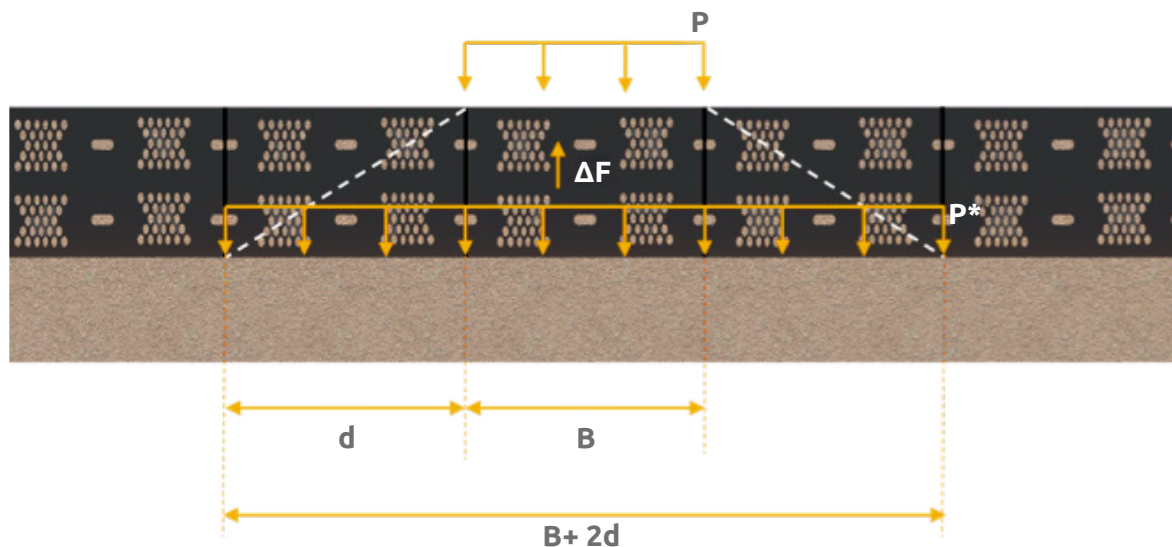
Melhoria devido à distribuição de esforços.

Considera-se a aplicação de uma carga sobre a Geocélula, conforme se observa na figura 4.16.



▲ Figura 4.16 | Aplicação de carga sobre a Geocélula.

Assim como se observou na metodologia das Geogrelhas, nas Geocélulas também se encontra o ângulo de distribuição de esforços, que se vê afetado pelas características da Geocélula, assim como se observa na figura 4.17.



▲ Figura 4.17 | Efeito da distribuição de esforço.

Realizando um equilíbrio de forças da camada reforçada com Geocélula conforme o esquema da figura 4.17, a melhoria devido ao confinamento ΣF_{τ} é afetada por:

$$p^* (B+2d) (L+2d) = p BL - 4 \frac{h}{d} \tan \delta K_o p BL \quad (\text{Eq. 4.21})$$

Onde:

p^* = Esforço de atuação sob a camada reforçada com Geocélula.

p = Esforço de atuação sobre a camada com Geocélula.

d = Abertura da Geocélula.

ΣF_{τ} = Soma das forças cisalhantes das células sob aplicação da carga.

Reorganizando a equação 4.2.1, o esforço que atua efetivamente sobre o solo subjacente ao reforço da Geocélula p^* é igual a:

$$p^* = \left(p - 4 \frac{h}{d} \tan \delta K_o p \right) \frac{BL}{(B+2d) (L+2d)} \quad (\text{Eq. 4.22})$$

A reação das áreas dos esforços atuantes sobre e sob a camada reforçada com Geocélula (relação entre as características geométricas tanto da carga como da célula B, L, d) é definida como um novo parâmetro denominado efeito de propagação (e) e é expresso como:

$$e = \frac{1}{1 + 2 \frac{d}{B} + 2 \frac{d}{L} + 4 \frac{d^2}{BL}} \quad (\text{Eq. 4.23})$$

Para o caso em que B=L e que, no caso de uma estabilização, corresponde ao diâmetro do pneu, e se expressa da seguinte maneira:

$$e = \frac{1}{\left(1 + 2 \frac{d}{B}\right)^2} \quad (\text{Eq. 4.24})$$

Onde:

d/B, d/L e d²/BL são fatores de forma para cada uma das dimensões de carga.

A equação da aplicação do esforço sob a Geocélula ficaria:

$$P^* = \left(p - 4 \frac{h}{d} \tan \delta K_o p \right) e \quad (\text{Eq. 4.25})$$

Considerando os esforços atuantes em cima (p) e embaixo (p*) da camada reforçada com Geocélula, pode-se definir que a melhoria devido ao reforço com a Geocélula (I) corresponde à subtração da tensão que atua sobre a Geocélula e a que realmente atua sobre o subleito (abaixo da Geocélula).

$$P_r = P_u + (p - p^*) \quad (\text{Eq. 4.26})$$

Substituindo e reorganizando os termos, a equação final da capacidade de carga do solo reforçada com a Geocélula

$$P_r = P_u + \left(4 \frac{h}{d} \tan \delta K_o p e + (1 - e) \right) p$$

$$P_r = P_u + I_G p \quad (\text{Eq. 4.27})$$

Relação entre o CBR do subleito e a capacidade de Carga p:

Para desenvolver a metodologia descrita anteriormente, é necessário calcular p^* (capacidade de suporte do subleito)

Para isso se aplica a metodologia desenvolvida por Meyerhof em condição não drenada $\phi = 0$

$$p^* = N_c * C_u \quad (\text{Eq. 4.28})$$

Onde:

p^* = Capacidade de carga do solo de fundação.

N_c = Fator de capacidade de carga 5.14 para $\phi = 0$.

C_u = Coesão não drenada Kpa.

Para determinar C_u pode-se utilizarr a seguinte correlação (Giroud e Noray 1981) quando (CBR<5):

$$C_u = f_c \text{ CBR}_{SR} \quad (\text{Eq. 4.29})$$

Onde:

C_u = Coesão não drenada do subleito (kPa).

CBR_{SR} = CBR do subleito.

f_c = Fator igual a 30 kPa. (Giroud e Noray 1981).

Cálculo da capacidade de carga do solo de fundação.

$$p^* = \frac{N_c * \text{CBR}_{SR}}{f_c} \quad (\text{Eq. 4.30})$$

Determinação do CBR da camada reforçada

Uma vez que se obtém o valor de P_r da equação 4.27, considerando as equações 4.28 e 4.29, pode-se calcular o CBR da camada reforçada.

$$\text{CBR}_{CR} = \frac{P_r * f_c}{N_c} \quad (\text{Eq. 4.31})$$

Onde:

CBR_{SR} = CBR camada reforçada com Geocélulas.

P_r = Capacidade de carga do solo reforçado com a Geocélula (kPa).

f_c = Fator igual 30 KPa (Giroud and Noray 1981).

N_c = Fator de capacidade de carga 5,14 para $\phi = 0$.

4.8 Exemplos de projeto

Para a construção de uma estrada na cidade de Bogotá e dadas as más condições de suporte do subleito natural, os projetistas consideraram a estabilização mecânica do solo de suporte. O CBR médio e definido como de projeto é de 1.5%. A estrutura será projetada para suportar um tráfego de projeto de 1.5×10^6 eixos equivalentes de 8.20 Ton.

O material disponível para reposição consiste em uma sub-base granular do tipo material granular que, considerando que repousará sobre solo mole, estima-se que o CBR seja $\approx 30\%$ (valor inferior ao registrado em laboratório e que leva em consideração as dificuldades de compactação em um solo mole).

Para avaliar a espessura necessária para estabilizar o subleito e permitir a construção das camadas do pavimento, deve-se estimar o número de repetições da carga que ele suportará, assumindo que circularão cerca de 660 veículos de 3 eixos, número de repetições N aproximado de ≈ 2000 . A pressão de calibragem para veículos é 80 psi (550 kPa).

Se fará a estimativa da espessura exigida nas seguintes condições:

- ◆ Sem reforço.
- ◆ Com Geotêxtil de reforço.
- ◆ Com Geogrelha Biaxial de reforço.

Dados de entrada

J = Assume-se como 0 no caso de não ter reforço e com Geotêxtil Tecido TR5000HF; será utilizado uma Geogrelha P-BX2020.

N = 2,000.

P = 80 kN por eixo.

r = Raio da área de contato do pneu.

De acordo com a equação (4.3.), temos:

$$r = \sqrt{\frac{P}{2\pi p}}$$

$$r = \sqrt{\frac{20}{2\pi 550}} = 0.108 \text{ m}$$

$$CBR_{SR} = 1.5\%$$

$$CBR_{BG} = 30\%$$

A relação de módulos (equação (4.7)) estima-se como:

$$RE = \frac{E_{MG}}{E_{SR}} = \frac{3.48 CBR_{MG}^{0.3}}{CBR_{SR}}$$

$$RE = \frac{3.48 \cdot 30^{0.3}}{1.5} = 6.43$$

Nesse caso, se adota um Re de 5.0 (mínimo entre Re calculado e 5.0)

s = Assume-se um valor de 40mm.

fs = 75mm.

fc = 30 kPa.

mNc = 580 para o Geotêxtil TR5000HF e 5.71 no caso de Geogrelhas Biaxiais Extrudadas.

Condição sem reforço (J=0 e Nc=3.14):

Substituindo a equação (4.14) e por meio de um processo iterativo, temos para um h= 0.5 m:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006 \cdot 0^2) \left(\frac{0.15}{0.5}\right)^{\frac{3}{2}} \log 2,000}{\left[1 + 0.204 (5.0 - 1)\right]} \sqrt{\frac{\frac{20}{\pi 0.15^2}}{\frac{40}{75} \left[1 - 0.9e^{-\left(\frac{0.15}{0.5}\right)^2}\right]} \cdot 3.14 \cdot 30 \cdot 1.5}^{-1} \cdot 0.15$$

$$h = 0.40\text{m}$$

Tabela 4.3. Cálculo da espessura do material granular exigido, caso for sem reforço

h presumido (m)	h calculado (m)
0.45	0.40
0.42	0.40
0.40	0.40

Para fins construtivos, aproxima-se a 0.40m.

Condição com Geotêxtil TR5000HF de reforço (J=0 e m*Nc=5.80):

Substituindo a equação (4.14) e por meio de um processo iterativo, temos para um h=0.26m:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006 \cdot 0^2) \left(\frac{0.15}{0.5}\right)^{\frac{3}{2}} \log 2,000}{\left[1 + 0.204 (5.0 - 1)\right]} \sqrt{\frac{\frac{20}{\pi 0.15^2}}{\frac{40}{75} \left[1 - 0.9e^{-\left(\frac{0.15}{0.5}\right)^2}\right] 5.2 \cdot 30 \cdot 1.5} - 1} \cdot 0.15$$

h= 0.26m

Tabela 4.4. Cálculo da espessura do material granular exigido, caso for com Geotêxtil

h presumido (m)	h calculado (m)
0.35	0.27
0.30	0.27
0.26	0.26

Condição com Geogrelha Biaxial Extrudada (J≠0 e Nc=5.71):

Neste caso, se usará uma Geogrelha Biaxial Extrudada P-BX 2020 com uma rigidez torsional ou estabilidade de abertura de 0,55 m-N / °, uma eficiência nos nós > 90%.

Substituindo a equação (4.14) e por meio de um processo iterativo, temos para um $h=0.24\text{m}$:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006 \cdot 0.55^2) \left(\frac{0.15}{0.4}\right)^{\frac{3}{2}} \log 2,000}{\left[1 + 0.204 (5.0 - 1)\right]} \sqrt{\frac{\frac{20}{\pi 0.15^2}}{\frac{40}{75} \left[1 - 0.9e^{-\left(\frac{0.15}{0.4}\right)^2}\right]} - 1} \cdot 0.15$$

$h = 0.24\text{m}$

Tabela 4.5. Cálculo da espessura do material granular exigido, caso for com Geogrelha

h presumido (m)	h calculado (m)
0.35	0.26
0.30	0.25
0.24	0.24

Para fins construtivos, a espessura calculado de 0.25 m. No caso de reforço com Geogrelhas, é necessário, adicionalmente, a inclusão de um Geotêxtil de separação sob a Geogrelha que evite a contaminação do material granular selecionado. De acordo com a metodologia proposta no capítulo 5 do presente manual, escolhe-se um Geotêxtil Não Tecido referência NT1800.

Tabela 4.6 Cálculo da economia de material em comparação com a seção sem reforço

Condição	Espessura calculada (m)	Espessura construtiva (m)	Economia*
Sem Geossintético de reforço	0.59	0.60	-
Reforçado com Geotêxtil TR6000HF	0.42	0.45	25%
Reforçado com Geogrelha P-BX2020 e Geotêxtil de separação NT1800	0.40	0.40	32%

*Economia estimada diante da seção não reforçada.

A economia de material granular, no caso das estruturas reforçadas com Geossintéticos, apresenta um benefício econômico, em relação à estrutura convencional sem reforço, além de minimizar escavações e, em geral, movimentos da terra.

Exemplo com Geocélula:

Dados de entrada

CRB do subleito =	1.5%.
Pressão de calibragem P =	550 Kpa.
Diâmetro do pneu =	32.4 cm.
Altura de Geocélula =	12 cm e 15cm.
Abertura da célula =	25cm para a Geocélula de altura de 12cm e 30cm para a Geocélula de altura 15cm.
Ângulo de interação δ =	26° Interação Solo – Parede da Geocélula.
Ângulo de fricção interna do material preenchido Φ =	30°
Coefficiente de empuxo de solo em repouso k_0 =	$1 - \text{sen } 30^\circ = 0.5$

Aplicando a Equação (4.28) e (4.29) para determinar a capacidade de carga sem reforço.

$$P = 5.14 \times C_u$$

$$C_u = f_c \text{ CBR}_{SR}$$

Substituindo o valor de C_u na equação de P, temos:

$$P = 5.14 \times f_c \times \text{CBR}_{SR}$$

$$P = 5.14 \times 30 \times 1.5$$

$$P = 231.1 \text{ Kpa}$$

Reforço da Geocélula h=12cm

Aplicando a equação 4.24, determinação do efeito de distribuição de carga para uma Geocélula de altura $h = 12 \text{ cm}$, diâmetro de aplicação da carga $B = 32.4 \text{ cm}$ e abertura da Geocélula $d = 25 \text{ cm}$.

$$e = \frac{1}{\left(1 + 2 \frac{d}{B}\right)^2}$$

$$e = \frac{1}{\left(1 + 2 \frac{0.25}{0.324}\right)^2} = 0.155$$

Cálculo do I_G Fator de melhoria da Geocélula.

$$I_G = \left(4 \frac{h}{d} \tan \delta K_o p e + (1 - e)\right)$$

$$I_G = \left(4 \frac{0.12}{0.25} \tan 26^\circ \times 0.5 \times 0.155 + (1 - 0.155)\right)$$

$$I_G = 0.917$$

A esse valor de I_G é aplicado um fator de Segurança de 1.5

$$I_G = 0.917/1.5$$

$$I_G = 0.611$$

Agora calcula-se a capacidade de carga reforçada com Geocélula, empregando a equação 4.27.

$$P_r = p_u + I_G p$$

$$P_r = 231.1 + (0.611 \times 550)$$

$$P_r = 567.15 \text{ kPa}$$

Agora, é calculado o C_u para a condição reforçada.

$$C_u = \frac{P_r}{5.14}$$

$$C_u = \frac{567,15}{5.14}$$

$$C_u = 110.34 \text{ Kpa}$$

A partir da equação 4.3.1, determinamos o CBR_{CR} da plataforma reforçada.

$$CBR_{CR} = \frac{C_u}{f_c}$$

$$CBR_{CR} = \frac{110.34}{30}$$

$$CBR_{CR} = 3.68 \%$$

O CBR_{CR} da cobertura reforçada com Geocélula de altura 12 cm e abertura 25 cm é 3,68%.

Reforço da Geocélula h=15cm

Aplicando a equação 4.24, determinação do efeito de distribuição de carga para uma Geocélula de altura $h = 15\text{cm}$, diâmetro de aplicação da carga $B = 32.4\text{ cm}$ e abertura da Geocélula $d = 30\text{cm}$.

$$e = \frac{1}{\left(1 + 2 \frac{d}{B}\right)^2}$$

$$e = \frac{1}{\left(1 + 2 \frac{0.30}{0.324}\right)^2} = 0.123$$

Cálculo do I_G Fator de melhoria da Geocélula.

$$I_G = \left(4 \frac{h}{d} \tan \delta K_o p e + (1 - e)\right)$$

$$I_G = \left(4 \frac{0.15}{0.30} \tan 26^\circ \times 0.5 \times 0.123 + (1 - 0.123)\right)$$

$$I_G = 0.934$$

A esse valor de I_G é aplicado um fator de Segurança de 1.5

$$I_G = 0.934/1.5$$

$$I_G = 0.625$$

Agora calcula-se a capacidade de carga reforçada com Geocélula, empregando a equação 4.27.

$$P_r = p_u + I_G p$$

$$P_r = 231.1 + (0.625 * 550)$$

$$P_r = 574.85 \text{ kPa}$$

Agora, é calculado o C_u para a condição reforçada.

$$C_u = \frac{P_r}{5.14}$$

$$C_u = \frac{574,85}{5.14}$$

$$C_u = 111.84 \text{ Kpa}$$

A partir da equação 4.3.1, determinamos o CBR_{CR} da plataforma reforçada.

$$CBR_{CR} = \frac{C_u}{f_c}$$

$$CBR_{CR} = \frac{111.84}{30}$$

$$CBR_{CR} = 3.73\%$$

O CBR_{CR} da cobertura reforçada com Geocélula de altura 15cm e abertura 30cm é 3.73%.

4.9 Conclusões

A metodologia de projeto desenvolvida por Giroud e Han (2004) apresentada nesse capítulo é baseado em um desenvolvimento teórico, calibrada em campo por meio de ensaios de carga de roda para Geotêxteis e Geogrelhas (Teste de carga de roda) e ensaios de laboratório por meio de ensaios dinâmicos de placas, em seções com e sem reforço, todas construídas em solos moles. Esse método permitiu prever apropriadamente o desempenho de estradas não pavimentadas, com e sem reforço, em estudos recentes. Pelo exposto anteriormente, esse método permite aos engenheiros de estradas estimar adequadamente a espessura do material granular exigido para suportar o tráfego em estradas não pavimentadas, estradas de acesso temporário, plataformas de trabalho etc.

De outro lado, a metodologia de projeto proposta por Avesani Neto (2013) apresentada nesse capítulo foi adotada para calcular o aumento da capacidade de carga do subleito com Geocélulas em estradas não pavimentadas, tendo em conta as condições iniciais do material de fundação e os mecanismos de reforço das Geocélulas: o efeito de dispersão de tensão e o efeito de confinamento.

4.10 Bibliografia

- ◆ U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, USE OF GEOGRID IN PAVEMENT CONSTRUCTION, Technical Letter No. 1110-1-1899, 2003.
- ◆ Giroud, J.P. and Noria, L. (1981) "Geotextile-reinforced unpaved road design", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 107, 1233-1254.
- ◆ Giroud, J.P. and Han, J. (2004) "Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 775, 775–786.
- ◆ Giroud, J.P. and Han, J. (2004) "Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 775, 787–797.
- ◆ Pokharel, S.K., Han, J., Leshchinsky, D., Parsons, R.L., and Halahmi, I. (2010). Investigation of factors influencing behavior of single Geocell-reinforced bases under static loading. Journal of Geotextile and Geomembrane, 28, 570-578.
- ◆ Avesani Neto JO, (2013) "Desenvolvimento de um método de cálculo de reforço de aterros sobre solos moles usando Geocélulas", Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia.



Capítulo 5

SEPARAÇÃO DE SUBLEITOS COM
Geotêxteis em vias

5.1 Generalidades

Já há muitas décadas, a área de projeto e construção de estradas preocupa-se em manter um desenvolvimento que permita melhorar a cada dia as metodologias de projeto e as técnicas de construção, para oferecer obras de alta qualidade e com um bom nível de serviço durante sua vida útil. Dentro desse desenvolvimento, elaborou-se a **tecnologia de Geossintéticos buscando melhorar de forma eficiente e econômica as diferenças dos elementos e materiais que compõem as estradas.**

Um dos problemas que se apresentam com maior frequência é a deterioração prematura das estradas, causada por diversos fatores relacionados com as características e propriedades dos materiais que constituem a estrutura delas, e com as condições de carga que superam os valores do projeto. Do ponto de vista estrutural, a contaminação da(s) camada(s) granular(es), a mistura dos solos de diferentes características e o comportamento mecânico do solo de subleito são fatores de grande influência na deterioração das estradas, o que se expressa em uma redução da capacidade de carga de todo o sistema.

O desenvolvimento da engenharia introduziu técnicas e tecnologias no projeto e a construção de obras civis melhorando suas especificações e características a curto e longo prazo, aumentando a vida útil e **buscando um equilíbrio nos fatores econômicos que, em muitos casos, representam uma diminuição de custos.**

Especificamente, a utilização do Geotêxteis como uma camada de separação entre os solos de subleitos e as camadas granulares permite manter a integridade dos materiais e melhorar seu funcionamento, aumentando a vida útil das estruturas das estradas. Essa camada de separação com Geotêxtil elimina a instalação de um material adicional que se emprega nos projetos tradicionais que só levam em conta o processo de contaminação que se produz no início do período da vida útil, e não leva em conta o processo de contaminação a longo prazo.

5.2 Introdução

São várias as funções dos Geotêxteis e elas variam segundo o campo de aplicação nos qual são utilizadas. No caso das estruturas de estradas, os Geotêxteis cumprem duas funções essenciais: separação e estabilização. Nesse capítulo, apresenta-se a metodologia de projeto para empregar um Geotêxtil como separação do solo de subleito e a(s) camada(s) granular(es).

Para que um Geotêxtil cumpra corretamente a função de separação entre um solo de subleito e uma camada de material granular, o CBR do subleito deve estar entre 4% e 10%.

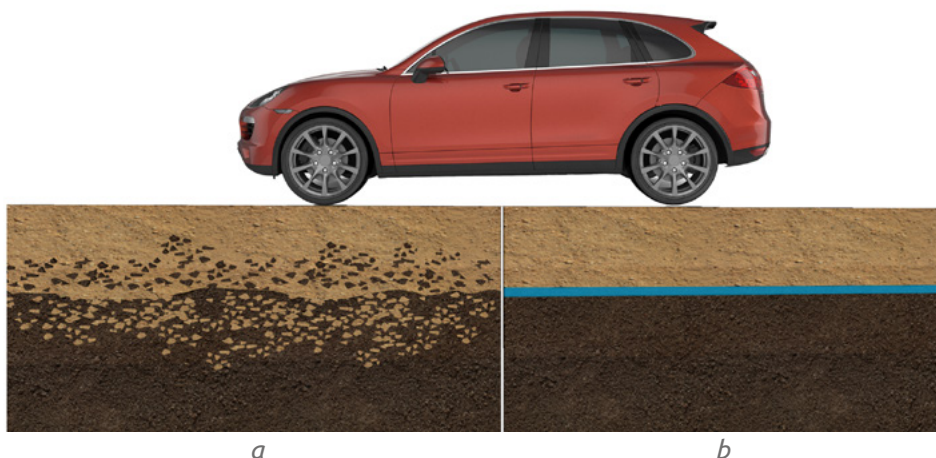
Com efeito, dentro desse intervalo assume-se que a deformação do solo de subleito não é suficientemente importante para gerar grandes esforços de tração no Geotêxtil, o qual se projeta como separação e não como estabilização. Quando o CBR é menor que 4%, o Geotêxtil assume grandes deformações e começa a absorver as tensões de tração que o induzem a funcionar como estabilização, fator que afeta totalmente o projeto por separação. No caso em que o CBR do subleito seja menor que 4%, deve-se fazer um projeto de estabilização (ver capítulo 4) e verificar os critérios de projeto de separação quando Geotêxtil se coloca entre dois materiais de diferentes características.

Para ter um conceito claro do funcionamento do Geotêxtil como separação na interface subleito - camadas granulares, a seguir, faz-se uma descrição do processo que se desenvolve entre dois materiais de diferentes características e comportamento, e de como o Geotêxtil se converte em uma barreira que permite manter a integridade e o bom funcionamento dos materiais, melhorando a resistência e estabilidade da estrutura da via.

No caso das estruturas de pavimento, onde se coloca solo granular (aterro, base, sub-base) sobre solos finos (subleito), apresentam-se dois processos de maneira simultânea:

1. Migração de solos finos dentro do solo granular, diminuindo sua capacidade de drenagem.
2. Intrusão do solo granular no solo fino, diminuindo sua capacidade de carga (resistência).

O Geotêxtil se resume em uma barreira para a migração de partículas entre os dois tipos de solo, facilitando a transmissão de água. Exige-se, então, um Geotêxtil que retenha as partículas do solo, evite a lavagem de solos finos pela ação da água e que cumpra com as resistências necessárias para manter a continuidade sem que ocorra nenhuma falha por tração ou punção (ver especificações técnicas dos Geotêxteis, Capítulo 2), sob concentrações de esforços locais causadas por irregularidades no solo de fundação.



- ▲ *Figura 5.1 a | Seção transversal de uma estrutura de pavimento sem Geotêxtil de separação (Interface SR - C. Granular).*
Figura 5.1 b | Seção transversal de uma estrutura de pavimento com Geotêxtil de separação (Interface SR - C. Granular).

5.3 Metodologia de projeto

5.3.1 Generalidades

Esse projeto consiste em escolher o tipo de Geotêxtil adequado para colocar na interface subleito - camada granular, que tem como função principal a separação de solos adjacentes com propriedades e características diferentes e a estabilização do subleito durante o período de vida útil da estrutura de uma pista.

No caso do projeto por separação, comparam-se as resistências do Geotêxtil com o valor exigido no projeto para uma mesma propriedade, obtendo um fator de segurança global FS_g .

$$FS_g = \frac{\text{Resistência Admissível}}{\text{Resistência exigida}} \rightarrow FS_g > 1 \quad (\text{Eq. 5.1})$$

Onde:

Resistência Admissível: Resistência última do ensaio de laboratório que simula as condições reais do projeto sobre os fatores de redução.

Resistência exigida: Valor obtido de uma metodologia de projeto que simula as condições reais do projeto.

Para os casos em que seja determinado o fator de segurança global como parâmetro de projeto, calcula-se, então, a resistência exigida (projeto) em função das especificações do Geotêxtil que vai ser utilizado.

$$\text{Resistência exigida} = \frac{\text{Resistência}}{FS_g} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

As especificações dos Geotêxteis são avaliadas sob condições ideais de laboratório, o que em alguns casos representa altos valores numéricos para o projeto. Os valores obtidos no laboratório devem ser modificados para serem aplicados sob as condições "in situ" de cada projeto. Para levar em conta esses fatores, assume-se um fator de segurança parcial FS_p que permite ajustar o valor último de laboratório às condições particulares do terreno, obtendo um valor admissível que será aplicado no projeto.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS_p} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

$$FS_p = FR_{ID} \times FR_{DQB} \quad (\text{Eq. 5.4})$$

Onde:

T_{adm} = Resistência admissível para empregar no projeto.

T_{ult} = Resistência última obtida em laboratório.

FS_p = Fator de segurança parcial.

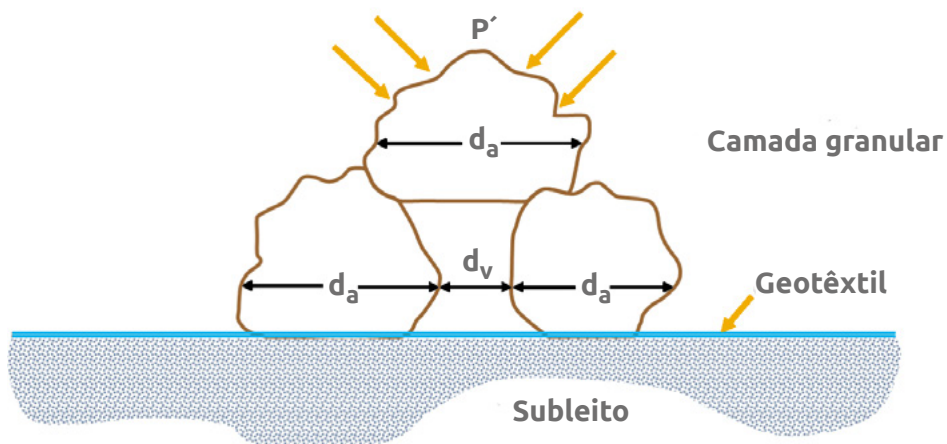
FR_{ID} = Fator de redução por danos de instalação.

FR_{DQB} = Fator de redução por degradação química e biológica.

Os intervalos para os fatores de redução são mencionados na Tabela 3.1. do presente manual.

5.3.2 Resistência à tração (GRAB)

Outro fator que atua sobre o Geotêxtil é o esforço de tração que é gerado no Geotêxtil no seu plano de deformação. Isso ocorre quando o Geotêxtil está coberto por uma camada granular e um solo de subleito. Quando uma partícula superior é forçada contra duas partículas inferiores que estão em contato com o Geotêxtil, gera-se um esforço de tração em seu plano (ver Figura 5.2). O ensaio de tração segundo o Método Grab (ASTM D4632) simula esse processo no laboratório, determinando a carga de ruptura (Resistência Grab) do Geotêxtil e seu alongamento correspondente (deformação - alongamento Grab). O Geotêxtil que se coloca na interface subleito - camada granular deve cumprir uma resistência mínima para que não falhe devido à tração.



▲ Figura 5.2 | Geotêxtil de separação - resistência à tração (GRAB).

$$T_{req} = p' \cdot 10^{-3} \cdot (d_v)^2 \cdot [f(\epsilon)] \quad (\text{Eq. 5.5})$$

Onde:

T_{req} = Resistência Grab exigida (N).

p' = Pressão aplicada (KPa).¹

d_v = Diâmetro máximo dos vazios: $d_v \cong 0.33 d_a$ (mm).

d_a = Diâmetro máximo das partículas de agregado (mm).

$f(\epsilon)$ = Função de deformação (alongamento) do Geotêxtil, (ver Tabela 5.1).

Tabela 5.1 Valores de $f(\epsilon)$

$\epsilon(\%)$	$f(\epsilon)$	$\epsilon(\%)$	$f(\epsilon)$
0	-	25	0.55
2	1.47	30	0.53
4	1.23	35	0.52
6	1.08	40	0.51
8	0.97	45 - 70	0.5
10	0.9	75	0.51
12	0.8	90	0.52
14	0.73	100	0.53

¹ Em vias, presume-se como a pressão de calibragem

$\epsilon(\%)$	$f(\epsilon)$	$\epsilon(\%)$	$f(\epsilon)$
16	0.69	110	0.54
18	0.64	120	0.55
20	0.58	130	0.56

Metodologia:

Verificar se o Geotêxtil que vai ser utilizado é adequado $\rightarrow T_{ult}$ conhecido; calcular FS_g .

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS_p} \quad (\text{Eq. 5.6})$$

$$FS_g = \frac{T_{adm}}{T_{req}} \quad (\text{Eq. 5.7})$$

Substituindo as equações (5.3) e (5.4) na equação (5.5)

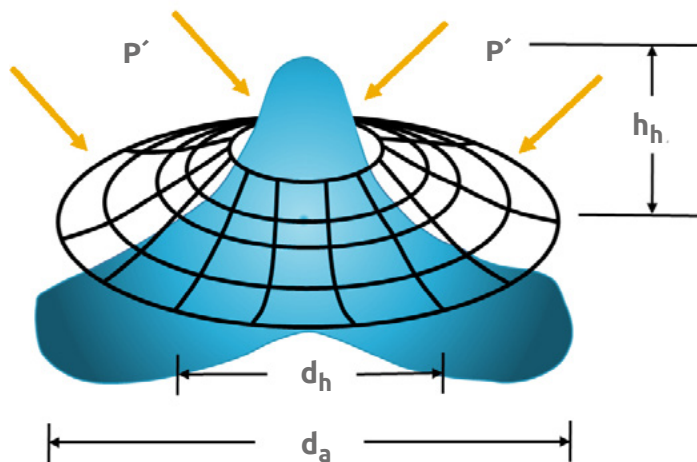
$$FS_g = \frac{T_{ult}}{FS_p \times p' \times 10^{-3} \times d_v^2 \times [f(\epsilon)]} \quad (\text{Eq. 5.8})$$

Então, a equação do Fator de Segurança Global é:

$$FS_g = \frac{T_{ult}}{FS_p \times p' \times 10^{-3} \times (0.33 d_a)^2 \times [f(\epsilon)]} \rightarrow FS_g > 1 \quad (\text{Eq. 5.9})$$

5.3.3 Resistência ao puncionamento

Além de cumprir a função de separação, o Geotêxtil de separação deve resistir ao processo de instalação, sem que suas propriedades iniciais sofram modificações importantes. Assim, garante-se o bom funcionamento do Geotêxtil durante a vida útil da via. Materiais de puncionamento, pedras angulares, galhos de árvores, detritos de construção e outros tipos de objetos que se encontram sobre o solo (subjacente) que fica em contato com o Geotêxtil podem rompê-lo e desgastá-lo quando se coloca a camada granular e se aplicam as cargas de tráfego sobre a estrutura. Deve-se calcular a força vertical que atuará sobre o Geotêxtil sob essas condições, e certifica-se que o Geotêxtil que seja colocado resista ao puncionamento que for gerado. O ensaio de resistência ao puncionamento ASTM D6241 simula essa condição em laboratório e permite calcular a máxima resistência que tem um Geotêxtil sobre a ação do puncionamento.



▲ Figura 5.3 | Punção causada por uma partícula sobre o Geotêxtil.

$$T_{req} = p' \times d_a^2 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (\text{Eq. 5.10})$$

Onde:

T_{req} = Força vertical a que o Geotêxtil deve resistir (N).

p' = Pressão aplicada (Pa).¹

d_a = Diâmetro máximo das partículas do agregado (m). Para partículas arredondadas e parcialmente arredondadas se toma d_a , para partículas angulares se toma $0.75 d_a$. Como no máximo 75% da partícula pode causar punção, a porcentagem restante não causa danos.

S_1 = Fator de punção (empuxo) do solo ou partículas subjacentes ao Geotêxtil.

S_2 = Fator de escala para ajustar o diâmetro do cilindro de punção do ensaio ASTM D6241 ao diâmetro da partícula de punção real.

S_3 = Fator de forma para ajustar o diâmetro do cilindro de punção do ensaio ASTM D6241 à forma da partícula de punção real.

Tabela 5.2 Valores recomendados para os fatores de escala utilizados na verificação da resistência ao punção (adimensional)

Objeto de punção	S1	S2	S3
Angular e relativamente longa	0.9	0.8	0.9

¹ Em vias, presume-se como a pressão de calibragem.

Objeto de puncionamento	S1	S2	S3
Angular e relativamente pequeno	0.6	0.6	0.7
Parcialmente arredondado e relativamente grande	0.7	0.6	0.6
Subarredondado e relativamente pequeno	0.4	0.4	0.5
Arredondado e relativamente grande	0.5	0.4	0.4
Arredondados e relativamente pequenos	0.2	0.2	0.3

Metodologia:

Verificar se o Geotêxtil que vai ser utilizado é adequado → T_{req} conhecido; calcular FS_g

$$FS_g = \frac{T_{adm}}{T_{req}}$$

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS_p}$$

Então, a equação do fator de segurança global é:

$$FS_g = \frac{T_{ult}}{FS_p \times p' \times d_a^2 \times S_1 \times S_2 \times S_3} \rightarrow FS_g > 1 \quad (\text{Eq. 5.11})$$

Onde:

$$T_{ult} = (\text{N})$$

$$p' = (\text{Pa})$$

$$d_{at} = (\text{m})$$

5.3.4 Critério de retenção (TAA)¹

O critério de retenção por Tamanho de Abertura Aparente (TAA) permite determinar o tamanho das aberturas do Geotêxtil para evitar a migração de solo fino até as camadas granulares.

¹ HOLTZ, Robert, Geosynthetic Engineering. Junio 1997, Pags. 36 – 38.

$$TAA < D_{85} \times B \quad (\text{Eq. 5.12})$$

Onde:

TAA = Tamanho de abertura aparente, dado fornecido pelo fabricante. Corresponde à abertura dos espaços livres (em milímetros). É obtido peneirando esferas de vidro de diâmetros conhecidos, quando 5% de um determinado tamanho de esferas passa pelo Geotêxtil, o TAA é definido. Ensaio ASTM D4751.

D_{85} = Tamanho de partículas (em milímetros) que corresponde a 85% do solo que passa a ser peneirado. Esse dado é obtido da curva granulométrica do solo em consideração.

B = Coeficiente que varia entre 1 e 3. Depende do tipo do solo a ser filtrado, das condições de fluxo e do tipo de Geotêxtil.

Para areias, areias com cascalho, areias siltsosas e areias argilosas (com menos de 50% passando a peneira # 200), B é uma função do coeficiente de uniformidade C_u , onde $C_u = D_{60}/D_{10}$

$$\begin{aligned} C_u \leq 2 \text{ o } C_u \geq 8 &\rightarrow B = 1 \\ 2 < C_u \leq 4 &\rightarrow B = 0.5 \times C_u \\ 4 < C_u \leq 8 &\rightarrow B = 8 / C_u \end{aligned}$$

Para solos arenosos mal graduados: B entre 1.5 e 2.

Para solos finos (mais de 50% passam por uma peneira # 200) B é uma função do tipo de Geotêxtil.

$$\text{Para Tecidos:} \quad B = 1 \quad \rightarrow \quad TAA \leq D_{85}$$

$$\text{Para Não Tecidos:} \quad B = 1.8 \quad \rightarrow \quad TAA \leq 1.8 * D_{85}$$

Para aplicações de separação, a AASHTO M288-05 recomenda que os Geotêxteis devem cumprir:

$$TAA < 0.60 \text{ mm}$$

5.3.5 Critério de permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade k define-se como a propriedade hidráulica que um Geotêxtil tem, para permitir uma passagem de fluxo adequada, perpendicular a seu plano.

Para a função de separação dos Geotêxteis, devem cumprir com o seguinte:

$$k \text{ do Geotêxtil} > k \text{ do solo} \quad (\text{Eq. 5.13})$$

Onde:

$$k = \psi * t$$

ψ = Permissividade do Geotêxtil (s^{-1})

t = Espessura nominal do Geotêxtil (cm)

No casos em que se apresente um lençol freático muito alto ou condições críticas de umidade do subleito, deve-se utilizar um Geotêxtil com alta transmissividade que permita a drenagem através de seu plano (Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas). Nesses casos, recomenda-se incorporar um sistema de subdrenagem lateral para diminuir o nível do lençol freático.

5.3.6 Critério de sobrevivência

O Geotêxtil, no processo de instalação, e durante sua vida útil, pode estar submetido a alguns esforços, os quais devem ser por eles suportados, de tal maneira que não afetem drasticamente suas propriedades hidráulicas ou físicas. Na Tabela 5:3, apresentam-se as propriedades mínimas que devem ser cumpridas.

Os Geotêxteis são materiais de polipropileno, altamente resistentes ao ataque químico e biológico. Os Geotêxteis se degradam com os raios UV, por conseguinte, não devem ser expostos por um longo período de tempo a esses raios.

Tabela 5.3. Propriedades do Geotêxtil de separação – AASHTO M288-17

Propriedade	Alongamento médio	Resistência à tração (Grab)	Resistência à penetração pistão de 50 mm de diâmetro	Resistência ao rasgo trapezoidal
Norma de ensaio	ASTM D4632/ D4632M	ASTM D4632/ D4632M	ASTM D6241	ASTM D4533/ D4533M
Valor mínimo	$\geq 50\%$ ⁽¹⁾	700 N	1375 N	250 N
Média por rolo	$< 50\%$ ⁽²⁾	1100 N	2200 N	400 N

(1) O alongamento $\geq 50\%$ faz referência aos Geotêxteis Não Tecidos.

(2) O alongamento $< 50\%$ faz referência aos Geotêxteis Tecidos.

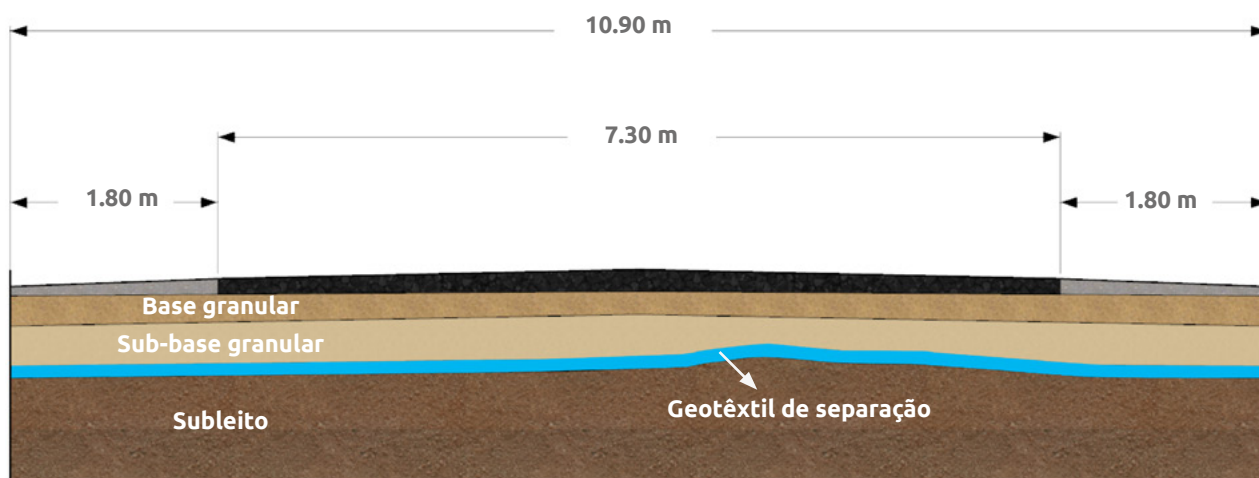
5.4 Exemplo de projeto

Para a construção de uma pista nova exige-se colocar um Geotêxtil de separação na interface de subleito - sub-base granular. A pista terá uma largura de estrada de 7,30m (largura da faixa de 3,65m) e bermas - vala de 1,80m, para uma largura total de 10.90 m. O tráfego médio diário (TPD) para o primeiro ano de serviço é de 3000vpd e o tráfego de projeto para um período de 10 anos é $N = 6 \times 10^6$ eixos equivalentes a 8,20 toneladas. A composição veicular é de 61% de automóveis, 10% de ônibus e 29% de caminhões. A pressão de calibragem é de 100psi = 690KPa.

O solo do subleito é composto por siltes argilosos (ML), com permeabilidade $k = 2,5 \times 10^{-6}$ cm/s. Estabeleceu um CBR de projeto de 4,0% para uma estrutura de pavimento flexível, composto por sub-base e base granular conformados por materiais angulares e camada asfáltica.

Determinar o tipo de Geotêxtil para ser utilizado como separação na interface de subleito - sub-base granular, para os seguintes casos:

1. Para um Geotêxtil Não Tecido que tem uma sub-base granular: tamanho máximo: $d_a = 2.5''$, partícula subarredondada.
2. Para um Geotêxtil Tecido que tem uma Sub-base granular: tamanho máximo: $d_a = 3''$, partícula subarredondada.



▲ Figura 5.4 | Seção transversal do exemplo.

Caso 1 - Geotêxtil Não Tecido

a) Resistência ao Puncionamento

Determinar T_{req}

$$d_a = 63.5\text{mm} = 2.5''$$

$$p' = 100\text{psi} = 690\text{KPa}$$

$$S_1 = 0.4$$

$$S_2 = 0.4$$

$$S_3 = 0.5$$

$$T_{req} = 690 * 1,000 * (63.5 * 0.001)^2 * 0.4 * 0.4 * 0.5$$

$$T_{req} = 222.6\text{N} = 0.22\text{kN}$$

$$T_{req} * FS_p = 0.22 * 2 = 0.44\text{ kN (Esta é a resistência mínima que deve cumprir o Geotêxtil Não Tecido para separação)}$$

Os Geotêxteis Não Tecidos que cumprem essa condição são:

NT1600, NT1800, NT2000, NT2500, NT3000, NT4000, NT5000, NT6000, NT7000.

Geotêxtil selecionado: **NT1600**

b) Resistência à tração (GRAB)

Verifica-se para Geotêxtil Não Tecido NT1600

$$T_{ult} = 400\text{ N} \quad (\text{Ver Anexo B: Fichas técnicas})$$

$$\epsilon = >50\%$$

$$f(\epsilon) = 0.50$$

$$d_a = 63.5\text{mm} = 2.5''$$

$$p' = 100\text{psi} = 690\text{KPa}$$

$$FS_p = 2.0$$

$$FS_g = \frac{400}{2.0 \times 690 \times 10^{-3} \times (0.33 \times 63.5)^2 \times 0.50} = 1.32 \text{ Cumpre}$$

Geotêxtil selecionado: **NT1600**

c) Critério de Retenção (TAA)

Geotêxtil NT1600:

$$\begin{aligned}TAA &< 0.6\text{mm} \\TAA \text{ NT1600} &= 0.212 \quad (\text{Ver Anexo B: Fichas técnicas}) \\0.212\text{mm} &< 0.6\text{mm} \rightarrow \text{Cumpre}\end{aligned}$$

Geotêxtil selecionado: **NT1600**

d) Critério de Permeabilidade

Geotêxtil NT1600:

$$\begin{aligned}k_g &= 0.27\text{cm/s} \quad (\text{Ver Anexo B: Fichas técnicas}) \\k_s &= 0.0000025\text{cm/s} \\k_{\text{geotêxtil}} &> k_{\text{solo}} \rightarrow \text{Cumpre}\end{aligned}$$

Geotêxtil selecionado: **NT1600**

e) Critério de sobrevivência

Verificam-se as propriedades do Geotêxtil escolhido; nesse caso, o Geotêxtil Não Tecido NT1600 versus as propriedades solicitadas na Tabela 5.3.

Resistência à tração (Grab) $400\text{N} < 700\text{N} \rightarrow$ Não cumpre; o Geotêxtil que cumpre com essa especificação é o NT2500, $700\text{N} = 700\text{N} \rightarrow$ Cumpre

Resistência ao puncionamento com pistão de 50 mm de diâmetro: $1,100\text{N} < 1,375 \rightarrow$ Não cumpre; se verifica para o Geotêxtil NT2500, $1,900\text{N} > 1,375\text{N} \rightarrow$ Cumpre

Resistência ao rasgo trapezoidal: $164\text{N} < 400 \rightarrow$ Não cumpre; se verifica para o Geotêxtil NT2500, $260\text{N} > 250\text{N} \rightarrow$ Cumpre

Geotêxtil selecionado: **NT2500**

Solução caso 1 - Geotêxtil Não Tecido.

O Geotêxtil que deve ser utilizado para esse caso, como separação na interface subleito - sub-base granular é o Geotêxtil Não Tecido **NT2500**.

Caso 2 – Geotêxtil Tecido

a) Resistência ao Puncionamento

Determinar T_{req}

$$d_a = 76.2\text{mm} = 3''$$

$$\rho' = 100\text{psi} = 690\text{KPa}$$

$$S_1 = 0.7$$

$$S_2 = 0.6$$

$$S_3 = 0.6$$

$$T_{\text{req}} = 690 * 1,000 * (76.2 * 0.001)^2 * 0.7 * 0.6 * 0.6$$

$$T_{\text{req}} = 1009.63\text{N} = 1.01\text{kN}$$

$$T_{\text{req}} * F_{\text{Sp}} = 1.01 * 2 = 2.02\text{ kN (Esta é a resistência mínima que deve cumprir o Geotêxtil Não Tecido para separação)}$$

Os Geotêxteis Tecidos que cumprem essa condição são:

T1400, T1700, T2100, T2400, TR3000, TR4000, TR5000HF, TR6000HF y TR10000

Geotêxtil selecionado: **T1400**

b) Resistência à tração (GRAB)

Verifica-se para Geotêxtil Tecido T1400

$$T_{\text{ult}} = 790\text{ N} \quad (\text{Ver Anexo B: Fichas técnicas})$$

$$\varepsilon = 9\%$$

$$f(\varepsilon) = 0.94$$

$$d_a = 76.2\text{mm} = 3''$$

$$\rho' = 100\text{psi} = 690\text{KPa}$$

$$F_{\text{Sp}} = 2.0$$

$$F_{\text{Sg}} = \frac{790}{2.0 \times 690 \times 10^{-3} \times (0.33 \times 76.2)^2 \times 0.94} = 0.96 \text{ Não cumpre}$$

Se verifica para Geotêxtil Tecido T1700

$$T_{\text{ult}} = 800\text{ N} \quad (\text{Ver Anexo B: Fichas técnicas})$$

$$\varepsilon = 9\%$$

$$f(\varepsilon) = 0.94$$

$$d_a = 76.2\text{mm} = 3''$$

$$\rho' = 100\text{psi} = 690\text{KPa}$$

$$FS_p = 2.0$$

$$FS_g = \frac{800}{2.0 \times 690 \times 10^{-3} \times (0.33 \times 76.2)^2 \times 0.94} = 0.98 \text{ Não cumpre}$$

Verifica-se para Geotêxtil Tecido T2100

$$T_{ult} = 1140 \text{ N} \quad (\text{Ver Anexo B: Fichas técnicas})$$

$$\varepsilon = 9\%$$

$$f(\varepsilon) = 0.94$$

$$d_a = 76.2 \text{ mm} = 3''$$

$$\rho' = 100 \text{ psi} = 690 \text{ KPa}$$

$$FS_p = 2.0$$

$$FS_g = \frac{1140}{2.0 \times 690 \times 10^{-3} \times (0.33 \times 76.2)^2 \times 0.94} = 1.39 \text{ Cumpre}$$

Geotêxtil selecionado: **T2100**

c) Critério de retenção (TAA)

Geotêxtil T2100:

$$TAA < 0.6 \text{ mm}$$

$$TAA_{NT2100} = 0.425 \text{ (Ver Anexo B: Fichas técnicas)}$$

$$0.425 \text{ mm} < 0.6 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumpre}$$

Geotêxtil selecionado: **T2100**

d) Critério de Permeabilidade

Geotêxtil NT2100:

$$k_g = 0.046 \text{ cm/s} \quad (\text{Ver Anexo B: Fichas técnicas})$$

$$k_s = 0.0000025 \text{ cm/s}$$

$$k_{\text{geotêxtil}} > k_{\text{solo}} \rightarrow \text{Cumpre}$$

e) Critério de sobrevivência

Verificam-se as propriedades do Geotêxtil escolhido; nesse caso, o Geotêxtil Não Tecido T2100

versus as propriedades solicitadas na Tabela 5.3.

Resistência à tração (grab): $1,140\text{N} > 1,100\text{N} \rightarrow$ Cumpre

Resistência ao puncionamento com pistão de 50 mm de diâmetro: $4,800\text{N} > 2,200 \rightarrow$ Cumpre

Resistência ao rasgo trapezoidal: $400\text{N} = 400 \rightarrow$ Cumpre

Geotêxtil selecionado: **T2100**

Solução caso 2 - Geotêxtil Tecido

O Geotêxtil que deve ser utilizado para esse caso, como separação na interface subleito - sub-base granular é o Geotêxtil Tecido **T2100**.

Tabela 5.4 Resumo da solução - exemplos

Dados Projeto	Caso 1	Caso 2
Pavimento flexível	Camada asfáltica	Camada asfáltica
Sub-base granular	$d_a = 2.5''$	$d_a = 4''$
Subleito	Silte argiloso (ML)	Silte argiloso (ML)
CBR	4%	4%
k (permeabilidade)	$2.5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	$2.5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$
Pressão de calibragem	100 psi = 690 KPa	100 psi = 690 KPa
Dados do Geotêxtil	Caso 1	Caso 1
Geotêxtil selecionado	NT 2500	T2100
Resistência à tração (GRAB)	700 N	1,140 N
Resistência ao puncionamento	1,900 N	4,800 N
Tamanho de abertura aparente	0.15 mm	0.425 mm
Permeabilidade	0.25 cm/s	0.046 cm/s
Resistência ao rasgo trapezoidal	260 N	400 N

5.5 Exemplo de relação custo-benefício

Avaliar a redução do índice de operacionalidade em função de cargas equivalentes sem a instalação de um Geotêxtil como elemento de separação, e determinar o aumento dos custos devido aos efeitos da contaminação apresentados em uma estrada principal que foi projetada com a seguinte estrutura de pavimento flexível:

Espessura da camada asfáltica =	15.0 cm
Espessura da base granular =	15.0 cm
Espessura da sub-base granular =	28 cm
CRB do subleito =	4%
Confiabilidade =	95% (Para rodovias e estradas principais)
Desvio global =	0.45 (Pavimentos flexíveis e construções novas)
Módulo Resiliente =	CBR Subleito x 1,500 = 4 x 1,500 = 6,000psi
Índice de operacionalidade inicial =	4.0 (Bom)
Índice de operacionalidade final =	2.5 (Para rodovias e estradas principais)
Trânsito de projeto =	1,300,000 número de eixos equivalentes

Solução:

1. Baseando-se na metodologia AASHTO para o cálculo de pavimentos flexíveis, e assumindo que a estrutura da pista tem um sistema de drenagem adequado, calcula-se o número estrutural e a espessura das camadas da estrutura do pavimento.

O número estrutural é calculado da seguinte forma:

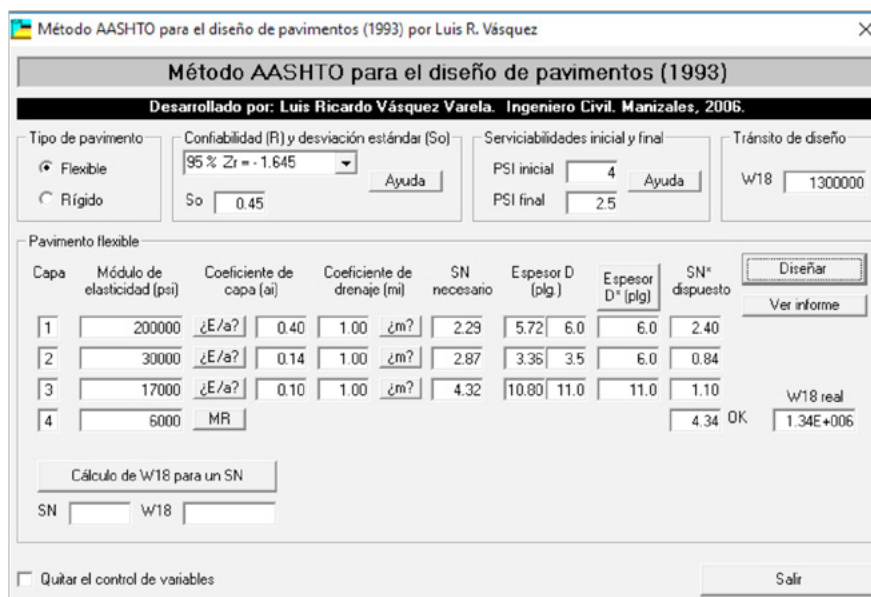
$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Onde:

a_i = Coeficiente de camada (1/in)

D_i = Espessura da camada (in)

m_i = Coeficiente de drenagem da camada i



▲ Figura 5.5 | Projeto da estrutura de pavimento inicial.

Realizando o cálculo de SN, para nossa estrutura obtém-se:

$$SN = (0.40 \cdot 6) + (0.14 \cdot 6) + (0.10 \cdot 11) = 4.34$$

Com o número estrutural calculado, determinamos as espessuras para as estruturas de pavimento, que são:

Camada asfáltica = 6 in ≈ 15.0 cm

Base granular = 6 in ≈ 15.0 cm

Sub-base granular = 11 in ≈ 28.0 cm

Os dados utilizados nos coeficientes de camada a_1 , a_2 , a_3 foram tomados da Tabela 5.5., onde se especifica o intervalo de valores recomendados (1/in) pela AASHTO.

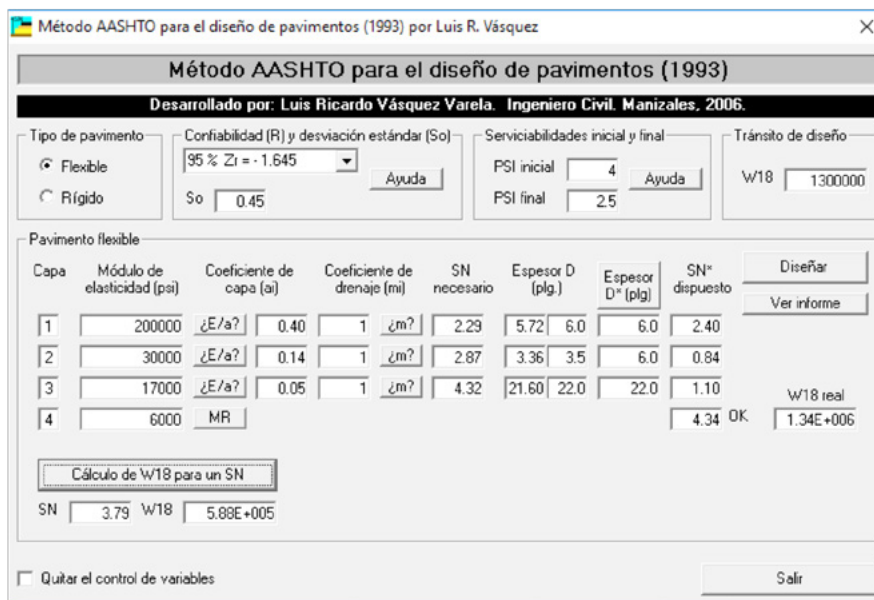
Tabela 5.5 Coeficientes de camada recomendados pela AASHTO

	Material	CBR	Intervalo a [1 / pu]
a_1	Camada de asfalto	> 100	0.40 - 0.44
	Base asfáltica	> 100	0.30 - 0.40

	Material		CBR	Intervalo a [1 / pul]	
a ₂	Material granular	Brita de dureza elevada	80 - 100	0.10 - 0.14	0.14
		Brita de dureza média	60 - 80		0.13
	Bem granulado	Cascalho de rio	40 - 70		0.12
		Mistura de areia e cascalho	20 - 50		0.11
a ₃	Base granular	Areia limpa	10 - 30	0.06 - 0.10	

2. Cálculo do novo número estrutural e novas espessuras da estrutura de pavimento, considerando a contaminação da sub-base.

Para quantificar a redução no coeficiente estrutural da camada de sub-base, tomamos como referência a frase “5 quilos de pedra colocados sobre 5 quilos de barro nos dá como resultado 10 quilos de barro” citada por Roberto Koerner em seu livro “Design with Geosynthetics”. Levando em conta o anteriormente exposto, reduzimos o coeficiente da sub-base em 50% (a₃=0,05) e passamos a calcular o novo SN da estrutura da pista.



▲ Figura 5.6 | Projeto da estrutura de pavimento reduzida.

Realizando o cálculo de SN, para nossa estrutura obtém-se:

$$SN = (0.40*6) + (0.14*6) + (0.05*22) = 4.34$$

Com o número estrutural calculado, determinamos as espessuras para as estruturas de pavimento, que são:

$$\text{Camada asfáltica} = 6 \text{ in} \approx 15.0 \text{ cm}$$

$$\text{Base granular} = 6 \text{ in} \approx 15.0 \text{ cm}$$

$$\text{Sub-base granular} = 22 \text{ in} \approx 56.0 \text{ cm}$$

3. Cálculo de diminuição do índice de operacionalidade da pista.

Realizando o cálculo de SN reduzido da pista, sem alterar as espessuras iniciais da estrutura de pavimento, temos:

$$SN = (0.40*6) + (0.14*6) + (0.05*11) = 3.79$$

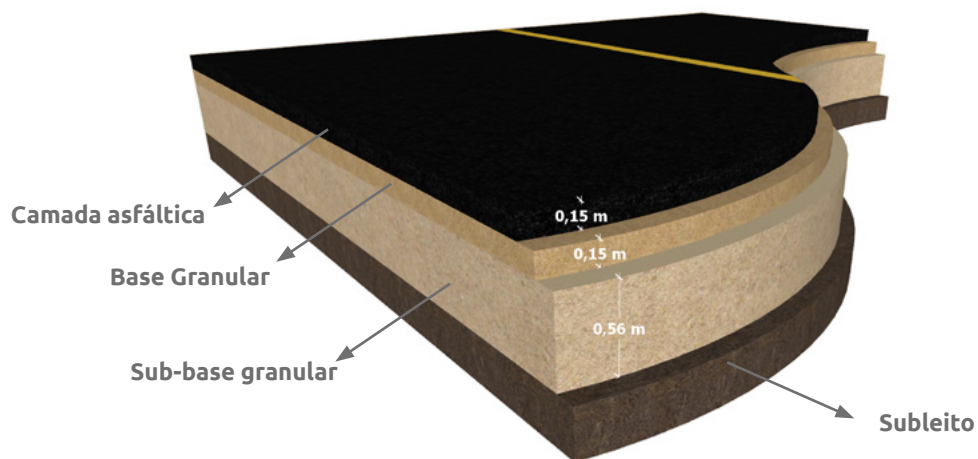
De acordo com a figura 5.6., para um SN de 3.79 obtém-se o número de eixos equivalentes que a estrutura é capaz de suportar, que é de 588.000.

Fazendo a relação entre os valores das cargas equivalentes da estrutura inicial e a afetada por contaminação, descobrimos que a redução é igual a:

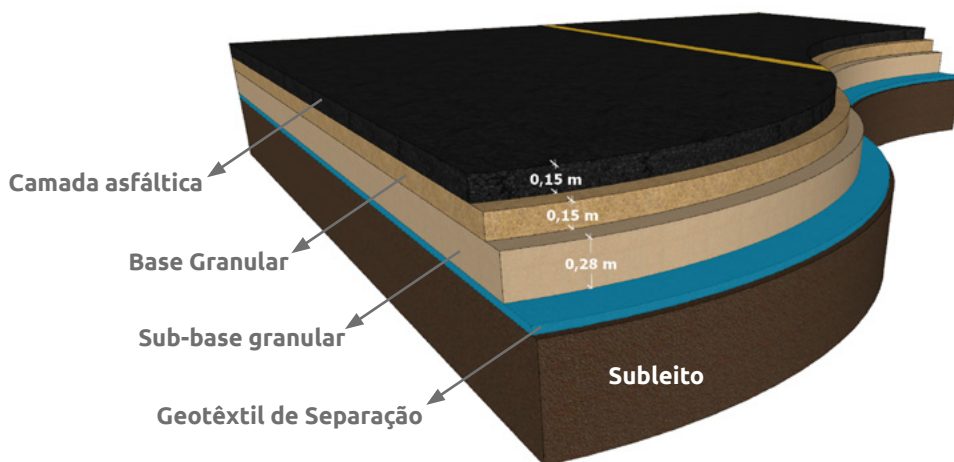
$$1 - \left(\frac{588,000}{1,300,000} \right) \longrightarrow 55\%$$

4. Para avaliar o benefício do Geotêxtil como elemento de separação, calcula-se o material adicional necessário para manter as condições iniciais da via (SN = 4.34), tendo um coeficiente estrutural da sub-base reduzido em 50% (obtidos no Passo nº2).

Vendo graficamente as duas situações avaliadas, temos:



▲ Figura 5.7 | Estrutura sem Geotêxtil de separação.



▲ Figura 5.8 | Estrutura com Geotêxtil de separação.

Fazendo a comparação de custos das duas estruturas da pista, temos:

Tabela 5.6 Estrutura da pista sem Geotêxtil

Camadas da estrutura da via	Unidade	Espessura (m)	Preço unitário (USD)	Preço por camada (USD)
Camada asfáltica	m ³	0.15	72.00	10.80
Base granular	m ³	0.15	43.00	6.45
Sub-base granular	m ³	0.56	31.00	17.36
			Total:	34.88

Tabela 5.7 Estrutura da pista com Geotêxtil

Camadas da estrutura da via	Unidade	Espessura (m)	Preço unitário (USD)	Preço por camada (USD)
Camada asfáltica	m3	0.155	72.00	11.16
Base granular	m3	0.155	43.00	6.67
Sub-base granular	m3	0.28	31.00	8.68
Geotêxtil T2100 ou NT2500	m2		3.00	3.00
			Total:	29.51

A economia em custos graças à instalação de Geotêxtil como elemento de separação nesta estrutura é de **15%**.

É importante levar em conta que, se utiliza-se uma espessura de material granular adicional para substituir o uso do Geotêxtil, não se garante, com isso, que a estrutura não apresente um processo de contaminação durante o período de projeto da pista.

5.6 Separação em ferrovias

Os Geotêxteis são frequentemente utilizados nas ferrovias sob o balastro no qual o sistema de amarração de madeira ou concreto é colocado. Um aspecto crucial no projeto é a profundidade na qual o Geotêxtil é colocado sob as travessas (a saber, a espessura do balastro que o recobre). O Geotêxtil de separação pode ser utilizado nos seguintes casos:

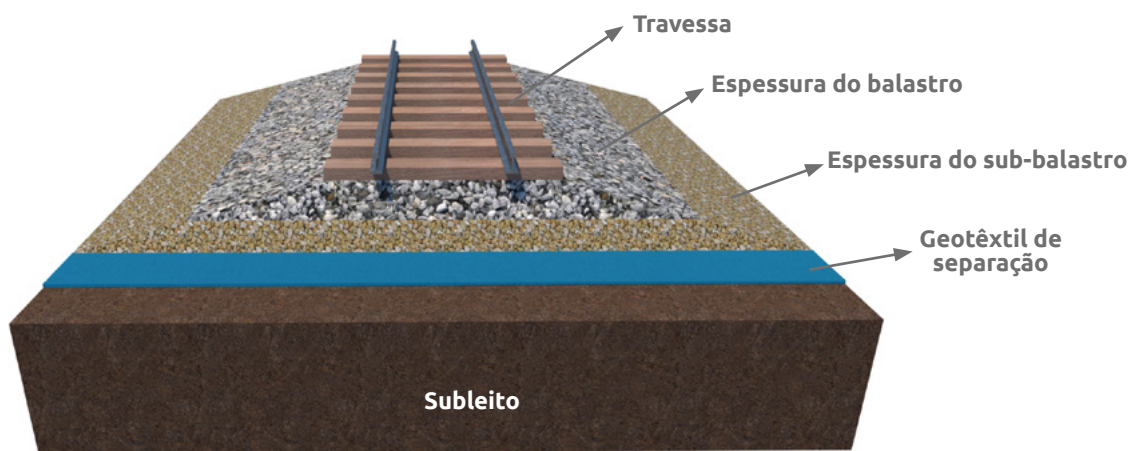
- ◆ Separação em ferrovias novas, entre o subleito e o balastro.
- ◆ Separação na reabilitação de ferrovias, entre o balastro velho contaminado e o balastro novo e limpo.

5.6.1 Metodologia de Projeto

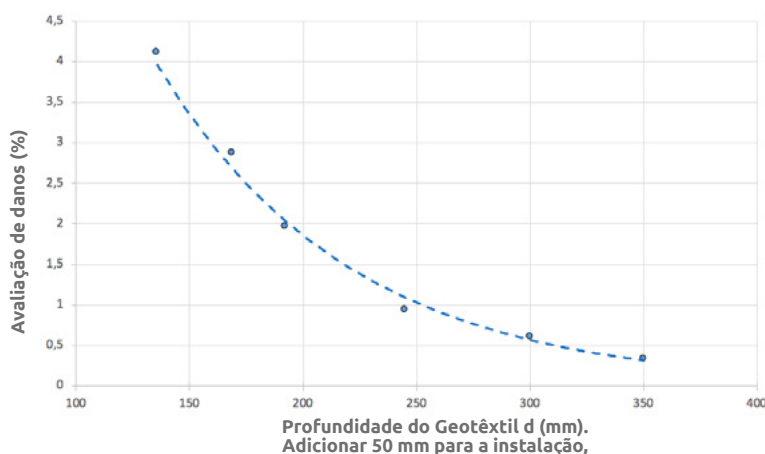
Para projetar o Geotêxtil de separação em linhas ferroviárias, utiliza-se a mesma metodologia empregadas em estradas descrita nesse capítulo do manual: resistência ao puncionamento, resistência à tração (GRAB), critério de retenção e critério de permeabilidade. Para o caso de vias férreas, devem ser utilizados Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas.

Deve-se considerar a profundidade do Geotêxtil sob as travessas. As cargas dinâmicas da ferrovia atuando no balastro conferem acelerações à brita que vão diminuindo gradativamente com a profundidade. Se o Geotêxtil não está suficientemente profundo, sofrerá punção nos pontos de contato com o balastro.

Raymond avaliou vários Geotêxteis sob as ferrovias do Canadá e dos Estados Unidos e descobriu que se encontram, em grande medida, punccionados. Na figura 5.10, pode-se ver a avaliação dos danos. Observa-se que o maior dano ocorre dentro dos 250 mm de espessura do balastro, e apenas a uma profundidade maior de 350 mm a situação se torna aceitável. Da curva, pode-se concluir que a profundidade mínima para a colocação do Geotêxtil é de 350 mm mais 50 mm para o assentamento da pista para um total de 400 mm.



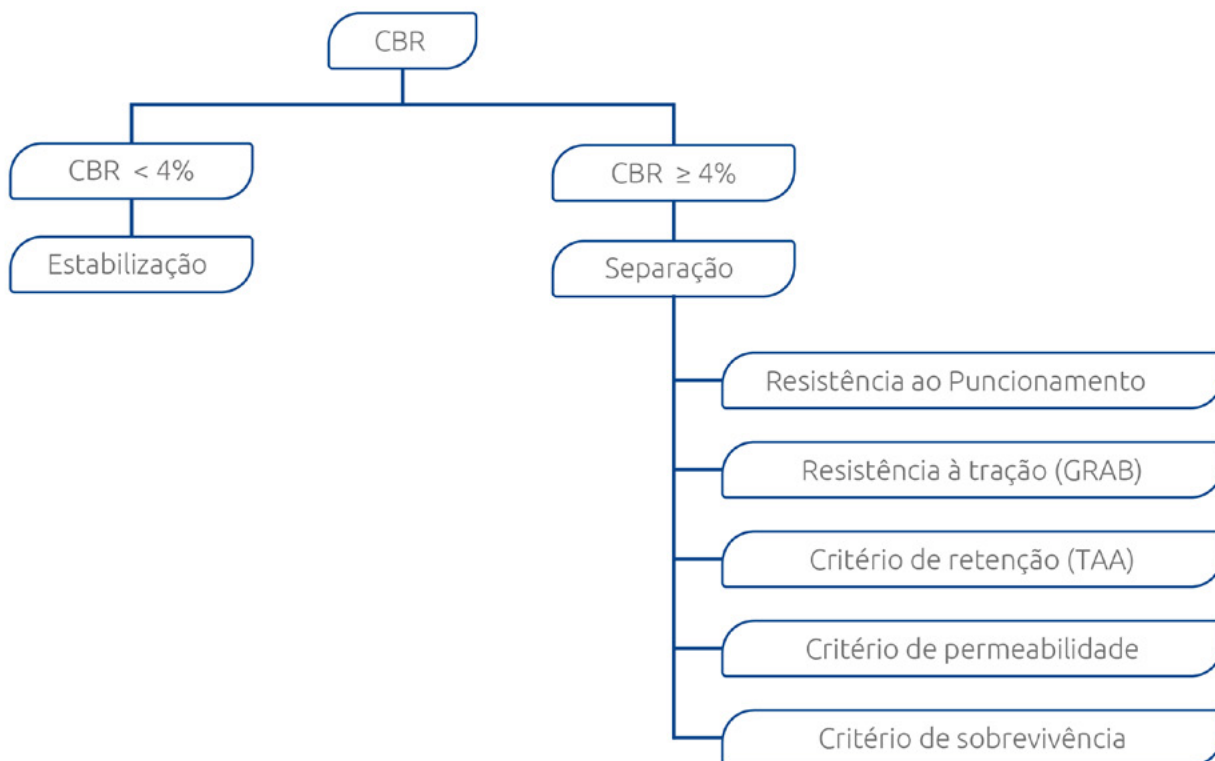
▲ Figura 5.9 | Separação em ferrovias.



▲ Figura 5.10 | Avaliação dos danos do Geotêxtil em função da profundidade de instalação¹.

¹ KOERNER, Robert M., Designing With Geosynthetics, 6Th Edition, Volume I, 2012, Pag. 319.

Diagrama de fluxo



5.7 Bibliografia

- ◆ ASSOCIATION SUISSE DES PROFESSIONNELS DE GEOTEXTILES, Le Manuel Des Géotextiles, 2 ED., Suisse, 1988.
- ◆ CIRIA, Soil Reinforcement With Geotextiles, 1 ED., England, 1996.
- ◆ DON AND LOW LTD., A Geotextiles Design Guide, 2 ED., Scotland, 1989.
- ◆ KOERNER R.M., Designing With Geosynthetics, 6 ED. U.S.A., 2012.
- ◆ FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Geosynthetics Design And Construction Guidelines, Publication No. HI – 95 038, 11995.



Capítulo 6

REFORÇO EM VIAS COM GEOGRELHAS

Biaxiais Extrudadas

6.1 Generalidades

Os pavimentos flexíveis são caracterizados por serem sistemas multicamadas, os quais estão projetados para absorver e dissipar os esforços gerados pelo tráfego; no geral essas estruturas possuem camadas de melhor qualidade próximas da superfície onde as tensões são maiores. Tradicionalmente, um pavimento flexível trabalha diminuindo a carga aplicada até que chegue a um nível aceitável para o subleito. Esse tipo de pavimento é formado por uma camada betuminosa apoiada sobre uma camada de base que pode ser brita, cascalho ou materiais estabilizados (com cimento, cal ou asfalto) e uma sub-base com material de menor qualidade.

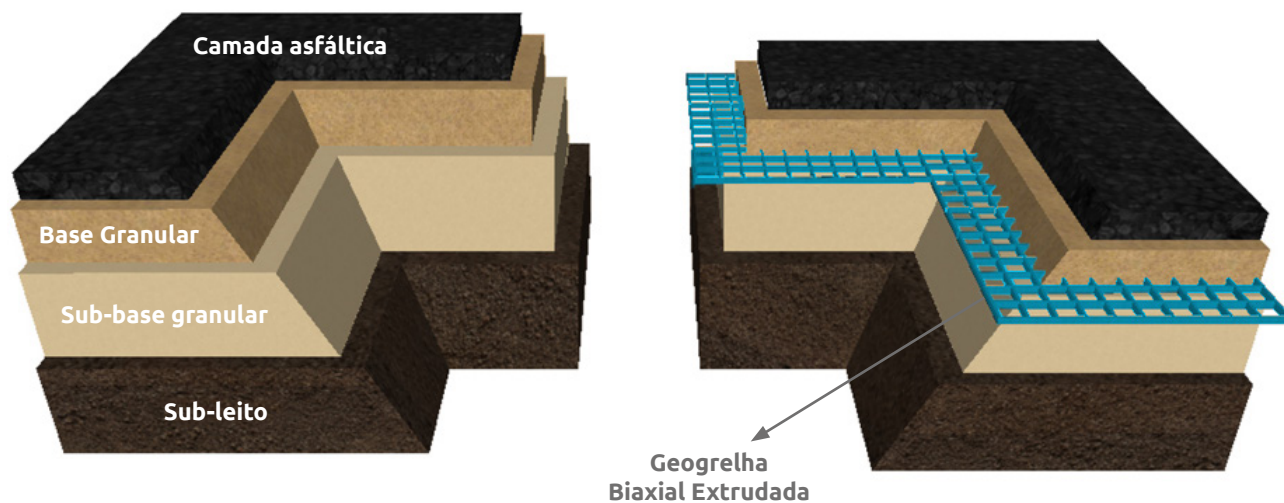
Uma das variáveis que influem diretamente na vida útil dos pavimentos é o tráfego veicular; se ele não for estimado adequadamente, o pavimento será submetido a maiores repetições de ciclos de carga. Essas sobrecargas atuam sobre a camada de rolamento, gerando trincas por conta do desgaste do material betuminoso. A trinca promove a intrusão da água na estrutura do pavimento, o que se expressa em uma menor capacidade de suporte dos materiais granulares, produzindo uma perda progressiva das propriedades mecânicas deles e, assim, uma deterioração da estrutura.

As Geogrelhas Extrudadas Biaxiais são empregadas como uma solução para o melhoramento de solos de suporte e camadas granulares. Essas Geogrelhas proporcionam um confinamento lateral no solo, aumentando a resistência à sua tração.

6.2 Introdução

Existem diferentes metodologias de projeto para pavimentos flexíveis, incluindo métodos empíricos, métodos que limitam a força de cisalhamento, métodos que limitam a deflexão, métodos regressivos e métodos mecanísticos-empíricos. O método AASHTO é uma metodologia de regressão baseada em resultados empíricos obtidos pela AASHTO Road Test nos anos 50.

A metodologia AASHTO versão 1993 para pavimentos flexíveis foi um ponto de partida para a inclusão de Geogrelhas Extrudadas como reforço dos materiais granulares. A metodologia foi modificada para explicar a contribuição estrutural das Geogrelhas Biaxiais Extrudadas.



▲ Figura 6.1 | Seção típica da estrutura de pavimento asfáltico com e sem Geogrelha.

A modificação do método da AASHTO empregando Geogrelhas Biaxiais Extrudadas para reforço de pavimentos flexíveis realizou-se com base em ensaios de laboratório e verificação e campo em escala real.

Os dados recolhidos foram analisados e, com base neles, desenvolveu-se uma metodologia aplicável a Geogrelhas de alto módulo de tração e caracterizada por sua capacidade de travamento com os agregados e alta resistência em seus nós.

6.3 Mecanismos de reforços gerados por Geogrelhas

Através de diversas investigações (Girdou e Noiray, 1981; Giroud et al. 1985; Berg et al, 2000), descobriu-se que os três principais mecanismos de reforço que proporcionam uma Geogrelha Biaxial são confinamento lateral da base ou sub-base, melhoramento da capacidade de carga e membrana tensionada.

6.3.1 Confinamento lateral da base ou sub-base

O confinamento lateral dos materiais granulares (base ou sub-base) alcança-se através do atrito e do intertravamento da Geogrelha com o agregado. Isso se dá devido ao fato dos módulos dos materiais granulares serem dependentes do estado dos esforços; ao aumentar o confinamento lateral, aumenta o módulo da camada granular sobre a Geogrelha.



▲ Figura 6.2 | Confinamento lateral gerado pela Geogrelha em um material granular.

6.3.2 Melhoramento da capacidade de carga

O melhoramento da capacidade de carga é obtido deslocando-se a superfície de falha do subleito mole até a camada granular de resistência muito maior. Esse mecanismo tende a ter maior validade em estradas sem pavimentação ou quando o estado de esforços sobre o subleito é elevado.



▲ Figura 6.3 | Melhoramento da capacidade de carga ao empregar uma Geogrelha de reforço.

6.3.3 Membrana tensionada

Esse efeito de membrana tensionada é originado na propriedade pela qual um material flexível

alongado, ao adotar uma forma curva devido à carga, tem o esforço normal sobre sua face côncava maior que o esforço sobre a convexa, o que se expressa no fato de que, sob a aplicação da carga, o esforço vertical transmitido pela Geogrelha até o subleito é menor que o esforço vertical transmitido até a Geogrelha. Sem dúvida, esse mecanismo só ocorre em níveis de deformação muito elevados, como os que ocorrem em estradas sem pavimentação depois de um número de repetições de carga elevada.

De acordo com o anteriormente exposto, um dos mecanismos de maior importância para as estruturas viárias é o confinamento lateral dos materiais granulares, mediante o qual se alcançariam quatro benefícios principais:

◆ **Restrição de deslocamento lateral de agregados de base ou sub-base**

A colocação de uma ou várias camadas de Geogrelha dentro ou no fundo da camada de base permite a interação por cisalhamento entre o agregado e a Geogrelha, conforme a base tenta se deslocar lateralmente. A carga por cisalhamento é transmitida a partir da camada granular até a Geogrelha e a submete a um estado de tensão. A alta rigidez da Geogrelha retarda o desenvolvimento da deformação por tensão no material adjacente e uma deformação lateral menor da base ou sub-base que se expressa em uma menor deformação vertical da superfície da pista.

◆ **Aumento do confinamento e da resistência da base ou sub-base no entorno do reforço**

Espera-se um aumento na rigidez da camada granular quando se desenvolve uma interação adequada entre esta e a Geogrelha. Um aumento no módulo da base resultaria também em menores deformações verticais dinâmicas recuperáveis da superfície da estrada, implicando em uma redução no desgaste do pavimento.

◆ **Melhoramento na distribuição de esforços sobre o subleito**

Nos sistemas estratificados, quando existe um material menos rígido debaixo da base ou sub-base, um aumento no módulo da camada de base ou sub-base resulta em uma distribuição dos esforços verticais mais ampla sobre o subleito. Em termos gerais, o esforço vertical na sub-base ou subleito diretamente abaixo da Geogrelha e da carga aplicada deve diminuir à medida em que aumenta a rigidez da base. Isso se reflete em uma deformação superficial menor e mais uniforme.

◆ **Redução do esforço e deformação por cisalhamento sobre o subleito**

Diminui-se a gravidade do estado de esforço e, por conseguinte, a deformação vertical no nível do subleito graças aos seguintes mecanismos:

1. Diminuição da deformação por cisalhamento que é transmitida desde a camada granular até o subleito graças à transmissão de cargas de tensão até o reforço.

2. Menores esforços verticais.

6.4 Tipos de Geogrelhas

As Geogrelhas são feitas de filamentos (tiras de material Geossintético) unidas em pontos específicos chamados nós que geralmente geram um arranjo do tipo retangular. Assim se forma uma estrutura aberta que permite ao solo passar através do plano. Normalmente, as Geogrelhas são de polipropileno, polietileno de alta densidade ou poliéster. Além disso, existem três tipos segundo o processo de fabricação: Extrudadas, Tecidas e Soldadas.

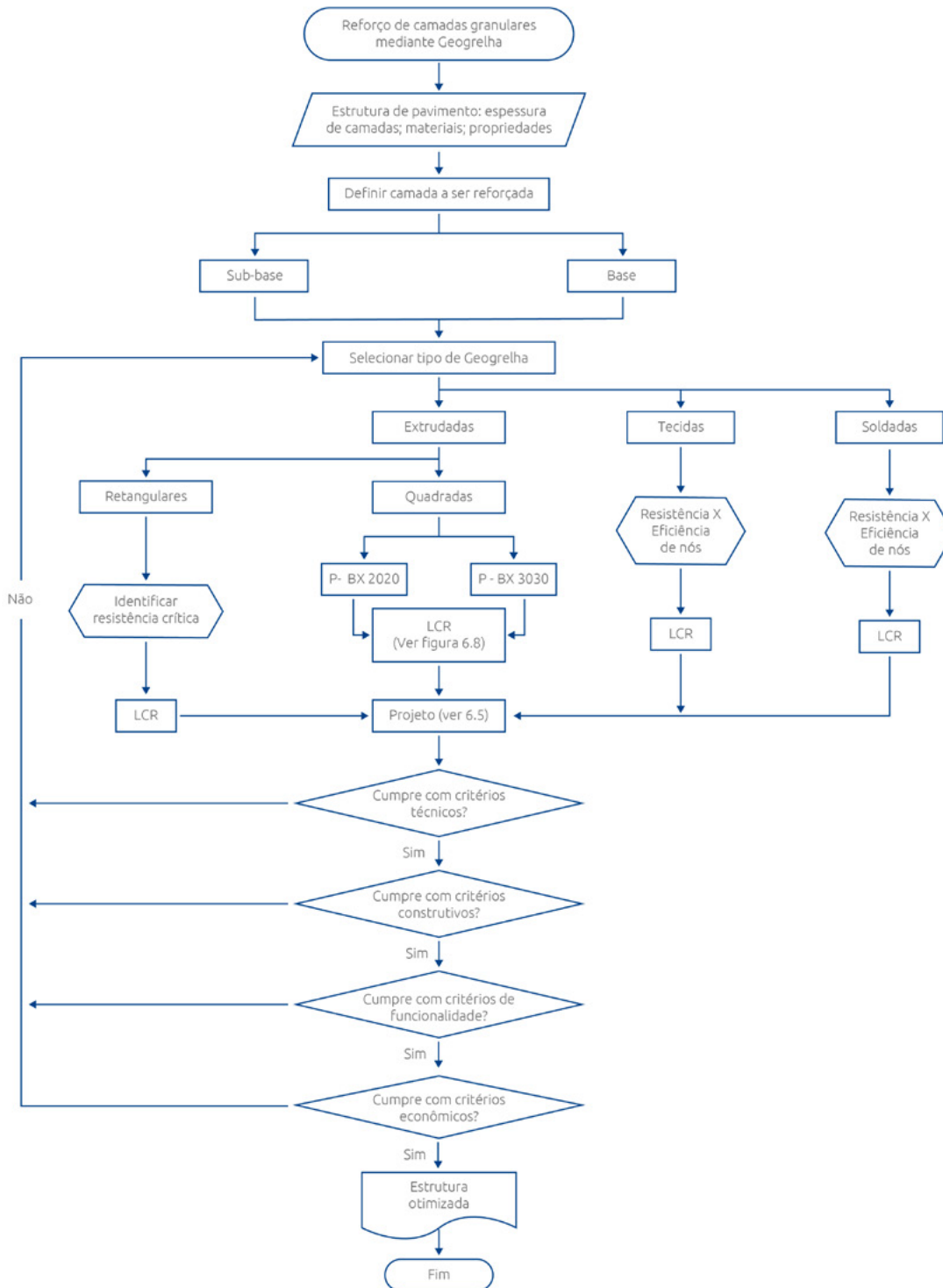
- As Geogrelhas Extrudadas são estruturas bidimensionais de polipropileno fabricadas através da perfuração de lâminas desse material, o que gera arranjos altamente estáveis em sua conformação. Devido ao próprio processo de produção, a união gerada é do tipo molecular, a qual gera elementos monolíticos que finalmente aumentam a uma eficiência na transmissão de cargas entre nós e filamentos superior a 90%. Além disso, as Geogrelhas Extrudadas apresentam alta rigidez flexural e de torção.
- As Geogrelhas Tecidas são fabricadas com fios multifilamento de poliéster que podem ou não estar recobertos por algum tipo de polímero. Eles são formados entrelaçando os filamentos em arranjos perpendiculares em teares; essas Geogrelhas podem atingir alta resistência à tração, porém, a junção entre o nó e a nervura pode permitir o movimento relativo entre elas, afetando o mecanismo de confinamento e a eficiência nos nós, que pode ser em torno de 20%, diminuindo sua capacidade efetiva.
- As Geogrelhas soldadas são geralmente fabricadas com tiras multifilamento de poliéster recoberto com um polímero que protege o material da ação dos raios UV. Embora essas Geogrelhas apresentem boas propriedades mecânicas e alcancem resistências superiores, seus filamentos estão unidos através de termofusão e isso diminui a eficiência nos nós para 10%.

Tabela 6.1. Eficiência das Geogrelhas

		Afetação da resistência por tipo de Geogrelha		
Tipo		Extrudada	Tecida	Soldada
Eficiência nos nós		90%	20%	10%

6.5 Metodologia

Apresenta-se um diagrama de fluxo com o processo geral de projeto e otimização de estruturas de pavimento mediante o uso de Geogrelhas.



6.5.1 Método AASHTO para pavimentos flexíveis

O método AASHTO para pavimentos flexíveis baseia-se na capacidade estrutural de um conjunto de camadas de espessura e qualidade determinadas, expresso no Número Estrutural, SN, o qual é um valor abstrato que expressa a tendência que exige um pavimento construído sobre um subleito com módulo MR.

A equação utilizada para o projeto, derivada da informação obtida empiricamente pelo AASHTO Road Test em 1972, com algumas modificações após investigações adicionais, é a seguinte:

$$\text{Log } (W_{18}) = Z_r S_o + 9.36 \text{ Log } (SN + 1) - 0.20 + \left[\frac{\text{Log} \left(\frac{\Delta\text{PSI}}{4.2 - 1.5} \right)}{0.4 + \left(\frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}} \right)} \right] + 2.32 \text{ Log } (M_r) - 8.07 \quad (\text{Eq. 6.1})$$

Onde:

- SN = Número Estrutural exigido.
- W_{18} = Número de aplicações de carga de 80 KN (8,2 Ton).
- Z_r = Desvio padrão normal.
- S_o = Erro padrão combinado com a previsão de trânsito e a previsão de comportamento.
- ΔPSI = Diferença entre o índice de serviço inicial (pi) e o final (pf).
- M_r = Módulo Resiliente (psi).

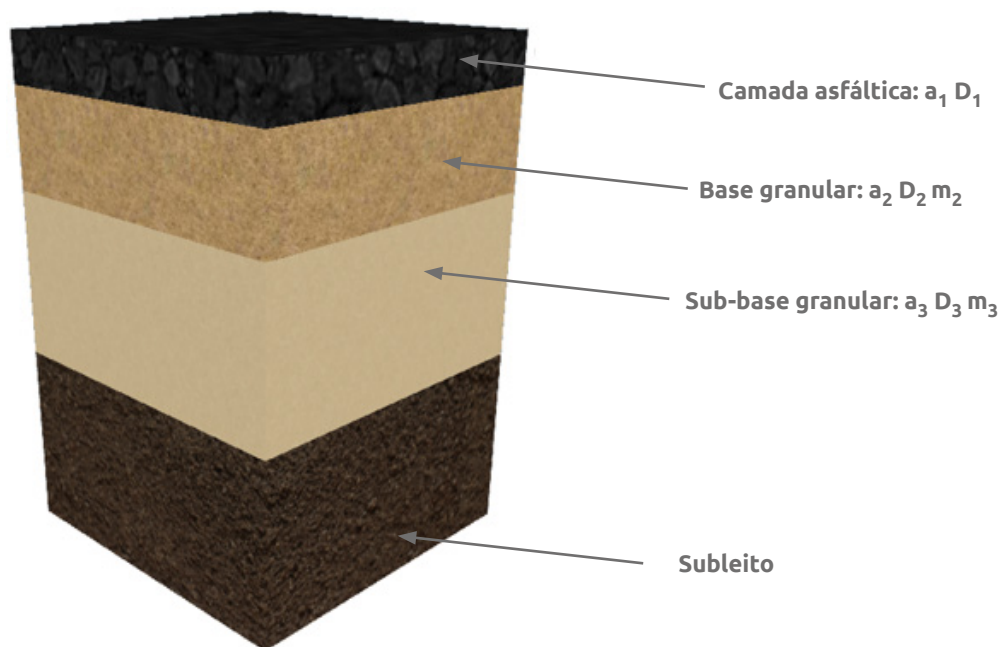
O número estrutural exigido converte-se em espessura real de concreto asfáltico, base e sub-base multiplicado cada um pelos coeficientes de camada respectivos, representando o esforço relativo dos materiais de construção e a capacidade de drenagem. A equação de projeto utilizada é a seguinte:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (\text{Eq. 6.2})$$

Onde:

- a_i = Coeficiente correspondente à camada i (1/Pulg).
- D_i = Espessura correspondente à camada i (Pulg).
- m_i = Coeficiente de drenagem da camada i.

Os subíndices 1, 2 e 3 referem-se à camada asfáltica, base e sub-base (se esta for aplicada), respectivamente. Os coeficientes de camada são baseados no módulo de elasticidade do solo MR e são determinados com base em cálculos de esforços e deformações em um sistema de pavimento multi-camada.



▲ Figura 6.4 | Seção da estrutura com seus respectivos coeficientes de camada.

6.5.1.1 Coeficiente de camada a_i

A contribuição estrutural de um material de preenchimento para a resistência de um pavimento está representada pelo coeficiente de camada adequado, o qual mede o esforço relativo do material em construção.

De acordo com a equação (6.2), o projetista necessita selecionar valores significativos para os coeficientes das camadas a_1 , a_2 e a_3 de asfalto, base e sub-base na seção de pavimento a ser projetada.

Na tabela 6.1., dão-se os valores típicos da contribuição estrutural dos materiais de preenchimento. As normas locais ou práticas padrão podem sugerir fatores superiores para os materiais a serem utilizados.

Tabela 6.2 Intervalo de valores recomendados do coeficiente a_i para materiais diferentes

	Materiais		CBR	Intervalo a_1 [1/pul]
a_1	Asfalto	Camada de rolamento	> 100	0.40 - 0.44
		Base asfáltica	> 100	0.30 - 0.40
a_2	Base granular	Dureza elevada	60 - 80	0.13 - 0.14
		Dureza média	40 - 70	0.12 - 0.13
a_3	Sub-base granular		10 - 30	0.06 - 0.12

6.5.1.2 Coeficiente de drenagem m_i

O método AASHTO assume que a resistência do subleito e a base se manterão de maneira constante na vida útil do pavimento. Para que essa suposição seja correta, a estrutura do pavimento deve ter um sistema de drenagem adequado. O nível de drenagem para um pavimento flexível é quantificado por meio do uso dos coeficientes de drenagem de cada camada que constitui a estrutura do pavimento. Por exemplo, um elevado coeficiente de drenagem em uma camada seria utilizado para melhorar as condições de drenagem. O fator para modificar o coeficiente de drenagem é referido como m_i e é integrado ao número estrutural (SN), conforme se mostra na equação (6.2.). O possível efeito de drenagem na superfície da camada do concreto asfáltico não é considerado.

Tabela 6.3 Condições de drenagem

Qualidade da drenagem	Evacuação da água
Excelente	2 horas
Bom	1 dia
Adequado	1 semana
Deficiente	1 mês
Muito deficiente	Não apresentará descarga

A Tabela 6.4. apresenta os valores recomendados para m_i em função da qualidade de drenagem e da porcentagem do tempo no ano no qual a estrutura de pavimento estará exposta a um nível de umidade específico.

Tabela 6.4. Valores de coeficiente de drenagem m_i recomendados

Qualidade de drenagem	Porcentagem de tempo na qual a estrutura de pavimento está exposta a níveis de umidade próximos da saturação			
	Menos de 1%	Entre 1 e 5%	Entre 5 e 25%	Mais que 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.2
Bom	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.0
Adequado	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.8
Deficiente	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.6
Muito deficiente	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.4

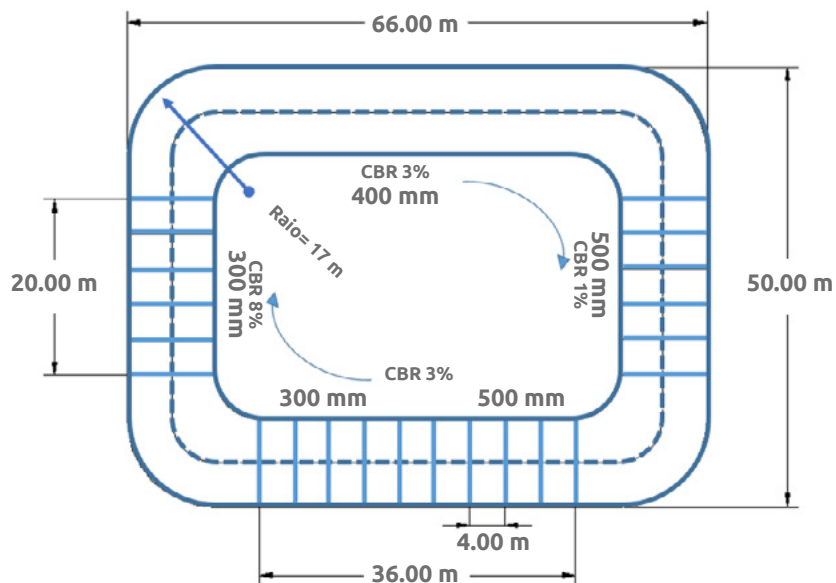
6.5.2 Ensaio em escala real de uma estrutura reforçada com Geogrelha Biaxial Extrudada

Realizou-se um teste com escala real de uma estrutura de pavimento com seções reforçadas e não reforçadas, no qual foram obtidos resultados e conclusões de caráter empírico.

As variáveis que foram estudadas são as seguintes: resistência do subleito (CBR), espessuras de camadas granulares, resistência à tração da Geogrelha de Reforço, número de eixos equivalentes (ESAL).

Para verificar a capacidade de reforço da Geogrelha na base, construiu-se uma estrada com uma seção de 210 m. Aplicando processos laboratoriais para poder obter dados confiáveis e reprodutíveis, realizou-se a comparação entre as seções reforçadas e não reforçadas.

A estrada é semelhante a uma semioval que possui seções retilíneas de 36 e 20 m de comprimento e curvas com raio de 17 m, conforme mostrado na Figura 6.5.



▲ Figura 6.5 | Visualização em planta da seção típica da estrada utilizada no teste para analisar o comportamento das Geogrelhas.

As bordas extremas das curvas foram levemente realçadas dando um efeito de "parábola" para facilitar a passagem dos veículos nas curvas evitando a desaceleração.

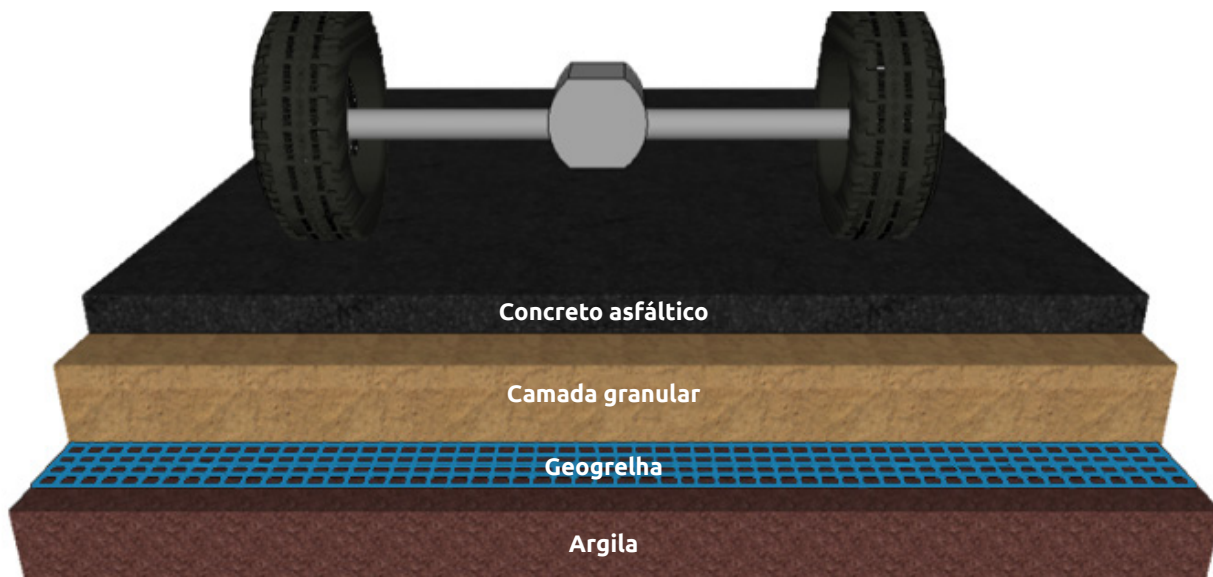
Para analisar várias condições, tomaram-se os diferentes valores de CBR no subleito: 1%, 3% e 8%.

As dimensões das camadas de reforço foram de 2,2 m por 4,6 m para deixar 0,20 m de sobreposição ao longo da pista no eixo central e 0,30 m de sobreposição ao longo da seção da estrada entre as camadas de reforço adjacentes. Mais de 56 seções diferentes foram instaladas com e sem reforço, tendo diferentes valores de resistência no subleito, e espessura de base. Para a seção típica da via, escavou-se uma vala onde foi colocado um subleito de 0,7 m de espessura e CBR de 1%, 3% e 8%. Posteriormente, instalou-se a Geogrelha e, por último, preencheu-se com espessuras entre 0,3 m e 0,5 de brita selecionada e devidamente compactada. Para a camada de concreto asfáltico, manteve-se uma espessura constante de 7,5 mm ao longo de toda a seção da estrada.

As cargas foram aplicadas por um veículo que transitava em só um sentido. O veículo seguia um caminho definido pelas linhas centrais demarcadas na camada asfáltica; desta forma, garantiu-se que os pneus circulariam sempre no mesmo local.

O veículo utilizado no teste foi um caminhão padrão com eixo Tandem na parte traseira e um eixo simples na parte dianteira. Os eixos foram carregados com 90 kN e 45 kN, respectivamente. O caminhão mantinha uma velocidade constante de 20 km/h durante seu trajeto; dessa maneira, cada

volta era completada a cada 60 segundos, aproximadamente.



▲ Figura 6.6 | Vista em corte da seção típica da via de ensaio.

As conclusões do ensaio das seções reforçadas e não reforçadas foram obtidas através de gráficos, em função da resistência do solo do subleito, número de ciclos e coeficiente das camadas. Esses gráficos permitem aos Engenheiros projetarem corretamente estruturas de pavimento flexíveis utilizando reforço com Geogrelhas Extrudadas.

Os dados empíricos obtidos podem ser aplicados exclusivamente aos tipos de Geogrelhas Biaxiais Extrudadas aqui especificadas:

- ◆ Geogrelhas P-BX rígidas com valores de esforço e módulos de resistência altos, caracterizadas por uma excelente capacidade de efeito “intertravamento”.

Dentro dessa categoria se encontram duas Geogrelhas cuja diferença está nos valores de sua resistência à tração:

- ◆ Extrudada P-BX 2020: com resistência isotrópica de 20 KN/m e propriedades mecânicas idênticas nos 2 principais sentidos de trabalho.
- ◆ Extrudada P-BX 3030: com resistência isotrópica de 30 KN/m e propriedades mecânicas idênticas nos 2 principais sentidos de trabalho.

Na tabela seguinte, listam-se os diferentes tipos de Geogrelhas, de acordo com as características descritas anteriormente:

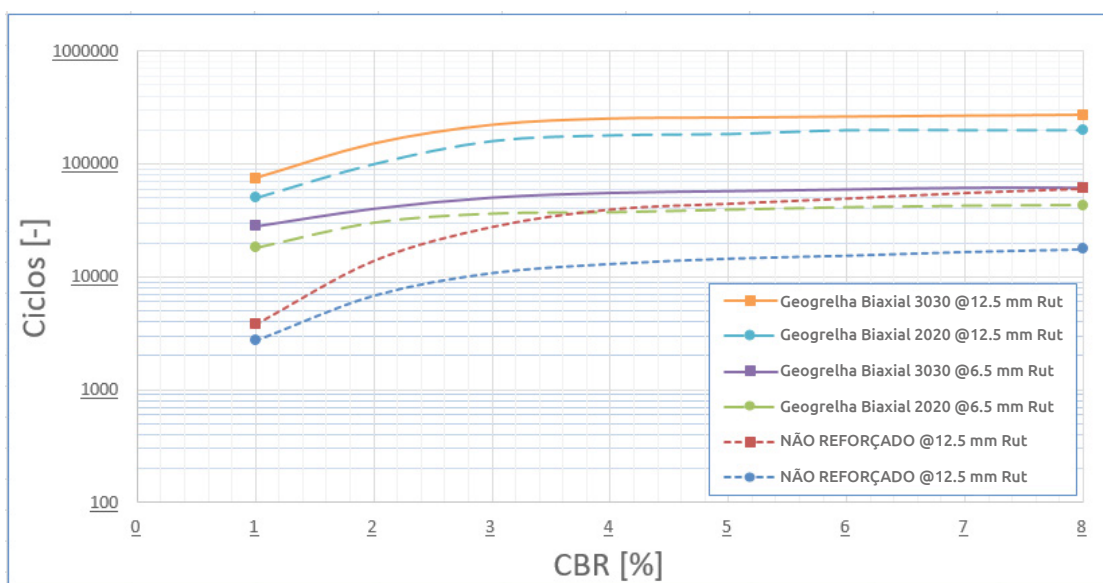
Tabela 6.5 Tipos de Geogrelhas consideradas para o reforço de estradas em pavimentos flexíveis

Referência	Resistência última [KN/m]	
	ST	SL
P-BX 2020	20	20
P-BX 3030	30	30

SL = Sentido longitudinal.

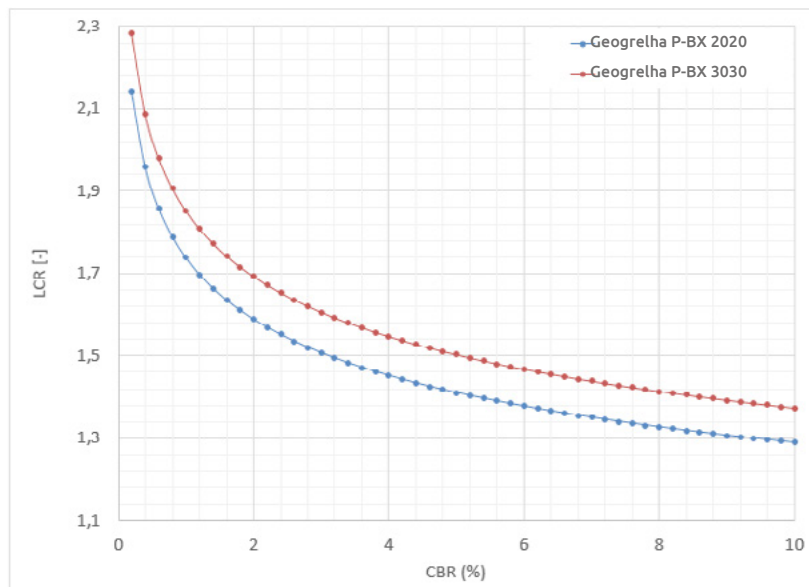
ST = Sentido transversal.

Na Figura 6.7, especificam-se as curvas de iso-deformações, as quais mostram o aumento da vida útil de serviço da pista com uma estrutura reforçada. Por meio desse gráfico, avalia-se o aumento da vida útil do projeto (em termos do aumento do número de ciclos de carregamento) ao instalar uma Geogrelha como reforço da seção da pista.



▲ Figura 6.7 | CBR Vs. Número de ciclos em seções não reforçadas e reforçadas com Geogrelhas.

Na Figura 6.8, listam-se as curvas LCR Layer Coefficient Ratio (Relação do coeficiente de camada) provenientes das Geogrelhas. Tais curvas quantificam a contribuição estrutural da Geogrelha na estrutura do pavimento.



▲ *Figura 6.8 | Aporte de Geogrelhas mediante o LCR Vs. CBR.*

No que diz respeito ao coeficiente LCR para outro tipo de Geogrelhas, como tecidas ou soldadas, deve-se determinar uma curva LCR vs CBR tendo em conta a resistência real da Geogrelha segundo:

$$T_r = T_u \times p_n \quad (\text{Eq. 6.3})$$

Onde:

T_r = Resistência real Geogrelha.

T_u = Última resistência.

p_n = Eficiência do nó (conforme o tipo de Geogrelha. Ver Tabela 6.1).

Para o caso de Geogrelhas Extrudadas, a geometria e a homogeneidade das propriedades mecânicas nas principais direções também determinam a curva LCR. Sendo assim, as Geogrelhas com resistências diferentes nas 2 direções principais (SL e ST) devem ser analisadas de um ponto de vista conservador, tomando como referência a menor resistência afetada por sua respectiva eficiência dos nós.

A seguinte seção contém a metodologia de projeto passo a passo para a estimativa do número estrutural exigido e o projeto da estrutura utilizando as equações do método AASHTO para pavimentos flexíveis, e a introdução da Layer Coefficient Ratio - LCR da Geogrelha Biaxial.

6.6 Método AASHTO para projeto de pavimentos flexíveis reforçados com Geogrelhas Extrudadas

A contribuição estrutural da Geogrelha em um sistema de pavimento flexível pode ser quantificada com o incremento ao esforço do coeficiente da camada da base da pista. Pelo anterior, a equação (6.2.) se converte agora em:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 LCR D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (\text{Eq. 6.4})$$

No qual o LCR tem um valor superior a um. O valor é determinado baseando-se nos resultados de laboratórios e em ensaios de campo em sistemas de pavimentos flexíveis com e sem utilização de Geogrelhas, como é descrito na equação (6.4.).

$$LCR = \frac{SN_r - SN_u}{a_2 D_2} + 1 \quad (\text{Eq. 6.5})$$

Onde:

SN_r = Número estrutural da seção reforçada.

SN_u = Número estrutural da seção não-reforçada.

SN_r e SN_u foram avaliados sob iguais condições de pavimento, por exemplo, igual profundidade de base, valor igual de CBR no subleito, igual profundidade de formação de deslocamentos por trilha de roda (Rut), mas utilizando diferentes períodos de vida útil, conforme se mostra na Figura 6.7.

A partir da equação 6.5. Pode-se calcular o valor do LCR, o qual se obteve dos ensaios realizados na seção típica da pista. Na Figura 6.8. apresenta-se o LCR baseados nos ensaios de pavimentos empíricos para a estrutura sem reforço e reforçada com Geogrelhas de 20 KN/m e 30 KN/m de resistência à tração.

O valor do LCR oscila entre 1.3 e 2 dependendo do valor de CBR do subleito e os ESALS para uma profundidade de formação de trilha de roda da camada asfáltica (Rut) de 12.5 mm.

Conforme se indica na Figura 6.8 a contribuição estrutural da Geogrelha de reforço tende a ser constante quando o valor de CBR do subleito é superior a 4%, enquanto para os valores de CBR entre 1% e 4% a contribuição estrutural da Geogrelha é significativamente superior.

Deve-se ter em conta que o LCR não tem influência sobre toda a espessura de camada, apenas que o mecanismo de reforço se limita a 15 cm. O que implica que, em uma eventual redução de espessuras de uma estrutura, ela não pode superar a espessura de influência da própria Geogrelha.

A redução na espessura da base pode ser avaliada com o uso de uma Geogrelha mediante a equação (6.5), assumindo que não existe uma camada de sub-base.

$$D_2 = \frac{SN_r - a_1 D_1 m_1}{LCR a_2 m_2} + 1 \quad (\text{Eq. 6.5})$$

Eventualmente se poderia reduzir a espessura da camada asfáltica. Sem dúvida, isso deve ser revisado cuidadosamente pelo projetista sob outros parâmetros e outros conceitos de projeto para evitar falhas de outra espécie. A equação para esse caso seria:

$$D_1 = \frac{SN_r - LCR a_2 D_2 m_2}{a_1} \quad (\text{Eq. 6.6})$$

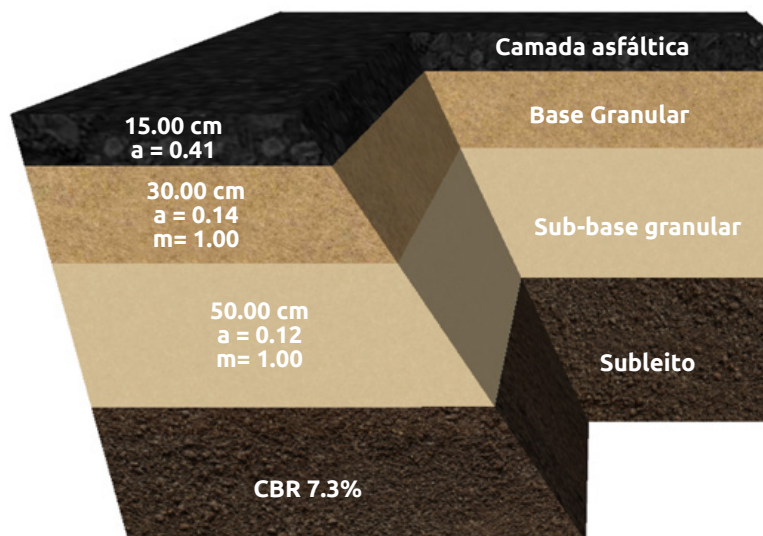
De acordo com os valores (D_1 , a_1 , D_2 , a_2 , m_2) de uma seção não reforçada, é possível determinar o SN (número estrutural) para uma seção reforçada, considerando que o CBR do subleito está diretamente relacionado com o valor de LCR segundo a Figura 6.8. Posteriormente, utilizando a equação (6.5) pode determinar a espessura D_2 para uma estrutura de pavimento reforçada com o qual se otimizará o uso dos materiais e se obterá uma economia.

6.7 Exemplo de projeto

Para a construção da estrada Acacias - Puerto Lleras entre a seção K2 + 350 e K3 + 600, os engenheiros consultores do projeto desenvolveram um projeto da estrutura do pavimento, com base nos dados coletados no local:

Período de análise estrutural	PD =	10 Anos
CBR de projeto	CBR =	7.3%
Demanda de trânsito	N =	1.00E + 07 (eixos de 8.2 ton)

A estrutura recomendada para a construção da estrada na seção mencionada é a seguinte.



▲ Figura 6.9 | Dados iniciais - exemplo de projeto.

Dados do projeto inicial					
Estrutura de projeto					
Tipo de camada	Espessura		a	m	SN
	cm	Pulg			
C.A.	15.00	5.91	0.41	1.00	2.42
B.G.	30.00	11.81	0.14	1.00	1.65
S.B.G.	50.00	19.69	0.12	1.00	2.36

▲ Figura 6.10 | Seção da estrutura inicial.

Devido ao fato de existir alta demanda dos materiais de construção na zona do projeto, na data combinada para a execução do projeto, não há disponibilidade da quantidade de material exigido para a construção da via, motivo pelo qual se exige **alguma solução técnica e economicamente viável para diminuir a quantidade de material procedente de pedreiras e, assim, reduzir a espessura total da estrutura, sem alterar o desempenho e a qualidade da estrada.**

Como solução, propõe-se o uso de Geogrelha Biaxial Extrudada para obter esta diminuição na estrutura.

1. Cálculo do número estrutural segundo a metodologia AASHTO da estrutura inicial realizado pelos projetistas responsáveis.

Utilizando a equação (6.2.) e com os valores dados no enunciado, obtém-se o número estrutural da estrutura original ou sem reforço. As espessuras de cada camada devem ser manejados em polegadas.

$$\begin{aligned}SN &= a_1D_1 + a_2D_2m_2 + a_3D_3m_3\dots \\SN &= 0.41 \times 5.91 + 0.14 \times 11.81 \times 1 + 0.12 \times 19.69 \times 1 \\SN &= 6.44\end{aligned}$$

2. Cálculo da estrutura substituindo a base granular.

Uma vez calculado o número estrutural inicial, realiza-se uma substituição da base granular por sub-base granular, determinando espessuras equivalentes obtendo o mesmo valor numérico do número estrutural inicial. A nova espessura se denomina D_3' .

$$\begin{aligned}SN &= 6.44 \\SN &= a_1D_1 + a_3D_3'm_3 \\D_3' &= \frac{6.44 - 0.41 \times 5.91 - 0.14 \times 0 \times 1}{0.12 \times 1} \\D_3' &= 33.46\text{pulg}=85\text{cm}\end{aligned}$$

3. Cálculo da nova espessura da camada de sub-base com reforço.

Empregando uma Geogrelha P-BX 2020 e para um CBR = 7.3%, obtém-se da Figura 6.8 um valor de LCR ou coeficiente de aporte da Geogrelha na camada granular:

$$LCR = 1.33$$

É de suma importância que a metodologia utilizada para achar o coeficiente LCR de outro tipo de Geogrelha inclua o efeito na eficiência do nó conforme explicado nos parágrafos 6.4 e 6.5.2.

Para incluir a contribuição da Geogrelha na estrutura do pavimento e obter uma diminuição da espessura, o valor inicial do número estrutural deve ser mantido constante através dos cálculos realizados.

$$\begin{aligned}SN_r &= SN \\SN_r &= 6.44\end{aligned}$$

A seguir, realiza-se o cálculo da nova espessura da camada granular com o esforço incluído como parte integral de estrutura segundo a equação (6.3.).

$$SN_r = a_1 D_1 + a_3 LCR D_3 m_3$$

$$D_{3r} = \frac{SN_r - a_1 D_1}{LCR a_3 m_3}$$

$$D_{3r} = \frac{6.44 - 0.41 \times 5.91}{1.33 \times 0.12 \times 1}$$

$$D_{3r} = 25.16 \text{ pulg} \approx 64 \text{ cm}$$

4. Cálculo da nova espessura da camada de sub-base com reforço.

Uma vez encontrada a nova espessura da camada granular, usando a Geogrelha, o número estrutural desta é calculado.

$$SN_{GR} = a_3 \times LCR \times D_{3r} \times m_3 = 0.12 \times 1.33 \times 25.16 \times 1.00 = 4.02$$

5. Cálculo de novas espessuras de base e sub-base granular.

Como a estrutura seguirá mantendo a mesma conformação de materiais de base e sub-base, devem ser calculadas novas espessuras das referidas camadas em função do número estrutural da camada de sub-base obtido no passo anterior e com seus coeficientes de camada respectivos.

$$SN_{GR} = a_2 \times D_{2r} \times m_2 + a_3 \times LCR \times D_{3r} \times m_3$$

$$4.02 = 0.14 \times D_{2r} \times 1 + 0.12 \times 1.33 \times D_{3r} \times 1$$

Devido ao fato de se terem duas incógnitas e apenas uma equação, deve-se realizar um processo de interação para obter espessuras de camadas razoáveis para a estrutura. Para a espessura de base granular, não se recomenda que esse valor fique abaixo dos 15 cm ou 6 polegadas. Para a solução do problema, deixa-se constante a espessura da base granular, a qual será de 25 cm e a espessura da sub-base granular é eliminada da equação.

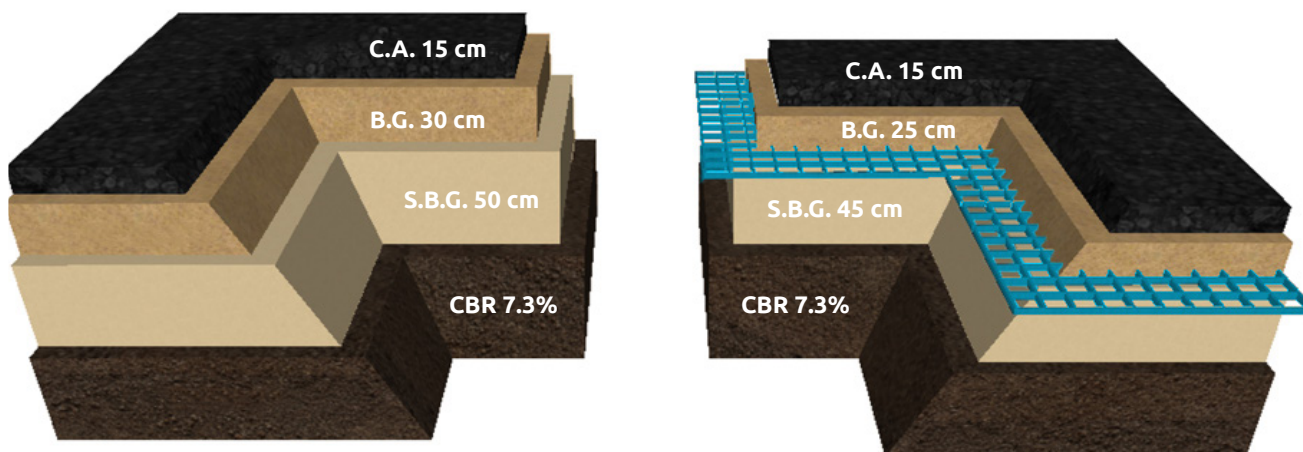
$$D_{2r} = 9.84 \text{ pulg} = 25 \text{ cm}$$

$$D_{3r} = \frac{4.02 - 0.14 \times 9.84 \times 1}{0.12 \times 1.33 \times 1}$$

$$D_{3r} = 16.53 \text{ pulg} \approx 42 \text{ cm}$$

Construtivamente, é conveniente aproximar a espessura para 45 cm.

6. Análise da diminuição da espessura devido à inclusão da Geogrelha Biaxial.



▲ Figura 6.11 | Otimização de espessura mediante Geogrelhas a) estrutura inicial b) estrutura com Geogrelha.

Observa-se uma otimização da espessura da base granular de 5 cm e da sub-base de 5 cm. Para um total de 10 cm de redução no que diz respeito à estrutura inicial.

7. Verificação do aporte estrutural com as novas espessuras de camada de material e inclusão de Geogrelha.

Dados do projeto inicial					
Tipo de camada	Espessura inicial		Espessura reforçada		Redução
	cm	Pulg	cm	Pulg	
C.A 1	15.00	5.91	15.00	5.91	0.00
B.G.	30.00	11.81	25.00	9.84	5.00
S.B.G.	50.00	19.69	45.00	17.72	5.00

Para que a estrutura seja construtivamente viável, as espessuras calculadas são geralmente modificadas. Por isso, deve-se verificar que a variação destes não altera o desempenho da estrutura, e que o número estrutural das camadas granulares em relação ao passo 1 é igual ou superior.

$$SN_{\text{nova}} = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 LCRD_3 m_3 \dots$$

$$SN = 0.41 \times 5.91 + 0.14 \times 9.84 \times 1 + 0.12 \times 1.33 \times 17.72 \times 1$$

$$SN = 6.63 > 6.44 \quad \text{Cumpre}$$

Segundo o exemplo anterior, as Geogrelhas Extrudadas funcionam como material de reforço cujo aporte à estrutura **gerou uma redução nas espessuras de material granular.**

O engenheiro projetista deve levar em consideração todas as possibilidades de projeto que podem ser geradas com a inclusão do reforço e escolher a opção mais viável técnica, econômica e construtivamente.

6.8 Bibliografia

- 🍀 US. ARMY CORPS OF ENGINEERS, USE OF GEOGRID IN PAVEMENT CONSTRUCTION, Technical letter No 1110-1-1899, 2003.
- 🍀 Giroud, JP. And Noiray, L. (1981) "Geotextile-reinforced unpaved road design" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 107, 1233-1254.
- 🍀 American Association of state Highway Transportation Officials – AASHTO-93. Guide for design of pavement Structures. Washington D.C.



Capítulo 7

REFORÇO DE ESTRUTURAS DE

Pavimentos com Geocélulas

7.1 Generalidades

Os Geossintéticos têm sido utilizados em diversos setores da Engenharia Civil, como estabilização de subleito, reforço em camadas granulares, controle de erosão, muros em solo reforçado, entre outros. Desde a década de 1970, os Geossintéticos têm sido usados principalmente como reforço planar (Geogrelhas e Geotêxteis Tecidos) e são utilizados para melhorar as condições de desempenho em estradas pavimentadas e não pavimentadas. Esta aplicação de infraestrutura rodoviária requer cada vez mais opções mais sustentáveis para contornar possíveis falhas geotécnicas ou requisitos estruturais de uma estrada e é aí que surgiu o Geossintético 3D, a Geocélula, que é um painel em forma tridimensional ideal para o confinamento do material e aumentando das propriedades mecânicas dos materiais, através da utilização de materiais com propriedades inferiores e otimizando espessuras, procurando reduzir a exploração de materiais pétreos.

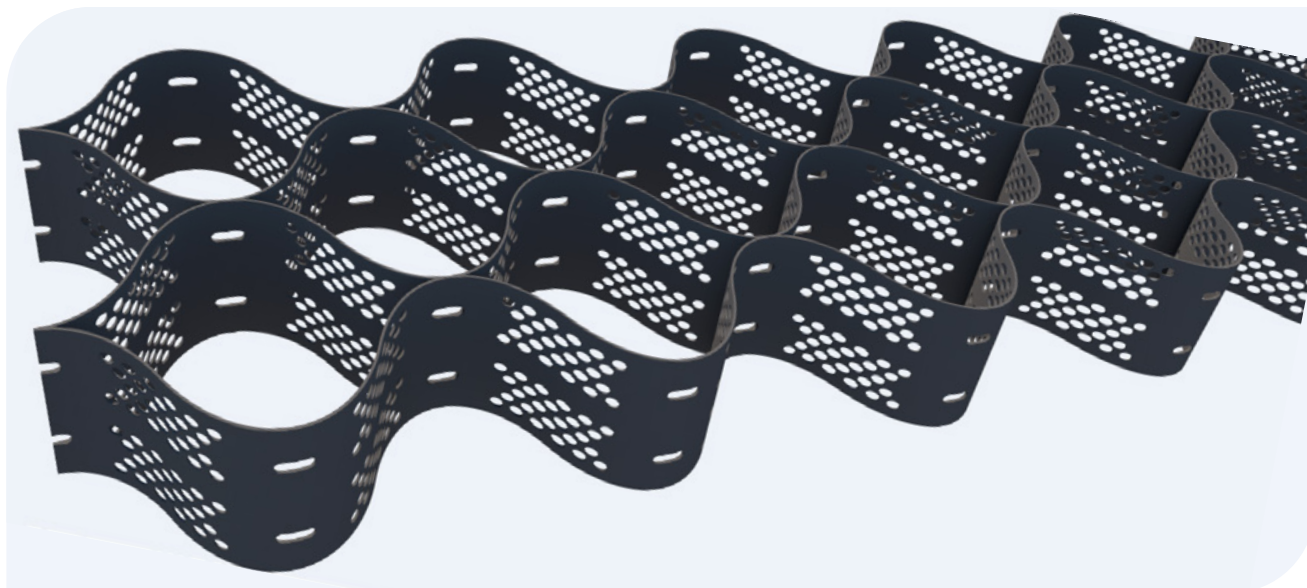
A tecnologia das Geocélulas é um sistema de confinamento celular, que ao incluir material granular dentro de células de dimensões específicas, garante uma melhoria nos módulos das camadas, o que permite a otimização das espessuras dos materiais granulares.

O sistema melhora o módulo da camada, criando uma laje ou viga semirrígida em que as cargas são distribuídas por uma área maior, reduzindo assim os esforços na sub-base e /ou subleito, o que permite a redução dos recalques totais e diferenciais aumentando a vida útil da estrutura do pavimento.

7.2 Mecanismos de reforço da Geocélula

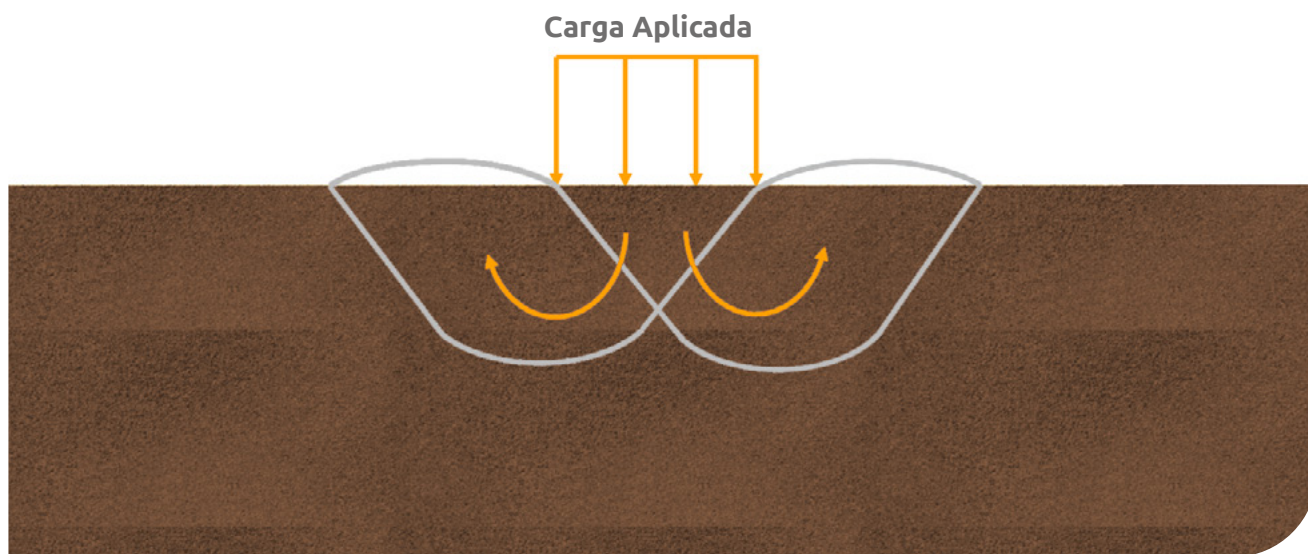
O sistema celular desenvolve um reforço plano graças ao confinamento gerado, ao efeito membrana tensionada e um terceiro mecanismo que é o efeito de distribuição das tensões na área aplicada. Cada mecanismo é diferente e funciona de maneira específica, porém, os três se complementam e atuam juntos sob a aplicação da carga.

A utilização de um sistema de confinamento celular como a Geocélula tem diferentes efeitos no comportamento de qualquer material granular, o que por sua vez resulta em uma melhora no comportamento das estruturas e, portanto, na possibilidade de redução do uso de materiais não renováveis na construção de vias urbanas, calçadas, ferroviárias e de alto tráfego. Um detalhe da Geocélula é ilustrado na Figura 7.1.

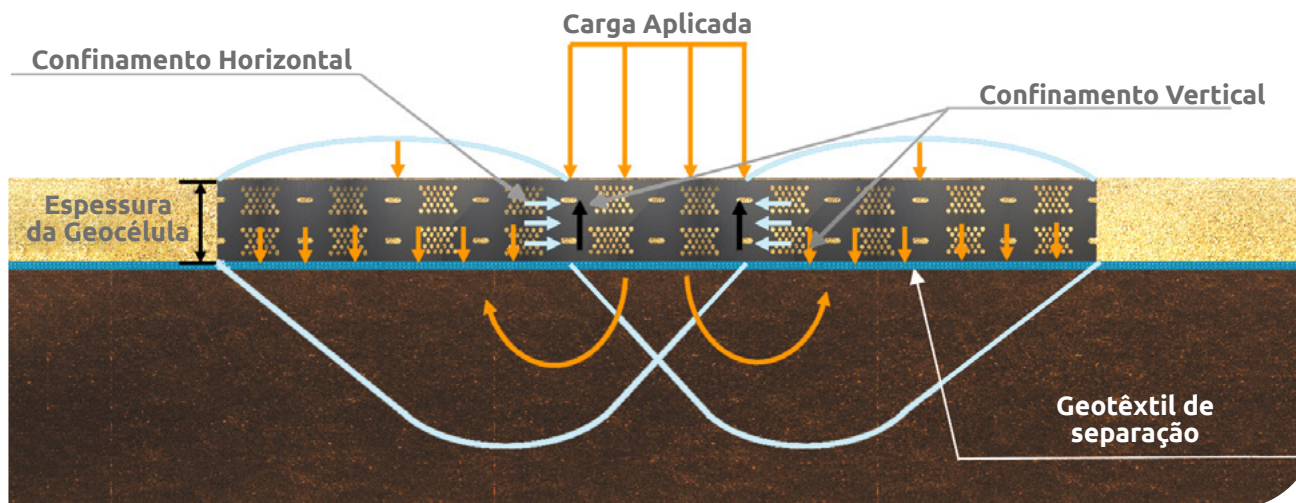


▲ Figura 7.1 | Geocélula, sistema de confinamento celular.

Na figura 7.2, o mecanismo de ruptura de uma estrutura não reforçada (a) e uma estrutura reforçada com Geocélula (b) é observado, a estrutura reforçada fornece confinamento lateral e vertical, gera um efeito de membrana tensionada e uma maior distribuição de tensões. Adicionalmente, a estrutura reforçada com Geocélula aumenta a resistência ao cisalhamento e intercepta os planos de falha do subleito (Zhou e Wen, 2008).



▲ Figura 7.2 (a) | Profundidade da superfície de falha sem reforço.



▲ Figura 7.2 (b) | Profundidade da superfície de falha, reforço com Geocélula.

A seguir explica-se cada mecanismo de reforço.

7.2.1 Efeito de Confinamento

Quando a carga é aplicada no painel da Geocélula, o confinamento e a rigidez do material de preenchimento aumentam, gerando uma distribuição de tensões horizontais entre o material de preenchimento e a parede celular. O efeito de confinamento contribui de duas formas: melhorando geotecnicamente o material de preenchimento (resistência e deformabilidade) e, por outro lado, proporcionando melhor distribuição de carga.

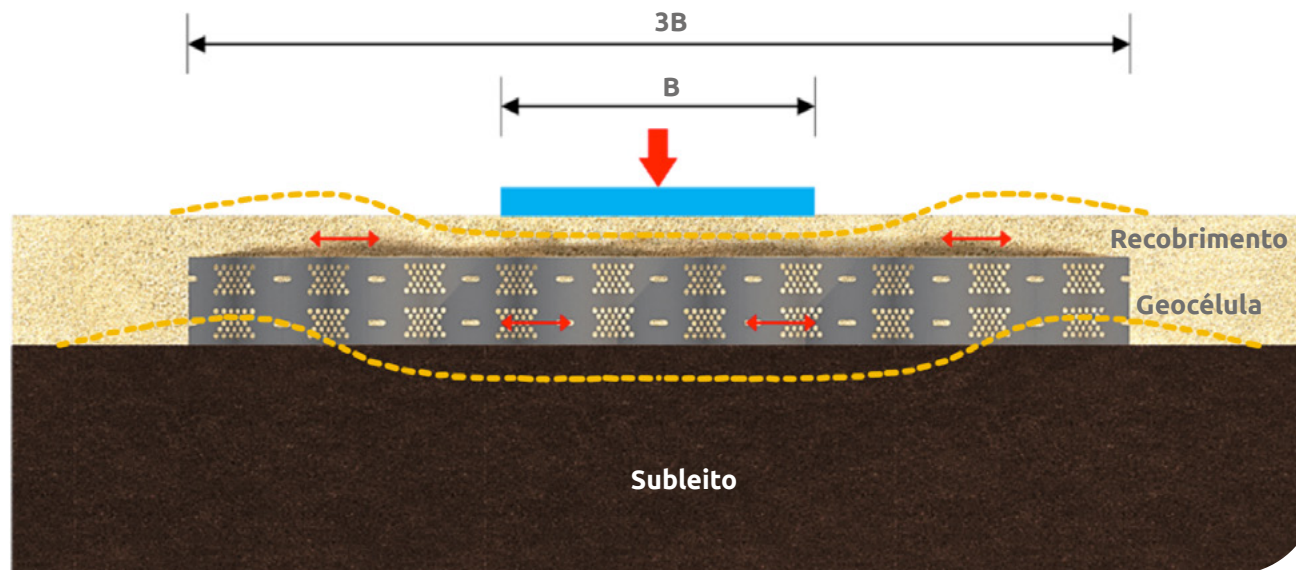
A resistência passiva, gerada pela interação entre as células contínuas, imediatamente produz um efeito de modificação na geometria da superfície de falha, a qual, devido a sua restrição lateral de movimento do solo granular, gera um aprofundamento favorável ao comportamento da estrutura granular.

O efeito de confinamento lateral é possível graças a estrutura tridimensional da Geocélula (Ver Figura 7.2 b).

7.2.2 Efeito distribuição de esforços

Outro efeito importante da Geocélula dentro do comportamento de uma estrutura de pavimento é o de redistribuição da carga; ao confinar o material granular se produz um aumento no módulo e na rigidez do conjunto, gerando uma “viga geotécnica”, ou seja, uma viga semirrígida que absorve o esforço e diminui a taxa de recalques devido que a carga aplicada em uma área pontual se distribui em uma área maior.

A área de distribuição da carga em condição reforçada pode aumentar em até três vezes, em comparação com a condição inicial de um material sem reforço, tal como se observa na Figura 7.3. A redistribuição da carga gera um aumento da capacidade portante e a redução de recalques totais e diferenciais em qualquer estrutura de pavimento.



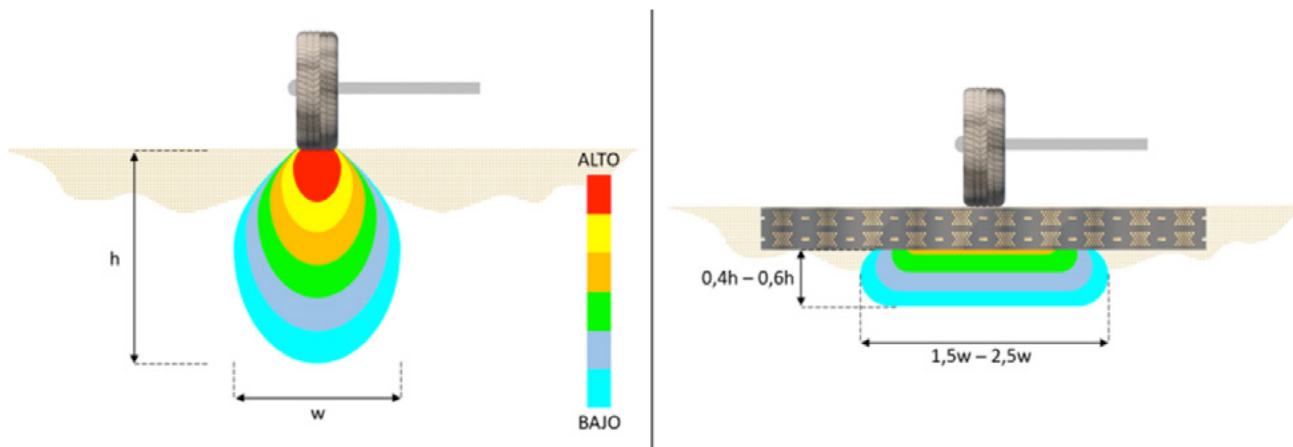
▲ Figura 7.3 | Distribuição de carga com a Geocélula.

7.2.3 Membrana tensionada

O efeito de membrana tensionada ou efeito de viga é conhecido como a tensão desenvolvida no colchão curvo reforçado com a Geocélula para resistir a carga vertical (Rajagopal et. al., 1999; Dash et. al., 2004; y Zhou y Wen, 2008); entretanto, o efeito de membrana tensionada ocorre quando a estrutura do pavimento se deforma significativamente (Giroud y Han, 2004a). Por esta razão que a seção é mais rígida que o solo circundante e a superfície curva exerce desde a parte superior uma reação que ajuda a reduzir o esforço aplicado no subleito.

Apesar de este conceito de membrana tensionada ser direcionado aos Geossintéticos planares (Geotêxteis e Geogrelhas), também se aplica quando se instala a Geocélula sobre solos muito moles, sob estas circunstâncias, usualmente é necessário incluir um Geotêxtil Tecido que ajude a distribuir os esforços de uma melhor maneira.

Ao comparar mecanicamente uma estrutura de pavimento reforçada com Geocélula com uma estrutura não reforçada, mediante um modelo de elementos finitos que leva em consideração a diferença de rigidez dos materiais granulares, é possível observar as vantagens no comportamento da estrutura reforçada. Ver esquema na Figura 7.4.



▲ Figura 7.4 | Esquema de esforços e deformações para a estrutura com e sem reforço.

A estrutura sem reforço apresenta uma concentração de esforços logo abaixo da carga da roda, transmitindo um esforço pontual que pode gerar uma superfície de falha local e com maior facilidade para a ruptura material; pelo contrário, no caso reforçado a distribuição de esforços ocorre em uma área entre 1,5 e 2,5 vezes a área de distribuição da estrutura sem reforço, permitindo aplicar uma maior carga antes de gerar a falha no solo de fundação, gerando portanto, um aumento na capacidade portante.

Levando em consideração a mudança na distribuição de tensões, é lógico que uma mudança seja gerada na distribuição da taxa de recalque em profundidade sob a estrutura granular reforçada. Quando você tem um material granular dentro de um mecanismo de confinamento como a Geocélula, o recalque esperado pode ser 0,2 ou 0,3 vezes o recalque esperado imediato no caso de uma estrutura granular não reforçada, devido à redistribuição da tensão gerada pelo efeito de viga semirrígida produzido pelo aumento da rigidez e módulo do material granular quando está em uma condição confinada.

7.3 Metodologia de projeto

A metodologia para projeto de pavimentos com Geocélula está baseada em uma série de investigações realizadas por importantes instituições a nível mundial, algumas das quais são citadas abaixo:

- ◆ University of Kansas
- ◆ TRI (Texas Research Institute)
- ◆ Universidade de São Paulo
- ◆ Indian Institute of Technology
- ◆ University of Shanghai

Na aplicação de reforços, há um amplo estudo sobre a capacidade de carga de solos reforçados com Geocélulas devido aos diversos mecanismos de resistência, como o maior confinamento gerado pela sua forma de painel de células interligadas, o efeito da distribuição de tensões e o efeito membrana (Avesani Neto et al., 2013; Bathurst e Jarrett, 1988; Zhang et al., 2010). Vários estudos utilizaram diferentes abordagens, como a teoria da membrana, equilíbrio limite, teoria da plasticidade, estado limite, análise e modelos semi-empíricos e forneceram uma forma de quantificar a melhoria proporcionada pela Geocélula (Arvin e Beigi, 2018; Avesani Neto et al., 2013, 2015; Bathurst e Karpurapu, 1993; Indraratna et al., 2015; Koerner, 1994; Latha et al., 2006; Zhang et al., 2009); no entanto, esses estudos apresentam conceitos e equações especialmente focados no Estado Limite Último (ULS).

Especialmente em reforço em estradas pavimentadas, estradas não pavimentadas, ferrovias, áreas portuárias e aeroportuárias, a condição é tipicamente de estado limite de serviço (SLS Serviceability Limit State), em que os parâmetros elásticos são mais importantes do que a resistência nas análises realizadas, como ocorre com o método empírico-mecanicista (AASHTO, 2015; George et al., 2019; Yang e Han, 2013). Nessas aplicações, o módulo de elasticidade da camada de solo reforçada com Geocélula é um parâmetro de entrada importante, mas difícil de determinar.

Poucas, mas significativas investigações nesta área quantificaram o módulo de elasticidade da camada solo-Geocélula utilizando o aumento do confinamento no solo reforçado (Latha, 2000; Punetha et al., 2020), aplicando os conceitos do modelo de Winkler (Priti et al., 2017; Zhang et al., 2009, 2018) e a teoria elástica em camadas (Avesani Neto, 2019; Moghaddas Tafreshi et al., 2015).

O aumento do módulo de elasticidade do solo devido à inclusão da Geocélula é traduzido em termos quantitativos no parâmetro denominado fator de melhoria do módulo (MIF - Modulus Improvement Factor), determinado como a relação entre o módulo de elasticidade do solo reforçado com Geocélula e o módulo de elasticidade do solo não reforçado. Em geral, o valor MIF está em uma faixa entre 1,5 e 4,0 de acordo com ensaios de laboratório e retroanálise de ensaios in situ (Al-Qadi e Hughes, 2000; Han, 2015; Kief et al., 2015; Livneh e Livneh, 2014; Pokharel et al., 2010, 2018; Rajagopal et al., 2012, 2014; Ruge et al., 2020; Tanyu et al., 2013; Vega et al., 2018).

Os ensaios e estudos referenciados não calculam diretamente o valor do MIF, mas pela metodologia de RS Garcia, JO Avesani Neto 2020, é possível determinar o valor do MIF concentrando-se na condição SLS (estado limite de serviço), que é a situação em que a deformação é a principal função de análise.

Esta metodologia considera dois mecanismos de reforço, o primeiro o efeito de confinamento devido a rigidez da parede da Geocélula e o segundo a distribuição dos esforços verticais devido ao sistema elástico em camadas. Não contempla o efeito de membrana tensionada devido a que este

requer de grandes deformações para ter alguma contribuição.

A metodologia de projeto de R.S Garcia, J.O Avesani Neto 2020, analisa a melhora aportada ao módulo elástico do material de preenchimento, neste método pode ser usado tanto de forma analítica como mediante gráficos simples adimensionais. Se considera a geometria da Célula, os parâmetros do solo a rigidez da Geocélula, e a aplicação de esforços devido a compactação.

A interação solo reforço foi modelada mediante a relação do comportamento elástico não linear do solo e a resposta elástica linear do reforço.

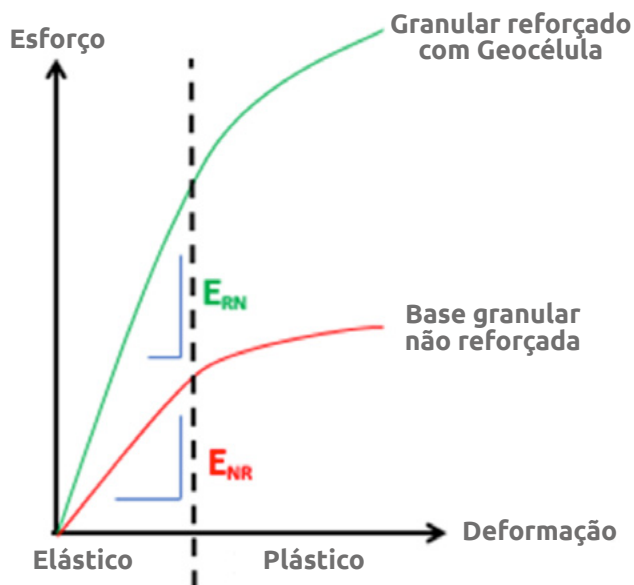
O modelo constitutivo do solo empregado foi a versão modificada do modelo de solo hiperbólico (Duncan et al., 1980; Ehrlich y Mitchell, 1994). O modelo de compactação adotado foi o de Duncan y Seed, 1986.

Uma das premissas de projeto considera que para o preenchimento da Geocélula poderá ser utilizado somente **material granular**, tal como areia, brita, material tipo sub-base granular, base granular, RAP (Recycled Asphalt Pavement), entre outros.

7.3.1 Modificação de Módulos com Geocélula

Como se descreveu anteriormente, a Geocélula gera um efeito de confinamento do material granular que se traduz em um incremento do módulo de elasticidade dos materiais, portanto afeta o modelo mecanicista para a análise da estrutura do pavimento.

O efeito do aumento do módulo sobre o comportamento do material se produz tanto na faixa elástica como na faixa plástica do material, gerando um incremento na relação esforço deformação, traduzida em vida útil da estrutura do pavimento. Na Figura 7.5 aparece um esquema do aporte do sistema de confinamento celular ao comportamento do material granular.



▲ Figura 7.5 | Esquema de esforços e deformações para a estrutura com e sem reforço.

É possível, então, inferir que mesmo usando um material granular de características geomecânicas pobres, ao reforçá-lo mediante um sistema de confinamento celular, se obtém um conjunto de comportamento superior ao de um material granular selecionado, ambos sob condições de compactação.

7.3.2 Determinação do MIF (Modulus Improvement Factor)

Diferentes investigações foram realizadas a nível mundial, tanto em ensaios de laboratório como em pistas de prova e projetos reais, com o objetivo de determinada o incremento do Módulo, para diferentes condições de material de preenchimento das células e condições de confinamento das mesmas.

Em geral, mediante a metodologia de projeto de R.S Garcia, J.O Avesarni Neto 2020, o processo de determinação do MIF como a relação entre módulo de elasticidade do solo reforçado e o módulo de elasticidade do solo não reforçado é apresentada na equação 7.1.

$$MIF = \frac{E_{sg}}{E_{un}} \quad (\text{Eq. 7.1})$$

Onde:

E_{sg} = Módulo de elasticidade do material reforçado com Geocélula.

E_{un} = Módulo de elasticidade do material não reforçado.

O módulo de elasticidade do material reforçado com Geocélula E_{sg} é determinado por:

$$E_{sg} = E_s + \frac{J}{d_{eq}} \quad (\text{Eq. 7.2})$$

Onde:

E_s = Módulo de elasticidade do material de preenchimento (kPa).

J = Rigidez da parede da Geocélula (kN/m).

d_{eq} = Diâmetro da célula equivalente (m).

A equação 7.2 pode ser reescrita conforme apresentado abaixo:

$$E_{sg} = k_U P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} K_r}{P_a} \right)^n + \frac{J}{d_{eq}} \quad (\text{Eq. 7.3})$$

Onde:

k_U = Módulo de descarga de Duncan et al. (1980) (adimensional).

P_a = Pressão atmosférica (kPa).

σ'_{v0} = Esforço vertical por peso próprio (kPa).

K_r = Coeficiente de empuxo residual (adimensional).

J = Rigidez da parede da Geocélula (kN/m).

d_{eq} = Diâmetro equivalente da célula (m).

O módulo de elasticidade não reforçado E_{un} é dado por:

$$E_{un} = k_U P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} K_{aa}}{P_a} \right)^n \quad (\text{Eq. 7.4})$$

Onde:

k_U = Módulo de descarga de Duncan et al. (1980) (adimensional).

P_a = Pressão atmosférica (kPa).

σ'_{v0} = Esforço vertical por peso próprio (kPa).

K_{aa} = Coeficiente de empuxo ativo equivalente (adimensional).

n = Módulo expoente de Duncan et al. (1980) (adimensional).

Substituindo na equação 7.1, o determinado nas equações 7.3 e 7.4 se tem a seguinte equação geral de MIF

$$MIF = \frac{E_{sg}}{E_{un}} = \left(\frac{K_r}{K_{aa}} \right)^n + \frac{0.5}{(\beta_2 k_u)/k} \left(\frac{1}{K_{aa}} \right)^n \quad (\text{Eq. 7.5})$$

Onde:

- K_r = Coeficiente de empuxo residual (adimensional).
- K_{aa} = Coeficiente de empuxo ativo equivalente (adimensional).
- n = Módulo expoente de Duncan et al. (1980) (adimensional).
- β_2 = Extensibilidade relativa solo-reforço para descarregamento (adimensional).
- k_u = Módulo de descarga de Duncan et al. (1980) (adimensional).
- k = Módulo de carga de Duncan et al. (1980) (adimensional).

7.3.2.1 Modelo do Solo - Modelo Hiperbólico de Duncan

O desenvolvimento da metodologia R.S Garcia, J.O Avesani 2020, considera a compatibilidade de deformações entre o solo e o reforço da Geocélula, e o modelo de solo utilizado é uma versão modificada do elástico não linear, modelo constitutivo hiperbólico proposto por Duncan et al. (1980), que parte do suposto de que as curvas esforço-deformação do solo podem aproximar-se a uma curva hiperbólica que relaciona a tensão desviadora ($\sigma_3 - \sigma_1$) com a deformação axial, onde E_s e E_{un} são módulo tangente de deformação do solo para condições de carga e descarga e, k , k_u , R_f e n são parâmetros constitutivos adimensionais e correspondem ao módulo de carga e descarga, a relação ou razão de falha e o módulo expoente, respectivamente.

Segundo este modelo de Duncan et al. (1980), P_a é a pressão atmosférica (101,325 kPa ao nível do mar), K é o coeficiente de empuxo do solo (definido como uma simples relação entre os esforços verticais e horizontais), K_{aa} é o coeficiente de empuxo ativo equivalente de Rankine e σ_3 é o esforço principal menor dentro da abertura da Geocélula. De acordo com Dunca et al. (1980), a relação k_u/k varia entre 1.2 e 3.0 sendo 1.2 o valor mais conservados para a determinação do MIF.

Alguns valores do modelo constitutivo de Duncan et al. (1980), são apresentados na tabela 7.1.

Tabela 7.1 Parâmetros constitutivos de acordo com o modelo hiperbólico de Duncan. Fonte. (Duncan et al. 1980)

Class. Unific	Grau de compactação GC (Proctor normal)	Peso máximo específico seco	Φ' (°)	C' (kPa)	k	n
GW, GP, SW, SP	105%	24	42	0	600	0,4
GW, GP, SW, SP	100%	23	39	0	450	0,4
GW, GP, SW, SP	95%	22	36	0	300	0,4
GW, GP, SW, SP	90%	21	33	0	200	0,4
SM	100%	21	36	0	600	0,25
SM	95%	20	34	0	450	0,25
SM	90%	19	32	0	300	0,25
SM	85%	18	30	0	150	0,25
SM - SC	100%	21	33	24	400	0,6
SM - SC	95%	20	33	19	200	0,6
SM - SC	90%	19	33	14	150	0,6
SM - SC	85%	18	33	10	100	0,6
CL	100%	21	30	19	150	0,45
CL	95%	20	30	14	120	0,45
CL	90%	19	30	10	90	0,45
CL	85%	18	30	5	90	0,45

Outro parâmetro importante que influencia na equação do MIF é o coeficiente de empuxo ativo equivalente (K_{aa}), determinado conforme a equação 7.6 e que é um valor adimensional.

$$k_{aa} = \frac{k_a}{(1 - k_a) \left(\frac{c'}{\sigma'_3 \tan \Phi'} + 1 \right) * \frac{1}{R_f} + k_a} \quad (\text{Eq. 7.6})$$

Onde:

k_a = Coeficiente de empuxo ativo.

c' = Coesão efetiva do material de preenchimento.

Φ' = Ângulo de atrito efetivo do solo.

σ'_3 = Tensão efetiva principal mínima dentro da célula.

R_f = Razão de resistência (Duncan et al. 1980).

Considerando que normalmente os materiais utilizados para preencher as Geocélulas em aplicações de reforço são granulares, a coesão se adotará como zero simplificando o modelo ignorando o termo σ'_3 na equação 7.6

De acordo com a metodologia de R.S Garcia, J.O Avesani Neto (2020), no caso de materiais granulares reforçados com Geocélulas, a relação de Poisson ν está numa faixa de 0.20 – 0.30, sendo um valor típico de 0.25.

7.3.2.2 Efeitos da compactação no reforço com a Geocélula

O método de reforço com Geocélulas com materiais granulares proposto por .S Garcia, J.O Avesani Neto (2020), considera os esforços e deformações induzidos pela compactação.

Com base no anterior se faz necessário calcular o valor de OCR (relação de sobreconsolidação) ver equação 7.7

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vo}} \quad (\text{Eq. 7.7})$$

Onde:

σ'_{vc} = Máximo esforço vertical devido a compactação.

σ'_{vo} = Esforço vertical devido ao reforço da Geocélula e das camadas superiores do material de conformação da estrutura do pavimento.

Os esforços no solo de preenchimento da Geocélula são considerados mediante a trajetória de esforços proposta por (Ehrlich & Mitchell, 1994), os quais incluem os esforços produto do peso próprio do material e os esforços gerados pelo processo de compactação, sendo simulados como um ciclo simples de carga, ver figura 7.6.

Entretanto, para conhecer o máximo esforço vertical induzido pela compactação, se assume que este é independente das deformações horizontais ($\epsilon_x = 0$), com isto se determina que é conveniente assumir uma condição sem deformação lateral, definida como:

$$\sigma'_{vc} = \frac{\sigma'_{xp}}{K_o} \quad (\text{Eq. 7.8})$$

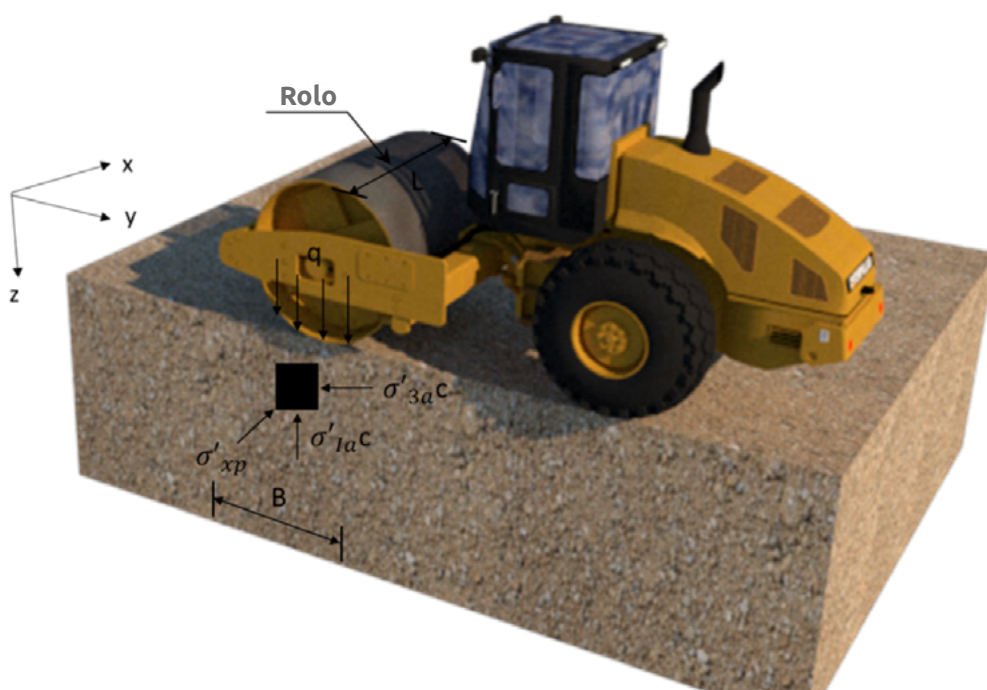
Onde:

σ'_{vc} = Máximo esforço vertical devido a compactação.

σ'_{xp} = Esforço máximo horizontal que teria sido induzido pela compactação da camada de solo na ausência de deformação lateral.

k_o = Coeficiente de empuxo em repouso = $1 - \text{sen}(\varphi)$.

φ = Ângulo de atrito do solo compactado.



▲ Figura 7.6 | Zona plástica próxima a área de contato entre o solo e o rolo compactador.

O modelo unidimensional de compactação considera que na zona próxima a superfície, debaixo do rolo, o solo pode estar em uma condição de falha plástica; considerando que o rolo do compactador se move paralelo a zona de compactação, se cria uma condição plana de falha do solo ($\epsilon_x = 0$). Finalmente, assumindo um solo sem coesão, deseja-se determinar (Ehrlich & Mitchell, 1994):

$$\sigma'_{xp} = U_0 (1 + K_a) \left[\left(\frac{1}{2} \right) \frac{\gamma Q N_\gamma}{L} \right]^{1/2} \quad (\text{Eq. 7.9})$$

Onde:

Q = Máxima força vertical de operação do rolo compactador (ver tabela 7.2).

L = Comprimento do rolo compactador (ver tabela 7.2).

γ = Peso unitario do solo.

K_a = Coeficiente de empuxo ativo = $\tan^2 (45 - \phi/2)$.

U_0 = Coeficiente de Poisson.

N_γ = Fator de capacidade de carga do solo.

Para uma condição de empuxo lateral de solo em repouso, se pode determinar o coeficiente de Poisson com a seguinte equação:

$$U_0 = \frac{K_0}{1+K_0} \quad (\text{Eq. 7.10})$$

Assim mesmo, de acordo com teoria de superfície de falha de Rankine, o fator de capacidade de carga do solo pode ser definido como:

$$N_\gamma = \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) \left[\tan^4 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (\text{Eq. 7.11})$$

Com a finalidade de proporcionar alguns dados típicos para os valores de Q e L , revisaram-se alguns equipamentos que são utilizados durante a compactação e os mais típicos que se encontraram são apresentados abaixo:

Tabela 7.2 Equipamentos convencionais de compactação.

Equipamento	Carga do tambor de compactação (kg)	Largura de compactação (mm)	Uso típico
CB24B	1296	1200	Ciclovias e calçadas
CB24B	3510	1676	Vias secundarias
CS533E	5760	2134	Vias principais e rodovias

Fonte: Caterpillar.

Para determinar o esforço vertical devido ao reforço das Geocélulas e as camadas superiores do material de conformação da estrutura do pavimento se tem:

$$\sigma_{vo} = \frac{h_{\text{Geocélula}} \times \gamma}{2} + q \quad (\text{Eq. 7.12})$$

Onde:

- σ'_{vo} = Esforço vertical devido ao reforço das Geocélulas e das camadas superiores do material de conformação da estrutura dos pavimentos. kPa.
- h_G = Altura da Geocélula (m).
- γ = Peso unitário do material de preenchimento kN/m³.
- q = Sobrecarga $\gamma \times h$ dos materiais da estrutura do pavimento que estão por cima da Geocélula (kN/m²).

7.3.2.3 Trajetória de esforços

Os esforços no material de preenchimento das Geocélulas seguem a trajetória de tensões considerada na Figura 7.6, onde o processo de compactação é simulado como um único ciclo de carga.

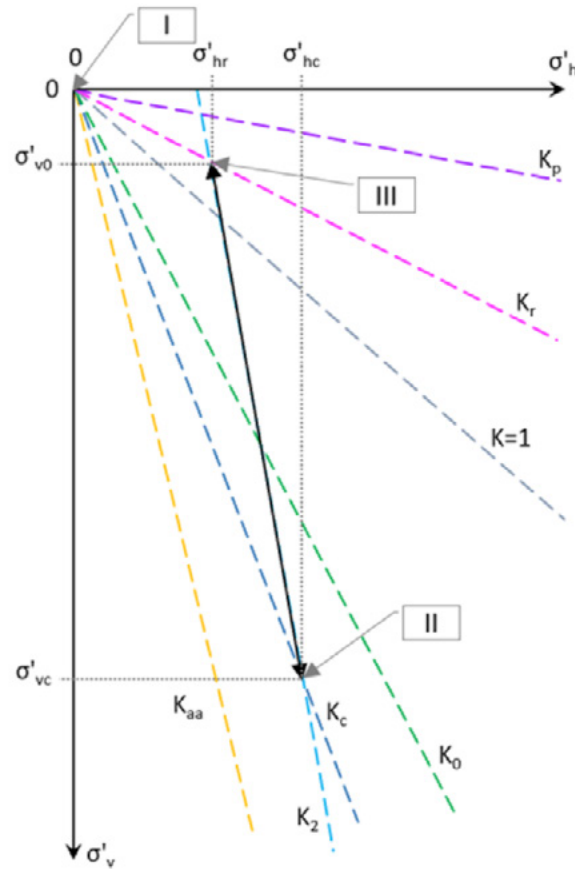
O estado de tensão inicial (I na Figura 7.6) é descrito como uma condição nula de tensões verticais e horizontais. O aumento resultante nas tensões devido ao peso próprio do material na Geocélula, mais as tensões do processo de compactação, resulta na trajetória entre os pontos I e II.

No ponto II, as tensões verticais máximas (σ'_{vd}) e horizontais (σ'_{hd}) que atuam no material de preenchimento são atingidas durante a fase de construção devido ao processo de compactação. A trajetória da linha entre os pontos I e II corresponde ao coeficiente de pressão lateral da terra em carga (K_c), para um dado material granular, sua inclinação ou declive depende da rigidez da parede da Geocélula (J). Quanto maior a rigidez da parede da Geocélula, maior a restrição de deformação lateral, gerando uma linha K_c mais próxima da condição K_0 , e quanto menor a rigidez das paredes da Geocélula, menor a restrição de deformação lateral e maiores são as deformações horizontais que o material pode experimentar totalmente dentro da célula, levando a inclinações mais baixas com um limite para a linha K_{aa} . O caminho da tensão para uma camada não reforçada corresponde à linha K_{aa} .

Uma vez que o processo de compactação é concluído, o caminho da tensão continua do ponto II ao ponto III, ver a Figura 7.7. Esta trajetória coincide com a linha K_2 até o ponto III, onde uma tensão vertical é produzida devido ao material de preenchimento da Geocélula e ao peso próprio da sobrecarga (σ'_{v0}). A presença de Geocélulas induz uma tensão residual horizontal (σ'_{hr}) no material de preenchimento, que associado com a tensão vertical σ'_{v0} , gera o ponto de compatibilidade de

esforços e deformações entre o material granular e o reforço na linha definida pelo coeficiente de empuxo de solo residual (K_r).

Novamente, quanto maior a rigidez da parede da Geocélula, maior será o valor K_r , com um limite na condição passiva - linha K_p . Aumentar o valor de K_r implica em maior confinamento, melhorando o módulo de elasticidade do material granular e, portanto, o MIF (Duncan e Bursey, 2013; Hicks e Monismith, 1971).



▲ Figura 7.7 | Gráfico de trajetória de esforços.

O índice de extensibilidade relativa em condições de carga (β_1) e o índice de extensibilidade em condições de descarga (β_2), são parâmetros que também apresentam relação entre o reforço e a rigidez do solo, portanto, afetam a equação MIF. Esses parâmetros podem ser determinados pelas seguintes equações.

$$\beta_1 = \frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma_{v0} \text{OCR}}{P_a} \right)^n \quad (\text{Eq. 7.13})$$

Onde:

σ_{vo} = Esforço vertical do peso próprio (kPa).

S_i = Índice de rigidez relativo do material reforçado com a Geocélula (adimensional).

OCR = Razão de sobreconsolidação.

P_a = Pressão atmosférica (kPa).

n = Módulo expoente de Duncan et al. (1980) (adimensional).

Os valores típicos de S_i assumindo materiais granulares habituais e dependente da matéria prima da parede das Geocélulas são:

◆ Geocélulas de PEAD e PP: 0,005 a 0,15 (Gurbuz y Mertol, 2012; Han e col., 2008; Pokharel et al., 2010);

O valor de S_i também pode ser determinado mediante a seguinte equação:

$$S_i = \left(\frac{2J}{k P_a d_{eq}} \right) \quad (\text{Eq. 7.14})$$

Onde:

J = Rigidez do material da Geocélula (kN/m).

k = Módulo de carga de Duncan et al. (1980) (adimensional).

P_a = Pressão atmosférica (kPa).

d_{eq} = Abertura equivalente da célula (m).

E d_{eq} , é determinado por:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4A_{GCE}}{\pi}} \quad (\text{Eq. 7.15})$$

Onde:

A_{GCE} = Área de abertura da célula (m²)

O valor de β_2 se determina mediante a seguinte equação:

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{OCR^n} \quad (\text{Eq. 7.16})$$

Onde:

- β_1 = Extensibilidade relativa em condições de carga.
- OCR = Razão de sobreconsolidação.
- n = Módulo expoente de Duncan et al. (1980) (adimensional).

O valor da rigidez da Geocélula pode ser calculado com a seguinte equação:

$$E_g = \frac{J}{t} \quad (\text{Eq. 7.17})$$

Onde:

- E_g = Módulo de Elasticidade da parede da Geocélula (kPa).
- J = Rigidez da Geocélula (kN/m).
- t = Espessura da parede da Geocélula (m).

7.3.2.4 Condições especiais para a determinação do MIF

Embora exista uma complexidade nas formulações desenvolvidas, exigindo cálculos iterativos para determinar seus parâmetros, é possível realizar algumas simplificações que podem facilitar os cálculos para situações específicas:

- ◆ Quando a tensão de carga vertical máxima e a compactação é igual a ao esforço vertical devido ao peso próprio do solo (ou seja, $\sigma'_{vc} / \sigma'_{v0} = OCR = 1$), os coeficientes K_c e K_r são iguais.
- ◆ K_c permanece constante no mesmo valor de β_1 .
- ◆ Quando a rigidez da parede da Geocélula J é igual a 0, β_1 e β_2 tendem ao infinito, K_c y K_r tendem a K_{aa} - situação equivalente a condição sem reforço.

7.3.2.5 Gráficos do MIF (Modulus Improvement Factor)

Levando em consideração a metodologia de dimensionamento de reforço com Geocélula descrita acima, (RS Garcia e JO Avesani 2020) realizaram uma análise paramétrica para verificar os fatores de influência do MIF, tais como: 1. resistência ao cisalhamento do solo (ϕ'); 2. Estado de tensão (σ'_{v0} , σ'_{vc} e OCR); e 3. Índice de rigidez relativa do solo reforçado (S_i). Dessas análises paramétricas, foi

possível gerar gráficos para facilitar a aplicação do modelo proposto.

Os gráficos propostos consideram os seguintes valores $R_f = 0,8$, $k_u / k = 1,2$ e $n = 0,4$, retirados da literatura para materiais granulares normalmente usados em estruturas de pavimento (Duncan et al., 1980; Ehrlich e Mitchell, 1994).

Na Figura 7.8 (a - b - c - d), os gráficos são apresentados para determinar o MIF e função de β_2 e OCR para preenchimentos cujos ângulos de atrito variam entre 30° a 45° (faixa usual de materiais granulares usados em pavimentos (Nicks e Adams, 2013; Nicks et al., 2015) Nos gráficos, as retas correspondentes a $\beta_2 \rightarrow \infty$ indicam a situação sem reforço ($J = 0$) e, portanto, $MIF = 1$.

As mudanças na inclinação das curvas em condições de maior OCR indicam situações com inversão das tensões principais, ou seja, σ'_{v0} passa a ser a menor tensão principal e o modelo adota $K_r = 1$.

Um dos parâmetros com maior influência no MIF é o índice de rigidez relativa do solo reforçado (S_i). Maior confinamento em solos granulares leva a maiores ganhos de resistência e rigidez. O (S_i) pode ser aumentado utilizando-se uma Geocélula com alta rigidez, o que é conseguido com um material com maior módulo de elasticidade, por uma parede mais espessa, por uma célula com menor área, ou ainda utilizando um solo de preenchimento com baixa rigidez.

Outro parâmetro que influencia o MIF é a compactação, representada pelo parâmetro OCR, que é a relação entre a tensão vertical máxima aplicada à camada da Geocélula resultante do processo de compactação e tensão vertical devido ao peso próprio. Para valores baixos de S_i (solos mais rígidos ou Geocélulas mais flexíveis), um aumento de 1 a 10 no OCR leva a aumentos de até 50% no MIF.

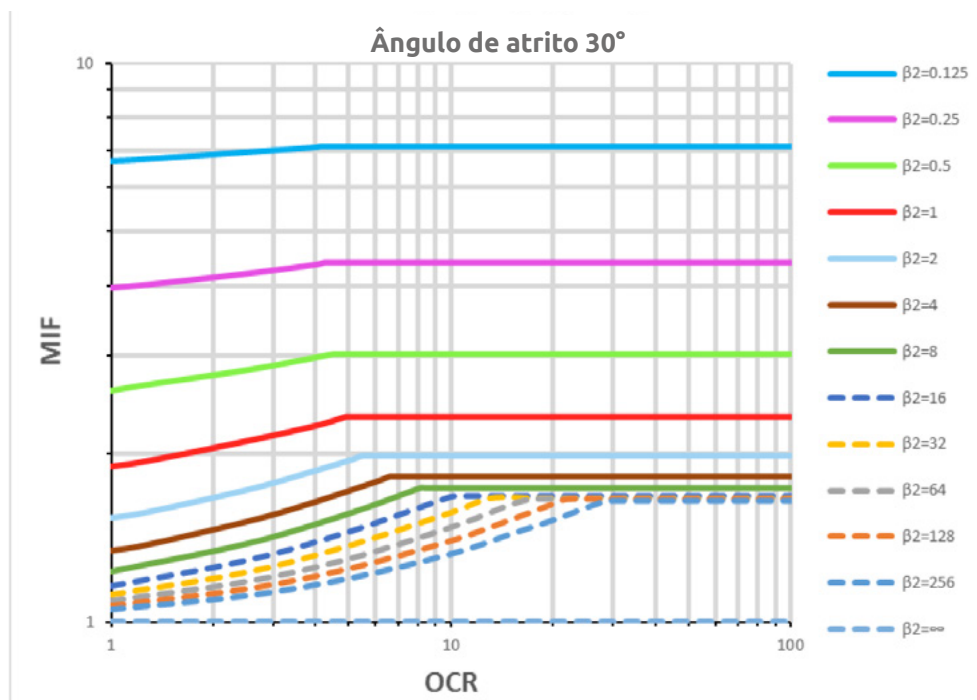
Ambos os parâmetros são complementares e é possível obter valores MIF mais altos variando o OCR em condições de baixo S_i ou aumentando o S_i em situações de baixo OCR. É importante notar que a condição de limitar o valor de $K_r = 1$ também implica em um aumento nos esforços de compactação e em situações de alto OCR, não modificando significativamente o MIF.

Se a camada de solo reforçada for instalada a grande profundidade, o efeito da compactação é atenuado devido à diminuição do OCR.

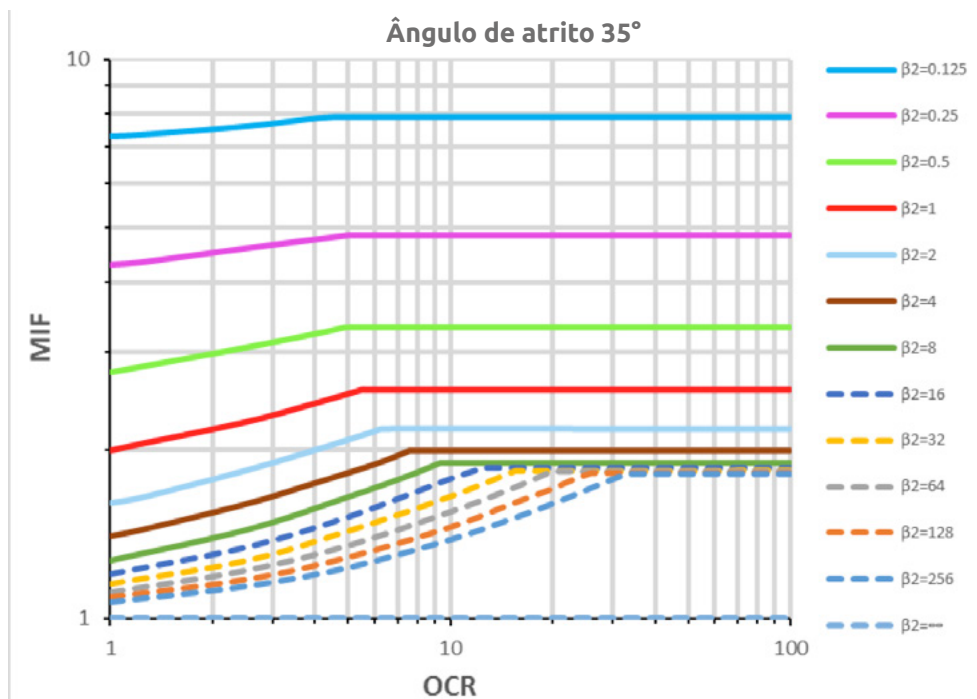
O ângulo de atrito do material de preenchimento é o terceiro parâmetro mais influente na determinação da MIF, uma vez que os coeficientes de empuxo lateral do solo (K_c e K_r) dependem diretamente dele.

Solos com ângulos de atrito elevados influenciam positivamente pelo aumento da rigidez, sendo

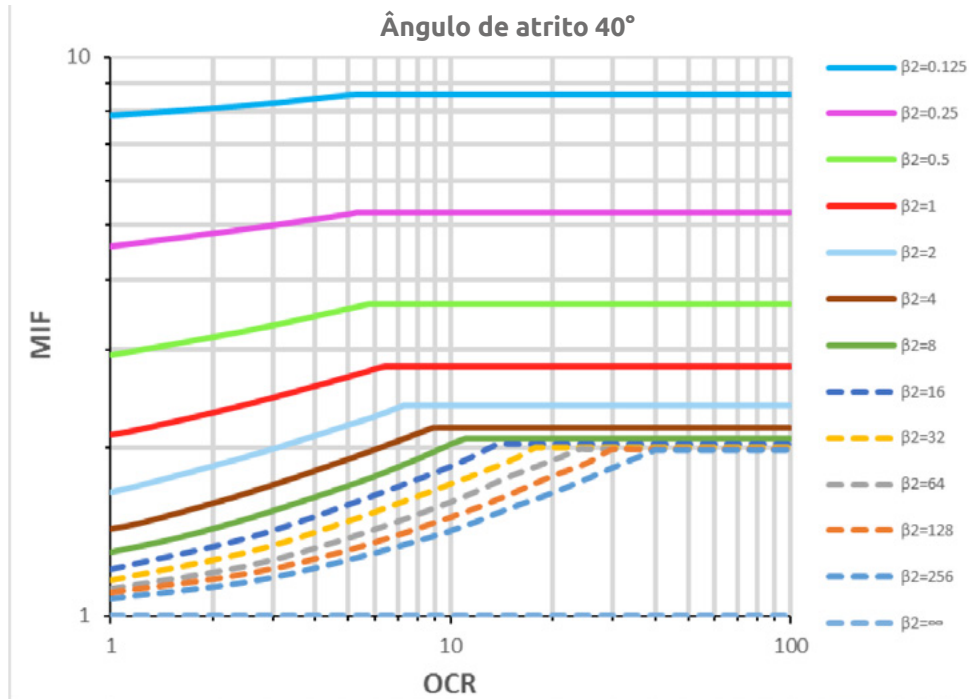
este aumento maior para valores elevados de OCR. Mantendo todos os outros parâmetros iguais, um aumento no ângulo de atrito de 5° leva a aproximadamente 10% no ganho de MIF.



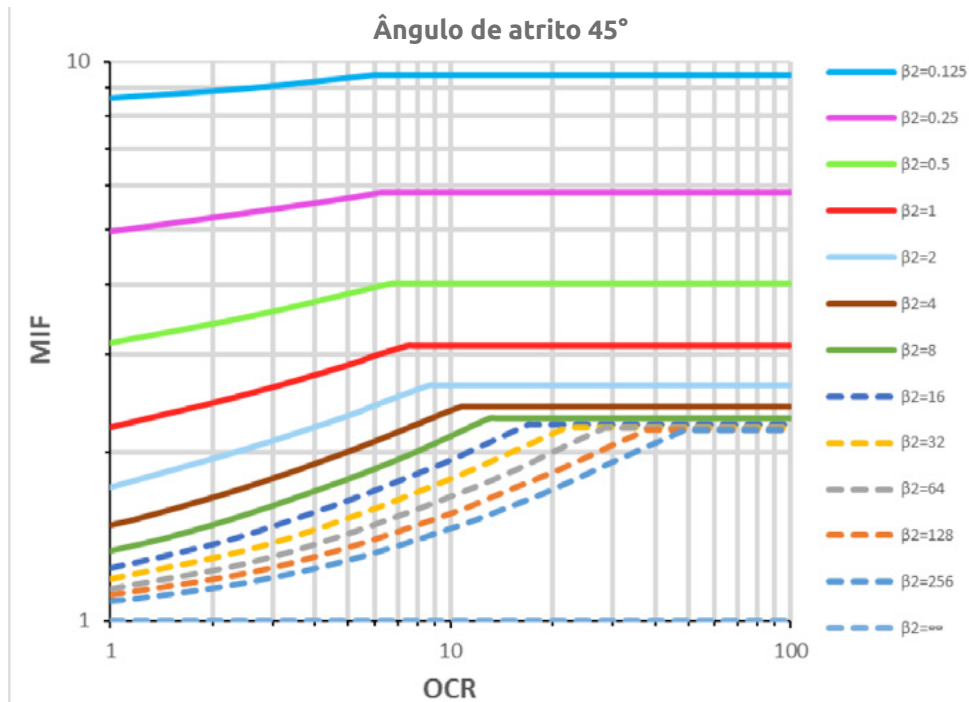
▲ Figura 7.8 a | Gráfico para a determinação de MIF em camadas de solo reforçadas com Geocélulas.



▲ Figura 7.8 b | Gráfico para a determinação de MIF em camadas de solo reforçadas com Geocélulas.



▲ Figura 7.8 c | Gráfico para a determinação de MIF em camadas de solo reforçadas com Geocélulas.



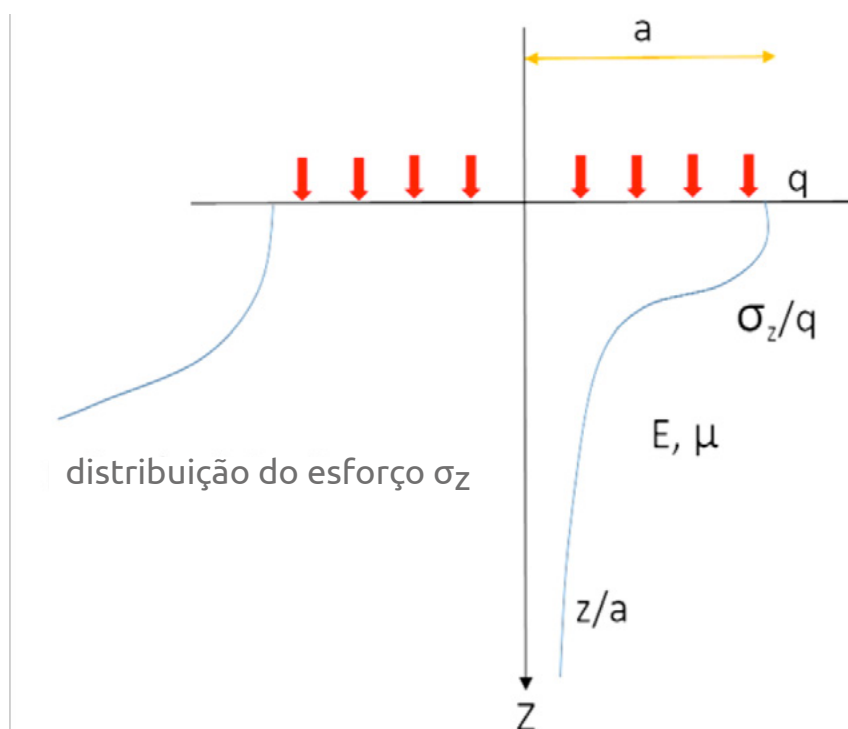
▲ Figura 7.8 d | Gráfico para a determinação de MIF em camadas de solo reforçadas com Geocélulas.

7.3.3 Inclusão do Valor do MIF na Metodologia de projeto de Pavimentos

A metodologia de dimensionamento racional de pavimentos baseia-se na análise das tensões e deformações em diferentes camadas da estrutura do pavimento, buscando definir, com base no comportamento resiliente dos materiais, o valor máximo admissível para aplicação da carga correspondente a um eixo de carga.

Os métodos racionais ou mecanicistas descrevem a operação do sistema no qual a pressão exercida por uma roda q pode ser muito alta para ser suportada pelo solo natural; a estrutura do pavimento distribui a carga para trazê-la o mínimo possível para o Subleito. Portanto, o problema está em determinar, em uma profundidade z , qual quantidade de esforço foi dissipada, conforme mostrado na Figura 7.9.

A modelagem da solução inicial baseada na teoria de Boussinesq assume um comportamento linear entre as tensões e deformações, o que indica que é aceito que os materiais trabalhem dentro de sua faixa elástica; Porém, a reologia dos materiais asfálticos mostra que seu comportamento é viscoelástico, em função do estado de tensão, do tempo de aplicação das cargas e da temperatura; da mesma forma, os materiais granulares respondem às cargas, de acordo com o nível de esforços aplicados, sua densidade e umidade; em geral, seu comportamento não é linear e depende em grande parte das características do material da camada subjacente.



▲ Figura 7.9 | Modelo de Boussinesq.

Os modelos multicamadas sob condições de fronteira propostos por Westergaard, Palmer, Barber e Odemark entre outros, se baseiam no modelo inicial de Boussinesq, onde os esforços são proporcionais a pressão de calibragem, a área de aplicação e a profundidade são variáveis independentemente do módulo de cada camada.

$$\sigma_z = q \left(1 - \frac{(z/a)^3}{(1 + (z^2/a^2))^{3/2}} \right) \quad (\text{Eq. 7.18})$$

Onde:

σ_z = Esforço vertical a qualquer profundidade.

q = Pressão da sobrecarga.

a = Raio de carga da roda circular.

z = Profundidade de aplicação do esforço.

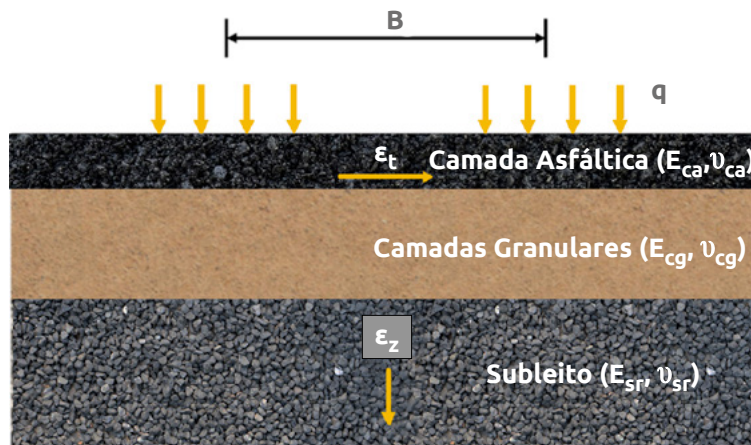
Mas, assim como uma falha funcional depende da capacidade da estrutura em dissipar as tensões em profundidade, também é possível encontrar uma falha estrutural nas camadas que compõem a estrutura do pavimento devido a cargas repetitivas. Os materiais das camadas da estrutura do pavimento são considerados homogêneos, isotrópicos e horizontalmente infinitos, os quais se inserem em um sistema linearmente elástico, caracterizado pelas seguintes variáveis:

- ◆ Módulos Elásticos (E)
- ◆ Relação de Poisson (ν)
- ◆ Espessuras da camada (h)

No método racional, é imprescindível contar com testes de laboratório e correlações que possibilitem determinar o comportamento de cada material em função da quantidade de eixos para uma tensão e / ou deformação aplicada, obtida por meio do modelo elástico.

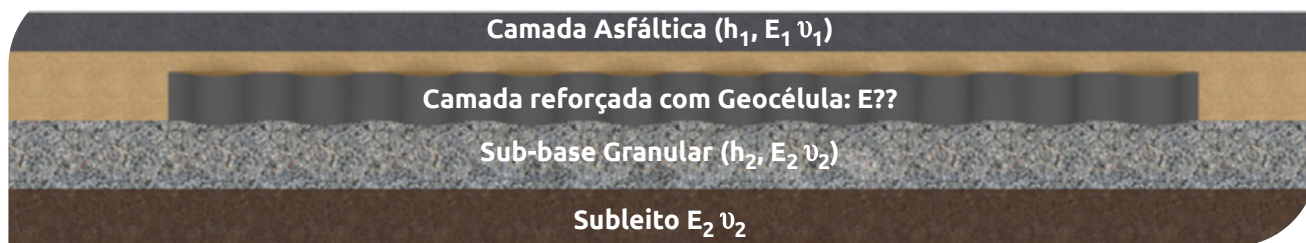
Os critérios revisados costumam ser ao nível da camada asfáltica e da camada de subleito, mas podem variar de acordo com os regulamentos de cada país, características dos projetos e materiais, bem como os critérios do projetista.

Na Figura 7.10, um modelo de multicamadas é observado no qual a camada inferior (subleito) é considerada infinita na direção vertical. A camada do meio representa as camadas granulares e a camada superior representa os materiais betuminosos. O objetivo é fazer uma análise para verificar a deformação horizontal na fibra inferior da camada asfáltica e a deformação vertical no nível do subleito.



▲ Figura 7.10 | Modelo de análise racional de pavimentos.

Conforme descrito a seguir, a análise de estruturas de pavimentos com Geocélulas é baseada na inclusão de módulos modificados em uma análise convencional pelo método racional de pavimentos.



▲ Figura 7.11 | Esquema de esforços e deformações para a estrutura com e sem reforço.

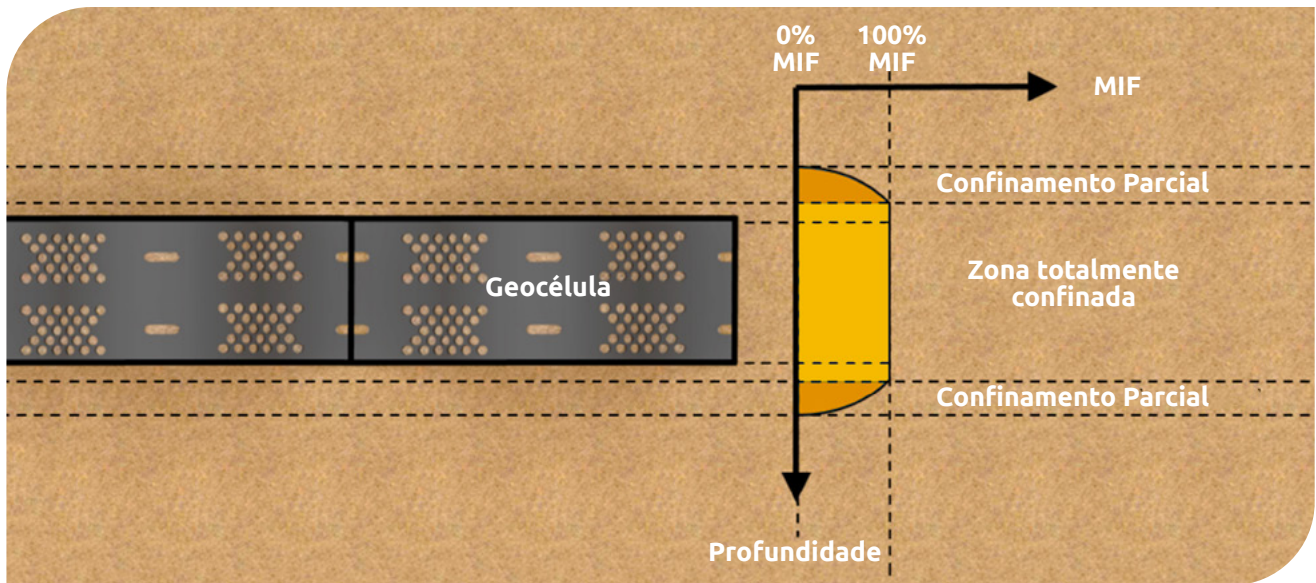
Onde:

h_n = Espessura da camada n.

E_n = Módulo de elasticidade da camada n.

ν_n = Coeficiente de Poisson da camada n.

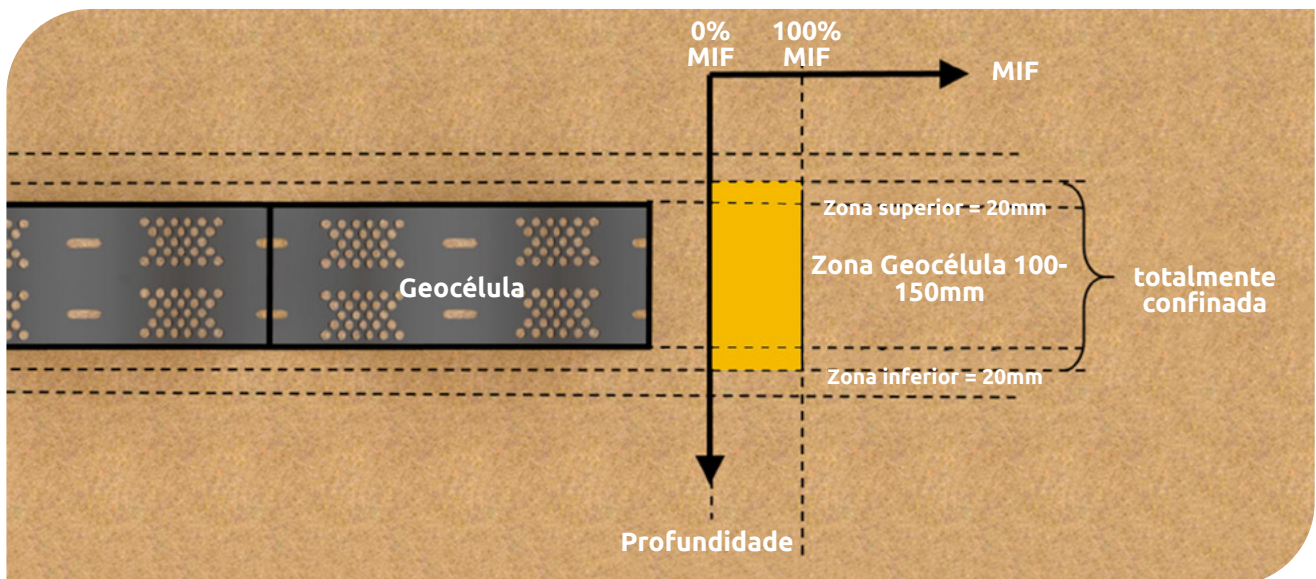
A pesquisa realizada mostra a distribuição do confinamento do material granular, que se aplica em função da altura da célula e tem limites estabelecidos, isso se reflete no percentual do valor MIF que se aplica dentro da distribuição dos módulos. As medições permitiram estabelecer três áreas de distribuição de confinamento em termos de MIF (Figura 7.12), estabelecendo uma área central que tem efeito de confinamento total por aplicação de MIF, enquanto a parte superior e inferior da Geocélula gera uma zona de transição onde o confinamento é parcial, vai diminuindo gradativamente até que o MIF tenha valor zero e não haja mais efeito de confinamento.



▲ Figura 7.12 | Distribuição do confinamento na área reforçada.

A zona de transição do MIF atua como um elemento de amortecimento, permitindo que o material de alto módulo (material reforçado com Geocélula) interaja facilmente com materiais moles ou de baixo módulo sem efeitos negativos devido à interação de camadas altamente rígidas.

Para fins de projeto, a zona parcialmente confinada não é levada em consideração, e o MIF só é eficaz para a Zona Totalmente Confinada, que corresponde à altura da célula (100-150 mm) mais 2 cm acima e 2 cm abaixo da Geocélula, como visto na Figura 7.13



▲ Figura 7.13 | Distribuição do confinamento na área reforçada.

Isso significa que, dentro da estrutura do pavimento, a chamada camada totalmente confinada estará sujeita a uma modificação do módulo por um valor correspondente ao MIF.

$$\text{Módulo material não reforçados} \times \text{MIF} = \text{Módulo reforçado melhorado}$$

No projeto com Geocélulas, devem ser seguidos os critérios estabelecidos no projeto racional de pavimentos, mas incluindo os módulos modificados devido aos efeitos do confinamento granular.

7.3.4 Procedimento de projeto

O projeto de estruturas de pavimentos reforçadas com Geocélulas é baseado no método racional de pavimentos do numeral 7.3.1

Passo 1. Projeto Inicial da estrutura do pavimento

Para fazer a comparação de projetos não reforçados e não reforçados, o projeto inicial da estrutura do pavimento deve ser conhecido. A estrutura pode ser desenhada pela metodologia que julgar apropriada. No entanto, para obter uma alternativa comparável, é necessário conhecer os parâmetros necessários para realizar a modelagem em um programa de projeto racional, (por exemplo, WINDEPAV¹), para obter os critérios de fadiga, deformações e deflexões da estrutura do pavimento. Esses parâmetros são:

1. Tráfego de projeto, eixo de carga de referência e período de projeto.
2. Espessura das camadas, características dos materiais (módulo elástico) e relação de Poisson de cada um dos materiais que conformam as camadas da estrutura.
3. CBR ou C_u , relação de Poisson, módulo resiliente do solo de subleito.

Neste caso, assume-se que para o projeto da estrutura do pavimento convencional, foram definidas as condições de drenagem da via, o tráfego do projeto foi calculado de acordo com as condições reais do projeto, as propriedades dos materiais que compõem a estrutura de acordo com as especificações de construção em vigor e todos os testes necessários foram realizados para caracterizar o solo do subleito.

Com os dados acima mencionados, a estrutura tradicional é modelada no programa de projeto

¹ Windepav. Software de projeto elaborado pelo Eng. Luis Ricardo Vasquez Varela.

racional e as tensões e deformações das diferentes camadas são calculadas:

- 🟢 **Critério de Fadiga:** Para as camadas de materiais betuminosos, tais como o concreto asfáltico, se verifica a deformação a tração na fibra inferior da camada.
- 🟢 **Critério de Deformação:** Para a camada do subleito se verifica o máximo esforço vertical aplicado. Também se pode verificar a deformação por tração sobre a camada do subleito.
- 🟢 **Critério de Deflexão:** Se verifica a máxima deflexão admissível de acordo com o tráfego projetado.

O projeto pode ter sido elaborado previamente por qualquer metodologia, entretanto, se se deseja realizar a verificação dos dados pela metodologia racional, os valores de esforços e deformações calculados (pelo programa) são comparados com os valores admissíveis correspondentes, que em todos os casos de projeto, devem cumprir com os admissíveis.

Definição de variáveis:

E_i = Módulo da camada i (Kg/cm^2).

h_i = Espessura da camada i (m).

ν_i = Coeficiente de Poisson da camada i .

ϵ_t = Deformação a tração (m/m).

ϵ_z = Deformação vertical (m/m).

σ_z = Esforço de compressão (kg/cm^2).

Os valores da deformação a tração na fibra inferior da camada asfáltica ϵ_t (fadiga) e a deformação a nível do subleito ϵ_z (deformação), determinam o Número de Eixos que pode suportar a estrutura e são calculados nas equações 7.19 e 7.20.

Fadiga pela equação de Shell.

$$\epsilon_t = (0.856V_b + 1.08) \times S^{-0.36} \times N^{-0.20} \quad (\text{Eq. 7.19})$$

Onde:

ϵ_t = Deformação admissível por tração.

V_b = Volume de asfalto (%).

N = Tráfego.

$S =$ Módulo da mescla (Pa).

Deformação pela equação de Shell com a confiabilidade de 95%,

$$\varepsilon_z = 1.79E^{-2} \times N^{-0.25} \quad (\text{Eq. 7.20})$$

Onde:

$\varepsilon_z =$ Deformação admissível por compressão no subleito.

$N =$ Tráfego.

Passo 2. Alternativa com Geocélula e Modificação de Módulos

O primeiro passo para o projeto é avaliar uma alternativa com Geocélula considerando os seguintes itens:

- ◆ O material de preenchimento da Geocélula poderá ser qualquer tipo de material granular.
- ◆ Se entende, que, se os módulos irão ser incrementados, pode-se pensar em reduzir a espessura de algumas camadas.

Uma vez proposta uma alternativa com Geocélula, se determina o MIG e se faz o cálculo dos módulos modificados, nas camadas em que se aplique.

Passo 3. Projeto pelo método racional

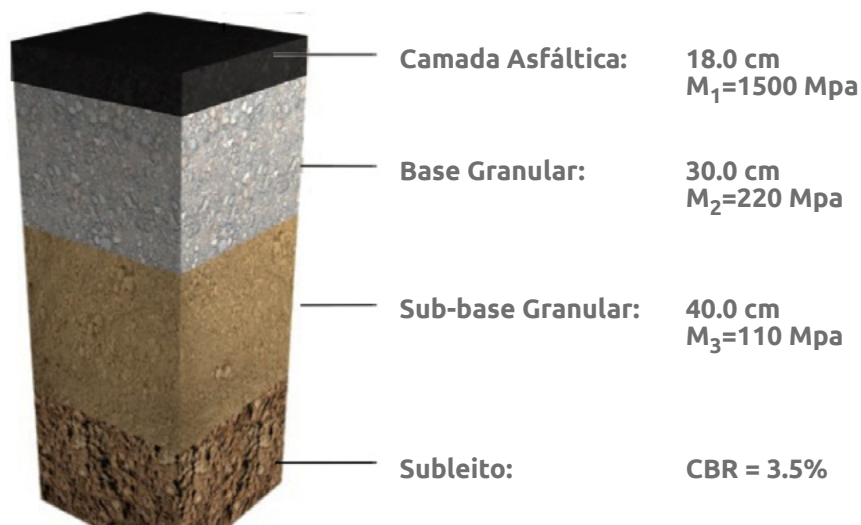
Posteriormente, se procede a modelagem da alternativa proposta da estrutura otimizada no programa de projeto racional (CEDEM, WINDEPAV, DEPAV, entre outros) e se avalia os critérios de deformação, deflexão e fadiga, para determinar o tráfego admissível ou verificar que se cumpre os valores mínimos de acordo com a alternativa tradicional projetada.

Passo 4. Ajuste de espessuras

Considerando os resultados do comportamento da estrutura modificada, poderá se pensar na redução das espessuras propostas para atingir resultados econômicos e tecnicamente mais viáveis. Assim, o projeto de alternativas, como em qualquer estrutura de pavimento, se ajusta continuamente para chegar na opção mais adequada.

7.4 Exemplo de projeto

Para a construção de uma via de 10 km de comprimento e largura média de 10.5 m, localizada no departamento de Casanare - Colômbia, os engenheiros projetistas elaboraram o seguinte a seguinte estrutura de pavimento, com base na informação geotécnica do local.



▲ *Figura 7.14 | Estrutura do exemplo.*

O tráfego esperado é de 7'039.780 eixos equivalentes de 8.2 Ton , para um período de projeto de 15 anos, tráfego importante devido ao crescimento de setores industriais na região.

O CBR do subleito, segundo a exploração do solo, é de 3.5% e corresponde a uma argila arenosa de moderadas características geomecânicas.

Para a determinação do MIF se em os seguintes dados:

O material empregado para o preenchimento da Geocélula é um seixo de rio com $\gamma = 20\text{KN/m}^3$, $c' = 0$ e $\phi' = 35^\circ$, os parâmetros do modelo hiperbólico de Duncan são: $R_f = 0.8$, $k = 600$, $k_u/k = 1.2$, $n = 0.4$. A altura da Geocélula é 150mm e espessura da parede 1.5mm, módulo de elasticidade da Geocélula 600 Mpa. So equipamento de compactação é do tipo CS533 E com 57 kN de carga e largura do rolo de 2.134m.

Devido a alta demanda de materiais de construção na região do projeto, não há disponibilidade do material requerido nas jazidas próximas, portanto há a necessidade de alguma solução técnica e economicamente viável com a qual se diminua a quantidade de material procedente de jazida e se

reduza a espessura total da estrutura, sem alterar o desempenho e a qualidade da via. Uma segunda alternativa, seria trazer material de uma jazida localizada a 100Km de distância, entretanto, os custos colocariam em risco o orçamento previsto para o projeto.

Como solução planeja-se o emprego da Geocélula para obter essas diminuições, especialmente no concreto asfáltico, cujo o custo aumenta muito o custo final da via.

A seguir, apresenta-se o cálculo da estrutura inicial de projeto e posteriormente se realiza o cálculo com a alternativa da Geocélula.

1. Para a análise da estrutura do pavimento, é necessário determinar o módulo de resiliência do subleito, o qual se pode obter a partir do CBR do subleito e dos dados de módulos e relação de Poisson.

Segundo os trabalhos de investigação de Powell et al. (1984), para CBR entre 2% e 12% se pode empregar a seguinte equação para relacionar o módulo do subleito, em MPa, com o CBR:

$$E_{sr} = 17.6 \text{CBR}_{sg}^{0.64} \quad (\text{Eq. 7.21})$$

Assim,

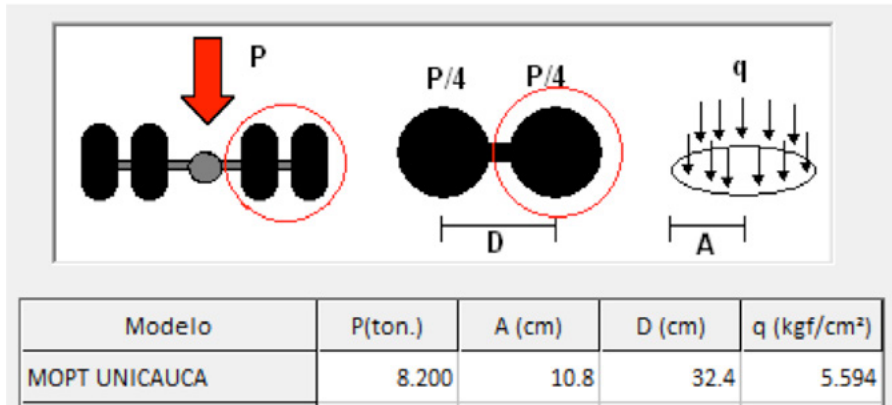
$$E_{sr} = 17.6(3.5)^{0.64} = 39,3 \text{ MPa}$$

Os módulos, espessuras e a relação de Poisson de cada um dos materiais envolvidos no projeto são apresentados na tabela 7.3.

Tabela 7.3 Valores de entrada para os materiais empregados

Camada	Espessura (cm)	Módulo (Kg/cm ²)	ν_i
Concreto asfáltico	18	15296	0.35
Base Granular	30	2243	0.40
Sub-base Granular	40	1122	0.40
Subleito	-	401	0.45

2. O primeiro passo para a definição das alternativas é a modelagem da estrutura do pavimento mediante um software de análise reacional de pavimentos, neste caso se utilizou o WINDEPAV, ver figura 7.15.



▲ Figura 7.15 | Escolha do modelo a analisar (Software Windepav).

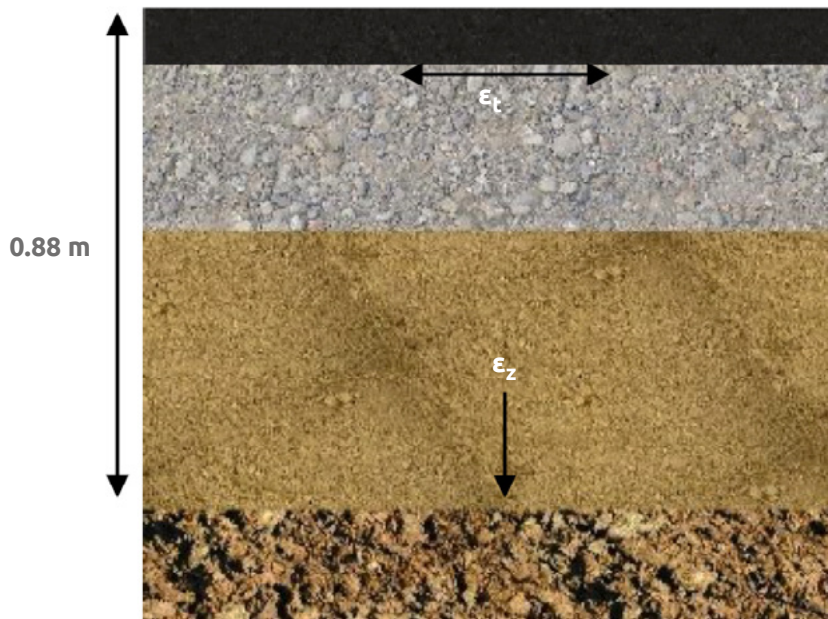
Capa	E (kgf/cm ²)	v	h (cm)
1	15296	0.35	18
2	2243	0.40	30
3	1122	0.40	40
4	401	0.45	

▲ Figura 7.16 | Dados de entrada da estrutura convencional.

Sistema de carga				Posição del valor máximo para una carga			Gráficos de respuesta				
Radio de las ruedas (cm)	10.80			A	B	C	Exportar resultados a Excel (csv)				
Distancia entre los centros de las ruedas (cm)	32.40										
Presión de contacto de las ruedas (kg/cm ²)	5.594										
Respuestas estructurales en las interfaces y evaluación del comportamiento por fatiga y ahuellamiento.											
Número de capas:		4									
No.	E (kgf/cm ²)	v	Z (cm)	Sigma T (kgf/cm ²)	Sigma Z (kgf/cm ²)	Tracción (fatiga)			Compresión		
						Épsilon T (microstrain)	N admisible	Factor de daño	Épsilon Z (microstrain)	N admisible	Factor de daño
1	1.530E+04	0.35	0.00	8.188E+00	5.598E+00	239.0			-137.0		
	Continua		18.00	-3.916E+00	1.101E+00	-212.0			232.0		
2	2.243E+03	0.40	18.00	2.407E-02	1.101E+00	-212.0			461.0		
	Continua		48.00	-3.222E-01	3.069E-01	-148.0			244.0		
3	1.122E+03	0.40	48.00	-5.884E-02	3.069E-01	-148.0			308.0		
	Continua		88.00	-1.417E-01	9.779E-02	-113.0			186.0		
4	4.007E+02	0.45	88.00	-5.078E-04	9.779E-02	-113.0			243.0		
Deflexión en el centro de la rueda doble D0 (1/100 mm)		51.68									
Radio de curvatura (m)		232.08									
Radio de curvatura x Deflexión (m x mm/100)		11994.6									
Salir y descartar los resultados											

▲ Figura 7.17 | Resultados do Modelo – Estrutura inicial.

Se revisam os valores esperados para os pontos críticos na estrutura do pavimento.



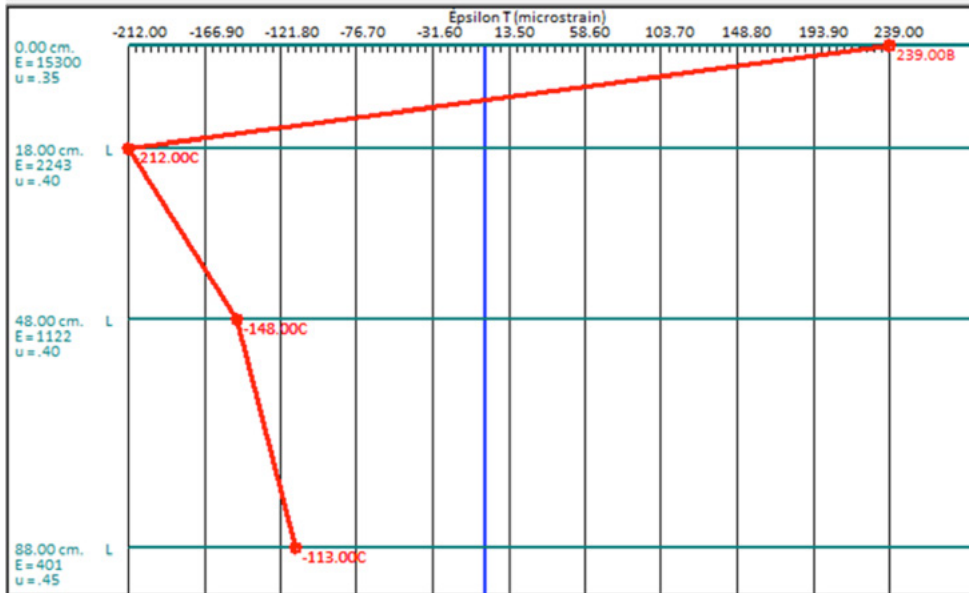
▲ Figura 7.18 | Esquema das variáveis a calcular - estrutura convencional.

Na tabela 7.4 apresentam-se os resultados por fadiga e afundamento da estrutura convencional.

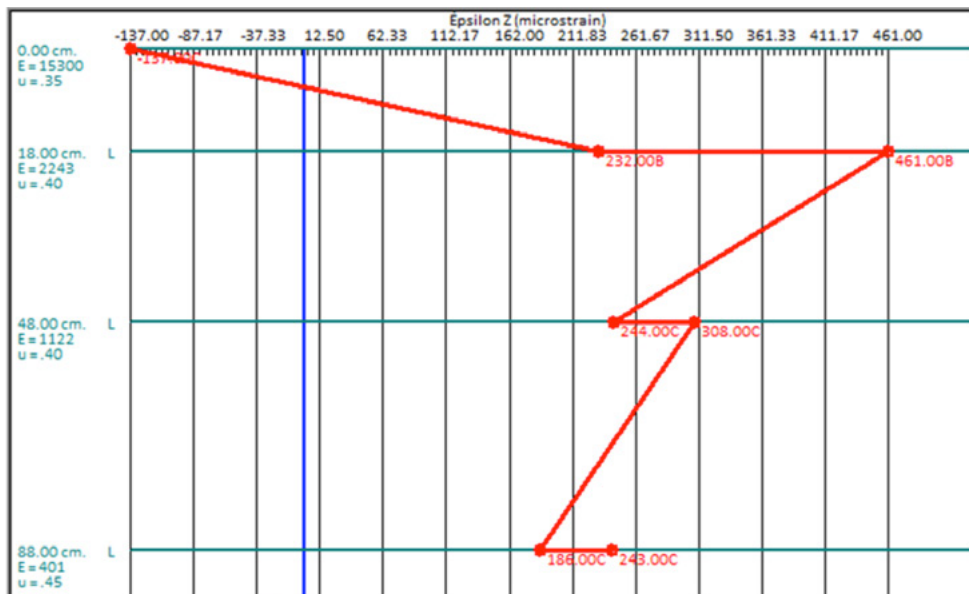
Tabela 7.4 Resultados de fadiga e deformação da estrutura convencional.

Critério	Valor	Unidade	Valor
Fadiga ϵ_t	Deformação horizontal na fibra inferior da camada asfáltica	m/m	212 E-6
deformação ϵ_z	Deformação vertical no nível do subleito	m/m	243E-6

Gráficamente se representa os valores de ϵ_t y ϵ_z , na estrutura analisada, figura 7.19 y 7.20 respectivamente.



▲ Figura 7.19 | Gráfico ϵ_t na estrutura do pavimento sem reforço.

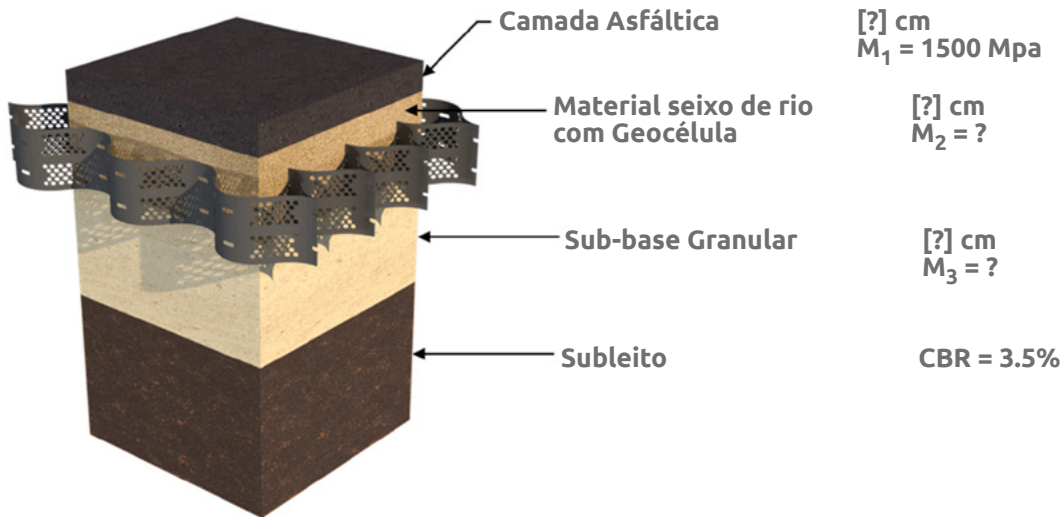


▲ Figura 7.20 | Gráfico ϵ_z na estrutura do pavimento sem reforço.

3. Propõe-se uma alternativa com Geocélula, a partir da qual se obtém os módulos modificados de trabalho.

Se utilizará material granular local denominado “seixo de rio” para o preenchimento da estrutura com Geocélula com um módulo de 110MPa, seguindo o padrão de que unicamente se pode utilizar qualquer tipo de material que se classifique como granular, localizado essa camada abaixo da

estrutura asfáltica, sendo a posição onde se obtém os melhores resultados econômicos na medida que se substitui a camada de base granular.



▲ Figura 7.21 | Esquema da estrutura reforçada com Geocélula

A Geocélula selecionada tem 150 mm de altura, com um tamanho de célula aberta de 310mm x 304mm, sendo a que permite melhores condições de compactação do material granular.

O passo seguinte consiste na determinação dos módulos modificados com base no conceito do MIF, explicado no numeral 7.3.2 do presente capítulo.

MIF

◆ Coeficiente de empuxo residual K_r

Um modelo conservador adota $K_r = 1$ toda vez que indica que não há inversão dos esforços principais, ver figura 7.6, trajetória de esforços.

◆ Cálculo do coeficiente de empuxo ativo equivalente K_{aa}

$$K_{aa} = \frac{K_a}{(1 - K_a) \left(\frac{c'}{\sigma'_3 \tan \Phi'} + 1 \right) * \frac{1}{R_f} + K_a}$$

$$K_{aa} = \frac{0.27}{(1 - 0.27) \left(\frac{0}{\tan 35} + 1 \right) * \frac{1}{0.8} + 0.27} = 0.24$$

◆ Cálculo da Rigidez da Geocélula.

Com a equação 7.15 se calcula o valor de J

$$J = (E_g \times t)$$

$$J = 600000 \text{Kpa} \times 0.0015 \text{m} = 900 \text{Kpa} \cdot \text{m} = 900 \text{KN/m}$$

◆ Cálculo do OCR, com os dados de altura da Geocélula, equipamento de compactação, peso unitário do material a compactar, ângulo de atrito interno do material de preenchimento, relação de Poisson.

Da equação 7.7 se calcula:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vo}}$$

Onde:

$$\sigma'_{vc} = \frac{\sigma'_{xp}}{K_o} \quad \text{Da equação 7.8}$$

$$\sigma'_{vc} = \frac{v_0 (1 + K_a) \left[\left(\frac{1}{2} \right) \frac{\gamma Q N_\gamma}{L} \right]^{1/2}}{K_o}$$

$$\sigma'_{vc} = \frac{0.23 (1 + 0.27) \left[\left(\frac{1}{2} \right) \frac{20 \times 57 \times 24.2}{2.134} \right]^{1/2}}{0.43} = 71.8 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vo} = \frac{h_{\text{Geocélula}} \times \gamma}{2} + q \quad \text{Da equação 7.12}$$

$$\sigma_{vo} = \frac{0.15 \times 20}{2} + (21 \times 0.18) = 5.3 \text{ kPa}$$

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vo}} = \frac{71.8}{5.3} = 13.5$$

◆ Cálculo da abertura equivalente da célula (m)

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4A_{GCE}}{\pi}}$$

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4 \times 47120}{\pi}} = 244.9 \text{ mm} = 0.245 \text{ m}$$

Índice de rigidez relativa do material reforçado com a Geocélula

$$S_i = \frac{2J}{kP_a d_{eq}}$$

$$S_i = \frac{2 \times 900}{600 \times 96 \times 0.245} = 0.128$$

Cálculo do índice de extensibilidade relativa em condições de carga

$$\beta_1 = \frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma_{v0} \text{OCR}}{P_a} \right)^n$$

$$\beta_1 = \frac{1}{0.128} \left(\frac{53 \times 13.5}{96} \right)^{0.4} = 6.95$$

Cálculo do índice de extensibilidade relativa em condições de descarga

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{\text{OCR}^n}$$

$$\beta_2 = \frac{6.95}{13.5^{0.4}} = 2.45$$

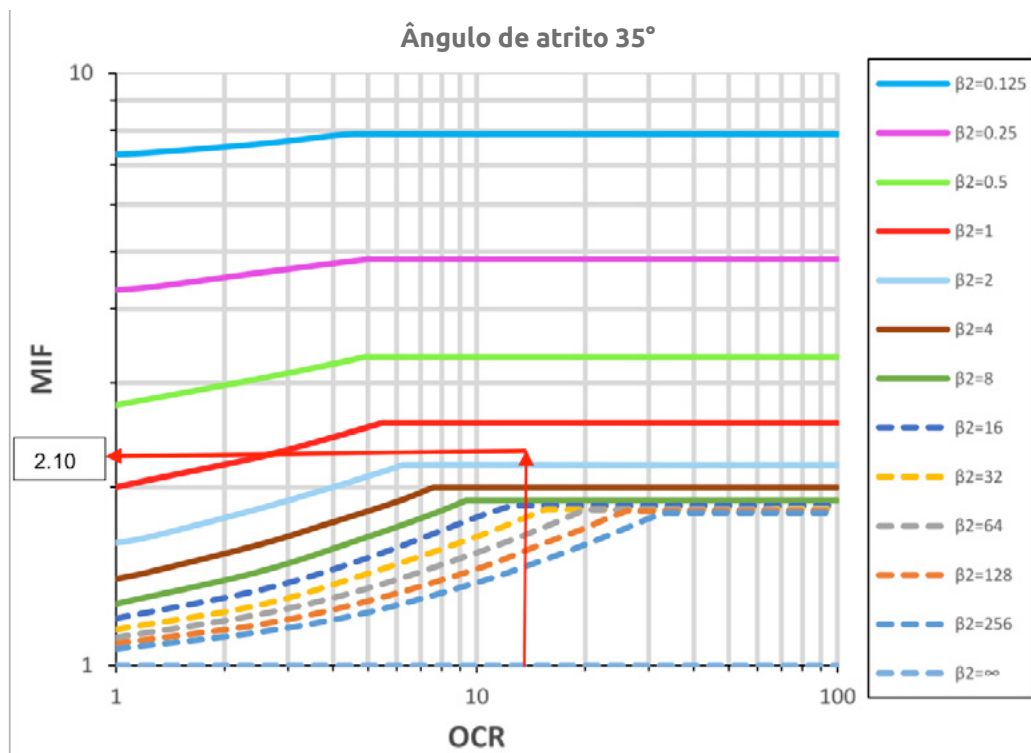
Cálculo do MIF

$$\text{MIF} = \left(\frac{K_r}{K_{aa}} \right)^n + \frac{0,5}{\beta_2 k_u / k} \left(\frac{1}{K_{aa}} \right)^n$$

$$\text{MIF} = \left(\frac{1}{0.24} \right)^{0.4} + \frac{0,5}{2.45 \times 1.2} \left(\frac{1}{0.24} \right)^{0.4} = 2.07$$

O valor do MIF para este projeto é de 2.07

Ao corroborar-lo com o ábaco, obtemos um valor aproximado de 2.10, muito próximo ao calculado numericamente. Adota-se 2.07 como o valor de projeto.



Camada Granular Local Reforçada com Geocélula

De acordo com o cálculo do MIF, o qual se aplica para a região totalmente confinada, se faz uma iteração para otimizar a espessura da camada de base granular substituindo-a com o material de seixo de rio e se determina o módulo equivalente dependendo da espessura da camada, conforme apresentado abaixo:

$$E_{\text{mod}} = \frac{(H_1) \times (\text{MIF}) \times (E) + (H_2) \times (E)}{H} \quad (\text{Eq. 7.22})$$

Onde:

H_1 = Espessura da zona totalmente confinada.

H_2 = Espessura da zona não confinada.

E = Módulo do material de preenchimento.

H = Espessura total da camada.

H_1 tem um valor de 17 cm, resultado da soma da altura da célula (15 cm) e 2 cm adicionais de acordo com o Gráfico da Figura 7.13.

H_2 neste caso corresponde a espessura da camada restante que no se encontra confinada, ou seja 8.0cm, considerando que a espessura total da camada H é 25cm.

O módulo do material de preenchimento corresponde ao material escolhido para o preenchimento (Granular do local, 110MPa).

Ao substituir na equação 7.17 se obtém:

$$E_{\text{mod}} = \frac{(17) \times (2.07) \times (120) + (8) \times (120)}{25} = 207 \text{ Mpa}$$

Este será o módulo que será empregado nas modelagens para essa camada.

Segundo a metodologia de Garcia – Avesani a relação de Poisson na camada reforçada é de 0.25.

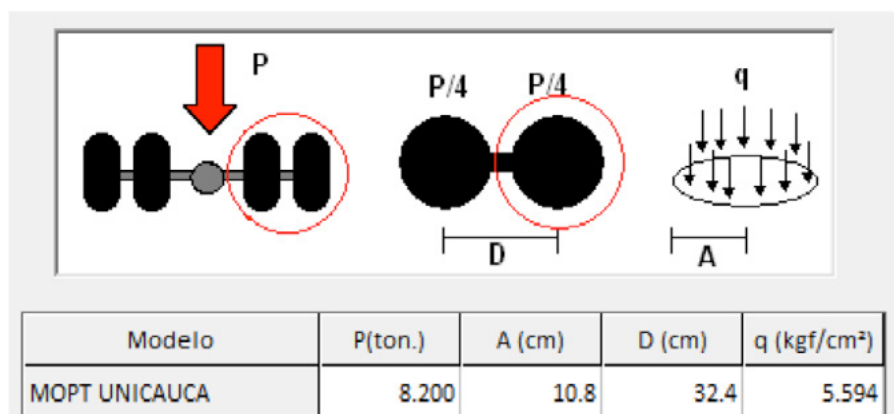
Camada Sub-base Granular

De acordo como Gráfico da figura 7.13, os 2cm subjacentes a Geocélula também estão sujeitos ao efeito de confinamento, assim, a camada de Sub-base Granular sofre uma modificação no módulo. Aplicando a equação 7.6 se obtém:

$$E_{\text{mod}} = \frac{(2)(3.0)(110) + (28)(110)}{30} = 124 \text{ MPa}$$

Este será o módulo de trabalho para a modelagem para os modelos mecanicistas.

4. Modelagem da estrutura com as novas características com o software WINDEPAV.



▲ Figura 7.22 | Escolha do modelo a analisar (Software Windepav).

Capa	E (kgf/cm ²)	v	¿E?	h (cm)	Liga
1	15296	0.35	¿E?	17	<input checked="" type="checkbox"/>
2	2110	0.25	¿E?	25	<input checked="" type="checkbox"/>
3	1265	0.40	¿E?	30	<input checked="" type="checkbox"/>
4	401	0.45	¿E?		<input checked="" type="checkbox"/>

▲ Figura 7.23 | Dados de entrada da estrutura reforçada com Geocélula.

Resultados del análisis

Archivo: D:\Documents\PAVCO 2019\NUEVO CAPITULO DEL MANUAL DE DISEÑO\CAPITULO 7\VERSION ENERO 2021\Ejemplo.pav

Descripción del proyecto: Ejemplo Manual

Sistema de carga: Radio de las ruedas (cm) 10.80, Distancia entre los centros de las ruedas (cm) 32.40, Presión de contacto de las ruedas (kg/cm²) 5.594

Posición del valor máximo para una carga: A Bajo una rueda simple, B Bajo una de las ruedas de la carga, C Al centro de la carga

Gráficos de respuesta, Exportar resultados a Excel (csv)

Respuestas estructurales en las interfaces y evaluación del comportamiento por fatiga y ahuellamiento.

Número de capas: 4

No.	E (kgf/cm ²)	v	Z (cm)	Sigma		Tracción (fatiga)			Compresión				
				T (kgf/cm ²)	Z (kgf/cm ²)	Épsilon T (microstrain)	N admisible	Factor de daño	Épsilon Z (microstrain)	N admisible	Factor de daño		
1	1.530E+04	0.35	0.00	8.555E+00	B	5.598E+00	A	256.0	B	-150.0	C		
	Continua		17.00	-4.079E+00	B	1.173E+00	B	-220.0	B	243.0	B		
2	2.110E+03	0.25	17.00	-1.866E-01	B	1.173E+00	B	-220.0	B	583.0	B		
	Continua		42.00	-3.283E-01	C	3.549E-01	C	-166.0	C	239.0	C		
3	1.265E+03	0.40	42.00	-9.167E-02	C	3.549E-01	C	-166.0	C	328.0	C		
	Continua		72.00	-2.203E-01	C	1.295E-01	C	-149.0	C	238.0	C		
4	4.007E+02	0.45	72.00	7.128E-04	B	1.295E-01	C	-149.0	C	319.0	C		

Deflexión en el centro de la rueda doble D0 (1/100 mm) 55.70

Radio de curvatura (m) 216.99

Radio de curvatura x Deflexión (m x mm/100) 12087.7

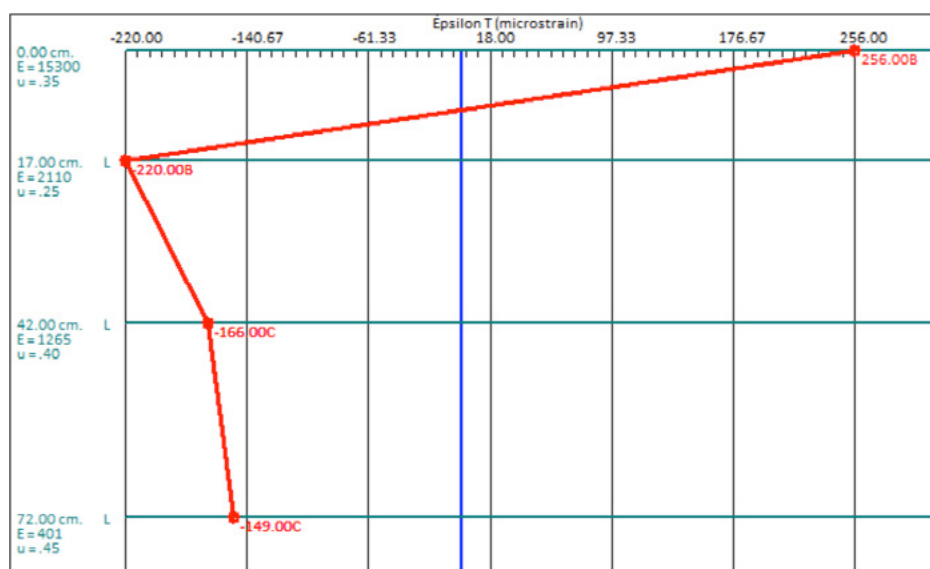
Salir y descartar los resultados

▲ Figura 7.24 | Resultados do Modelo – Estrutura reforçada com Geocélula.

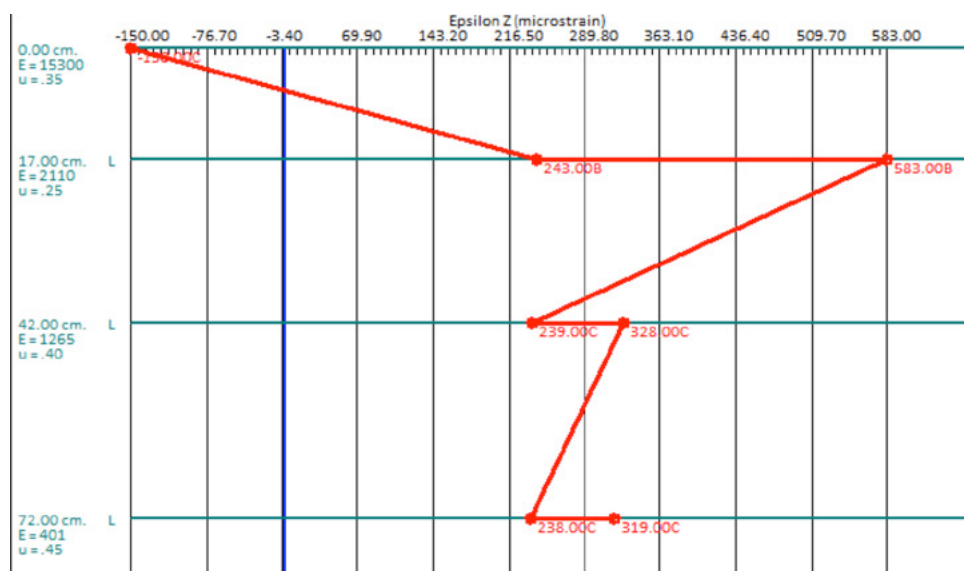
Os valores de deformação e fadiga da estrutura reforçada são apresentados na tabela 7.5.

Tabela 7.5 Valores admissíveis para a fadiga e deformação.

Critério	Valor	Unidade	Valor
Fadiga ϵ_t	Deformação horizontal na fibra inferior da camada asfáltica	m/m	220E-6
Deformação ϵ_z	Deformação vertical no nível do subleito	m/m	319E-6



▲ Figura 7.25 | Gráfico ϵ_t na estrutura do pavimento reforçada.



▲ Figura 7.26 | Gráfico ϵ_z na estrutura do pavimento reforçada.

Deve-se verificar que as condições de projeto cumprem com os requerimentos mínimos de durabilidade e resistência para garantir o confinamento no longo prazo, checando os critérios de sobrevivência.

De acordo com as equações 7.3 e 7.4 se determinam os valores admissíveis da estrutura e os valores comparativos se apresentam na tabela 7.6.

Fadiga pela equação de Shell mencionada anteriormente

$$\epsilon_t = (0.856V_b + 1.08) \times S^{-0.36} \times N^{-0.20}$$

Deformação pela equação de Shell com a confiabilidade de 95%:

$$\epsilon_z = 1.79E^{-2} \times N^{-0.25}$$

Conforme observado, a estrutura reforçada cumpre com os requerimentos do tráfego esperado. Adicionalmente, se faz um comparativo entre os valores da estrutura reforçada com Geocélula e a estrutura tradicional quanto as deformações máximas, ver tabela 7.5 e 7.6.

Tabela 7.6 Valores admissíveis para fadiga e deformação

Criterio	Unidade	Estrutura Tradicional	Estrutura Com Geocélula	Valores Admissíveis
Fadiga ϵ_t	m/m	212E-6	220E-6	223 E-6
Deformação ϵ_z	m/m	246E-6	319E-6	348 E-6

Com relação ao tráfego, se obtém os valores da Tabela 7.7.

Tabela 7.7 Comparação do Tráfego

Criterio	Unidade	Cálculo do Tráfego com Geocélula	Tráfego de Projeto	Observações
Fadiga ϵ_t	m/m	7'515,264	7'039.780	Cumpre
Deformação ϵ_z	m/m	9'914.011	7'039.780	Cumpre

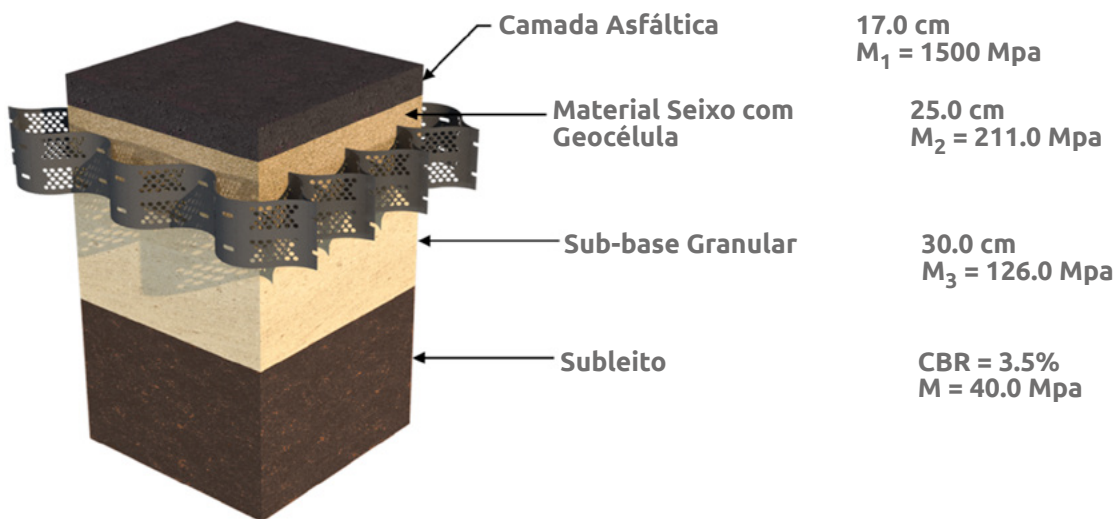
De acordo com a análise comparativa das alternativas propostas, a alternativa com Geocélula é a mais econômica e por isso é escolhida para o desenvolvimento do projeto, deixando a seguinte estrutura:

Tabela 7.8 Estrutura reforçada com Geocélula

Camada	Espessura (cm)	Módulo (Kg/cm ²)	Módulo (Mpa)
Concreto asfáltico	17	15296	1500
Base Granular	25	2110	210
Sub-base Granular	30	1265	126
Subleito	-	401	40

As espessuras otimizadas são:

- 1cm de camada asfáltica equivalente a 5.5%
- 5 cm de base granular que se substituiu por um material disponível na região da obra, equivalente a 16.6%
- 10 cm de sub-base granular, equivalente a 25%



▲ Figura 7.27 | Solução da estrutura reforçada com Geossintéticos.

7.5 Procedimento construtivo

Para que o desempenho da Geocélula seja adequado e sua vida útil conforme o esperado, tanto na fase de projeto quanto na de construção, variáveis importantes devem ser consideradas no processo de construção para que a aplicação do Geossintético seja bem-sucedida.

A seguir, apresenta-se brevemente um guia de instalação das Geocélulas e recomendações a partir das possíveis variáveis que se tenham para que o processo construtivo seja eficiente.

Passo 1: Determinação da superfície de apoio da Geocélula

É importante diferenciar a superfície onde a Geocélula será apoiada ao nível de reforço da estrutura do pavimento. Pode ser sobre um material granular remanescente (estrutura granular existente), Subbase Granular, Base Granular, Bases estabilizadas, entre outros, ou no nível do Subleito onde a Geocélula deve ser instalada com um Geotêxtil.

Passo 2: Escolha Geotêxtil de Separação

É importante incluir um Geotêxtil de Separação no projeto para evitar contaminação e migração do material granular. A opção por incluir um Geotêxtil Tecido ou Não Tecido deve-se basicamente à presença do lençol freático na área do projeto, se apresentado, recomenda-se incluir um Geotêxtil Não Tecido que esteja de acordo com o projeto apresentado no capítulo 5 deste desenho manual e caso não esteja presente recomenda-se a utilização do Geotêxtil Tecido.



▲ Imagem 7.1 | Extensão Geotêxtil de separação. Autovía Neiva Girardot, Colômbia.

Passo 3: Instalação de elementos de suporte para a extensão dos painéis

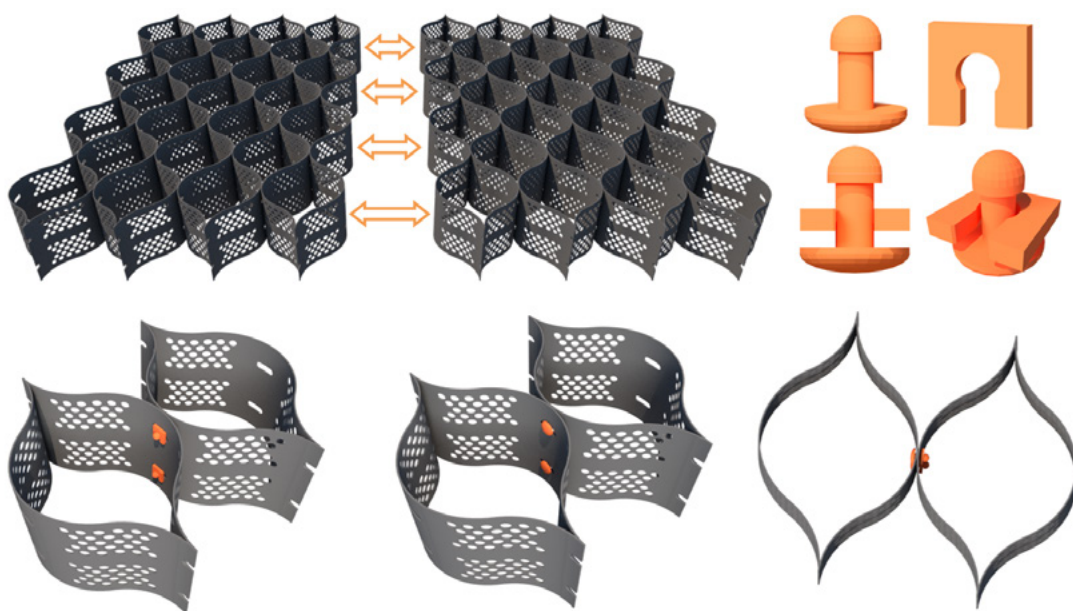
Devem ser incluídas barras ou hastes com diâmetro de 10mm - 12mm e comprimento 30cm - 40cm para instalação no sentido longitudinal da pista, de forma que sirvam de suporte na abertura do painel.



▲ Imagem 7.2. | Barras de suporte para a instalação das Geocélulas.

Passo 4: Equipamentos e elementos para união de painéis

Existem duas alternativas de união de painéis, a primeira com grampeador pneumático e os equipamentos necessários ao seu funcionamento (compressor, mangueiras, braçadeiras e usina em alguns casos) e a segunda com pinos conectores do mesmo material PEAD de alta resistência. Os pinos conectores desenvolvidos pela WAVIN são laranja para facilitar a identificação visual da junção dos painéis.



▲ Imagem 7.3 | União de painéis mediante pinos conectores.

Passo 5: Extensão dos painéis de Geocélulas para vias

Para vias, as Geocélulas mais empregadas são as de altura de 12 cm e 15 cm, dependendo da aplicação e da localização, o projetista escolherá o tipo de Geocélula a ser empregado.



▲ Imagem 7.4 | Extensão Geocélula de confinamento celular. Autovía Neiva Girardot, Colômbia.

Passo 6: Material de preenchimento da Geocélula

O material de preenchimento da Geocélula pode ser areia, subbase granular, base granular, solo ou asfalto reciclado.



▲ Imagem 7.5 | Material de preenchimento mescla de RAP e material granular. Autovía Neiva Girardot, Colômbia.

Passo 7: Equipamentos de extensão e compactação

São usados equipamentos convencionais de extensão, nivelamento e compactação de pavimentos.



▲ Imagem 7.6 | Equipamentos para extensão e compactação. Autovía Neiva Girardot, Colômbia.

Passo 8: Extensão e compactação do concreto asfáltico – Via Pavimentada

Em uma estrada pavimentada, realiza-se a extensão e compactação do asfalto após a instalação da camada de material granular reforçado com Geocélula.



▲ Imagem 7.7 | Execução Concreto Asfáltico. Autovía Neiva Girardot, Colômbia.

7.6 Bibliografia

- ◆ AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials (1993). Guide for design of pavement structures. Washington, D.C.
- ◆ Avesani Neto, J.O – (2013) Fatores que Interferem na Capacidade de Carga de Solos com Geocélulas.
- ◆ Avesani Neto, J.O., 2019. Application of the two-layer system theory to calculate the settlements and vertical stress propagation in soil reinforcement with geocell. Geotextiles. Geomembranes 47, 32–41.
- ◆ Han, J., Yang, X., Leshchinsky, D., Parsons, R.L., 2008. Behavior of geocell-reinforced sand under a vertical load. Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board 2045 95–101.
- ◆ INVIAS - Instituto Nacional de Vías (2013). Normas de ensayos de materiales para carreteras. Bogotá D.C., Colombia.
- ◆ INVIAS - Instituto Nacional de Vías (2007a). Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con bajos volúmenes de tránsito. Bogotá D.C., Colombia.
- ◆ Powell, W.D., Potter, J.F., Mayhew, H.C., Nunn, M.E. (1984). The structural design of bituminous roads. Transportation and Road Research Laboratory, Report No. 1132.
- ◆ Reyes, F.A. (2003). Diseño racional de pavimentos. 1ra. Edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá D.C., Colombia.
- ◆ GR.S. Garcia, J.O. (2020) Avesani Neto Stress-dependent method for calculating the modulus improvement factor in geocell-reinforced soil layers.



Capítulo 8

PAVIMENTAÇÃO E
Repavimentação

Um dos campos de aplicação que teve maior desenvolvimento na engenharia viária é o uso de Geossintético em obras tais como construção e reabilitação de pavimentos. Do correto entendimento sobre as propriedades desse tipo de materiais, de sua aplicação, instalação, funções a serem desempenhadas, benefícios e, inclusive, as próprias limitações que possui, dependerá em grande parte o sucesso que eles possam ter, **fornecendo, assim, economias substantivas na manutenção das obras viárias a serem executadas.**

Principalmente o uso de Geotêxteis e Geogrelhas em contato com misturas asfálticas, para a manutenção e reabilitação de estruturas de pavimento flexível será o principal tema em torno do qual o conteúdo do presente capítulo vai se desenvolver; não obstante, alguns temas relacionados com pavimentos rígidos serão tratados.

8.1 Antecedentes

Garantir as boas condições dos pavimentos, sob condições de serviço econômicas, seguras e confortáveis dentro do período de vida útil para o qual foram projetados e, além disso, mantê-los em um bom estado na maior parte do tempo possível após terminado o referido período foi uma preocupação permanente de parte das entidades públicas encarregadas de executar, manter e reabilitar em nível nacional e internacional essas estruturas. Os testes realizados em novos materiais que racionalizem de alguma maneira os custos de manutenção e reabilitação que a estrutura de pavimento exige trouxeram novos horizontes. Com o desenvolvimento dos Geossintéticos, os pesquisadores fizeram um aporte significativo para a engenharia, esclarecendo seu desempenho em aplicações específicas dentro da nova construção, reabilitação ou manutenção dos pavimentos.

No fim da década de sessenta, no Departamento de Transporte da Califórnia, Caltrans, começa-se a se fazer experimentos com os Geotêxteis, levando em conta que a principal função que eles deveriam cumprir era evitar a reflexão ou aparecimento de trincas substituindo os sistemas tradicionais, como bases de graduação aberta. Depois de quase duas décadas de ensaios de campo, laboratórios e estudos, foi possível quantificar os benefícios dos Geotêxteis nos projetos de repavimentação; eles têm sido usados quase que rotineiramente em toda a União Americana e na Europa.

Por outro lado, para um desenvolvimento mais recente a nível mundial na tecnologia de pavimentos para reforço de camadas asfálticas, visando minimizar os custos de manutenção, é oferecida a utilização de Geogrelhas de Fibra de Vidro, cujo objetivo é o reforço das camadas betuminosas, o que aumenta a resistência à fadiga e retarda o aparecimento e a reflexão de trincas superficiais.

Em resumo, os Geossintéticos entre as camadas asfálticas Geogrelhas de Fibra de Vidro e Geotêxteis

de Repavimentação) são utilizados dependendo de sua função, como uma barreira impermeável, uma camada intermediária para amortecimento de esforços, uma provisão de reforço à tração e/ou como uma interface para o controle de reflexão de trincas.

Na América Latina, há muitos anos, o uso dos Geossintéticos Geogrelhas de Fibra de Vidro e Geotêxteis para Repavimentação) em pavimentação converteu-se em uma das alternativas mais aceitas para realizar esses trabalhos, como complemento ao banho habitual com emulsão asfáltica na superfície antiga e posterior colocação da nova camada de asfalto.

8.2 Categorias de danos em pavimentos flexíveis

Os danos que uma estrutura de pavimento flexível apresenta podem ser classificados principalmente em quatro categorias, adicionando uma quinta correspondente a outros danos:

1. Trincas.
2. Deformações.
3. Perda de camadas estruturais.
4. Danos superficiais.

Tabela 8.1. Categorias de danos em pavimentos flexíveis

Categoria	Deteriorações
Trincas	Trincas longitudinais e transversais Trincas nas juntas de construção Trincas de reflexão nas juntas Trincas em meia lua Trincas de borda Trincas em bloco Trincas tipo couro de jacaré Trincas por deslizamento de camadas Produção de trincas incipientes
Deformações	Ondulações Saliência Afundamento Formação de Sulco
Perda de camadas estruturais	Descamação Buracos Remendo

Categoria	Deteriorações
Danos superficiais	Desgaste superficial Perda de agregado Polimento de agregado Desagregação Exsudação Sulcos
Outros danos	Escorregamento vertical da berma Separação da berma Afloramento de finos Afloramento de água

Universidade Nacional da Colômbia e Instituto Nacional de Vias. Estudo e investigação do estado atual das obras da rede nacional de estradas. Manual para a inspeção visual de pavimentos flexíveis. Bogotá 2006. Da mesma maneira, as deteriorações mencionadas encontram-se marcadas dentro de duas grandes classificações: Estruturais e Superficiais [A. Montejo Ingeniería de pavimentos, Tomo 2 Ed.3, Universidad Católica de Colombia].

8.2.1 Deteriorações de tipo estrutural

Correspondem a aqueles defeitos originados pela falha estrutural do pavimento, seja no subleito, camadas granulares e/ou camadas asfálticas.

Quando o tráfego e os fatores climáticos, sozinhos ou em conjunto, fazem com que se exceda a capacidade da camada estrutural para resistir elasticamente aos esforços impostos ou que as deformações sejam tão altas que provoquem a fadiga dos materiais afetando suas características mecânicas, é gerada a insuficiência estrutural do pavimento e ocorrem deformações e trincas.

Dentro das deteriorações comuns causadas por uma falha estrutural se evidenciam: formação de afundamentos e outras deformações estruturais, trincas longitudinais por fadiga, couro de jacaré, buracos, entre outros.

Nesse caso, é necessária a colocação de um reforço como aporte estrutural sobre a estrutura antiga. Nos casos em que a gravidade das trincas não evoluiu (baixa gravidade), a colocação de um elemento de transição que evite o reflexo de trincas na superfície é uma das maneiras de completar a situação para esse tipo de patologias.



▲ Imagem 8.1 | Couro de jacaré.

Imagem 8.2 | Couro de jacaré acompanhada de formação de afundamentos (der.)Alta gravidade.¹



▲ Imagem 8.3 | Trinca Longitudinal.²



▲ Imagem 8.4 | Formação de afundamentos.

8.2.2 Deteriorações na superfície

Correspondem àqueles defeitos que acontecem no rolamento, visíveis na superfície e originados por falhas na camada asfáltica que não são do tipo estrutural. Elas afetam principalmente a funcionalidade do pavimento em termos de conforto, ruído e segurança.

Dentro das deteriorações comuns nas superfícies podem ser mencionadas: trincas longitudinais na junta de construção, trincas de retração térmica ou em bloco, fissuração incipiente, polimento de

¹ Manual de Evaluación de pavimentos INVEAS. Venezuela.

² Manual de Inspección de pavimentos flexibles UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA E INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS.

agregado, desagregação e exsudação.

Esse tipo de falhas funcionais podem ser resolvidas mediante a colocação de camadas asfálticas de muito baixa espessura e baixo aporte estrutural no pacote, sem esquecer a aplicação de técnicas construtivas ou de elementos de transição que controlem o reflexo das trincas existentes na nova superfície.



▲ Imagem 8.5 | Trincas em bloco.³



▲ Imagem 8.6 | Desagregação com trincas.

Falhas em superfície como painelas e escorregamentos devido ao deslizamento das camadas fazem parte da deterioração da superfície, mas requerem tratamentos adicionais para a colocação de uma nova camada asfáltica.



▲ Imagem 8.7 | Painela.³



Imagem 8.8 | Formação de trincas por escorregamento de camadas.³

³ Manual de Inspección de pavimentos flexibles UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA E INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS.

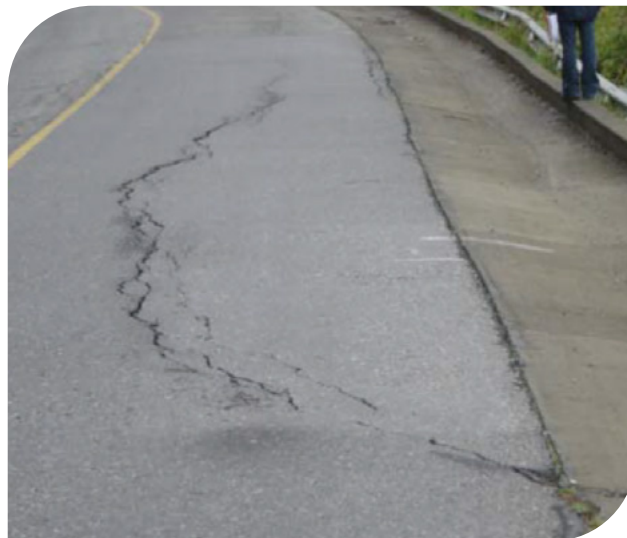
8.2.3 Outras Deteriorações

Correspondem a defeitos cujas causas originam de falhas não diretamente associadas à estrutura de pavimento, mas sim defeitos de estruturas próximas ou falhas geotécnicas adjacentes.

Esse é o caso de deteriorações como trincas em meia lua, trincas de borda, separação ou corrimento de berma, em que instabilidades de margens, falhas em taludes, falta de confinamento lateral da estrutura e/ou ausência de estruturas de contenção são parte das causas.



▲ Imagem 8.9 | Trinca de borda.



▲ Imagem 8.10 | Formação de trinca em meia lua.⁴

8.3 Trincas na superfície

A aparição de trincas na superfície dos pavimentos flexíveis é um tema que deve ser tratado com especial cuidado, dado que é o principal indicativo ou indício de sua falha.

Através das trincas, a água penetra na estrutura, gerando, por sua vez, diferentes problemas em cada camada. Em camadas asfálticas, a água debilita a aderência entre o asfalto e o agregado da mistura, oxida o asfalto dado seu conteúdo de oxigênio e, adicionalmente, deteriora a união entre camadas gerada pelo banho de emulsão asfáltica e o primer.

Ao chegar a camadas granulares (base e sub-base), a presença de água com dificuldade para ser drenada, limita a capacidade do agregado para resistir as cargas aplicadas rápida e continuamente, o que se expressa em baixa capacidade de suporte da estrutura. No subleito, o efeito da água pode

⁴ Manual de Inspección de pavimentos flexibles UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA E INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS.

chegar a ser ainda mais prejudicial, especialmente se for do tipo argiloso, dada a sua baixa capacidade de carga por estar saturado.

É claro que os meios através dos quais a água pode entrar no pavimento, diferente das trincas na superfície, podem ser diversos; por isso, a estrutura deve estar projetada para trabalhar em sua presença, de tal maneira que a água que consiga atravessar a camada de rolamento seja evacuada rapidamente. Uma estrutura de pavimento atuando sob condições não drenadas terá uma capacidade de suporte muito baixa se não for projetada para isso, especialmente quando construída em zonas de alta precipitação. Um pavimento bem drenado dura aproximadamente o dobro que um pavimento mal drenado [Christofer e McGuffey, 1997].

As trincas como consequência da fadiga, retração e enrijecimento do concreto asfáltico correspondem a problemas comumente observados ao examinar visualmente um pavimento flexível. Por outro lado, mas não menos importante, a reflexão de trincas de camadas subjacentes presente em pavimentos já reabilitados ou, inclusive, em rolamentos de pavimentos que ainda não sofreram intervenção, devido à trincas de bases estabilizadas com cimento, por exemplo, correspondem a graves desafios da engenharia de pavimentos.

8.3.1 Trincas por fadiga

A fadiga do concreto asfáltico como camada de rolamento do pavimento é um dos principais critérios de falha a ser analisado dentro da metodologia de projeto racional.



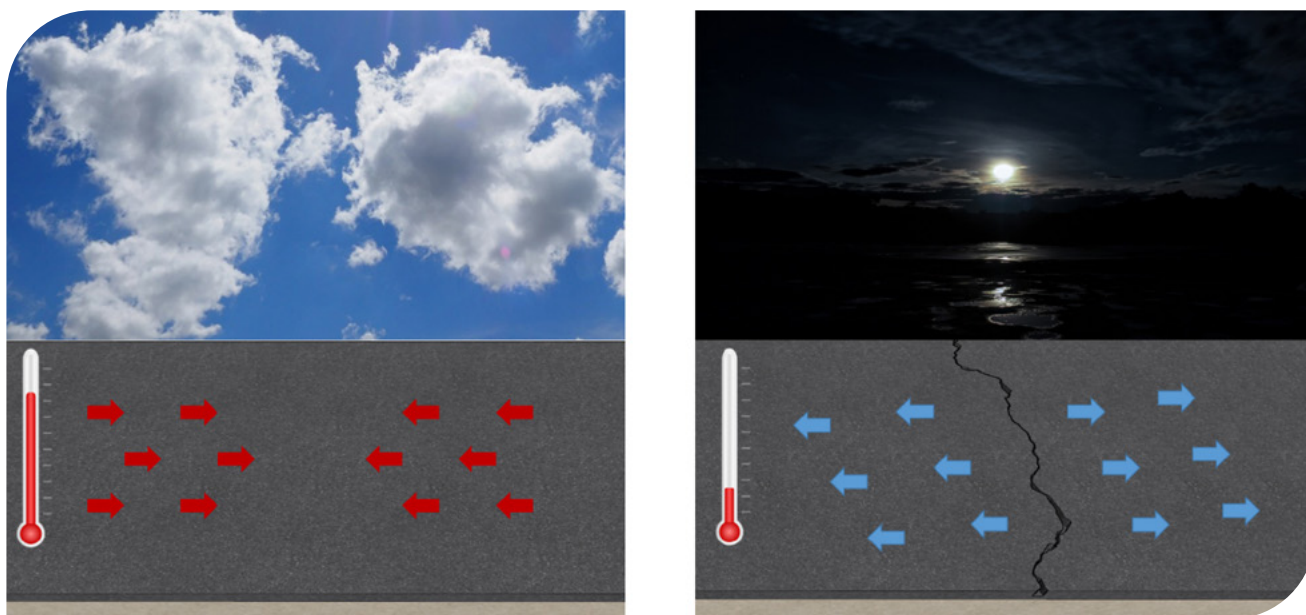
▲ Imagem 8.11 | Esquema de trinca por fadiga.

As cargas de tráfego provocam a a flexão da camada betuminosa, induzindo esforços de tração na sua parte inferior, que sob ação repetida chegam a gerar uma deformação horizontal tal que ultrapasse os limites admissíveis e gere a trinca na direção ascendente também chamada “bottom-up cracking”.

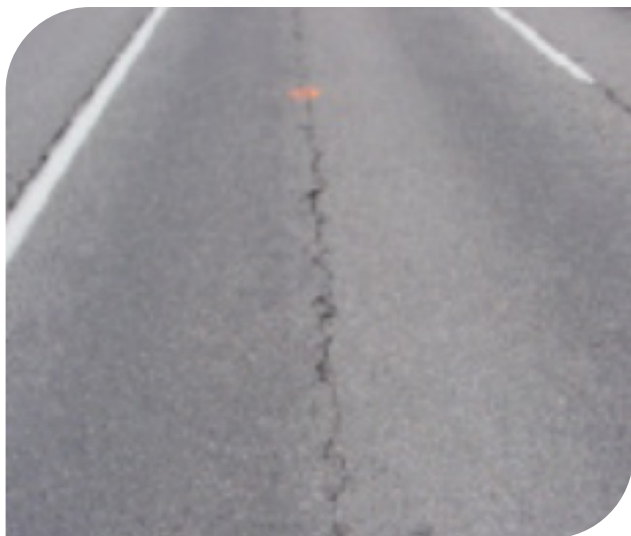
8.3.2 Trincas por retração

Os esforços de contração que o concreto asfáltico sofre desde a sua superfície devido a gradientes térmicos frequentes, quer dizer, variações constantes de temperatura, originam principalmente esse tipo de trincas. O aumento da temperatura faz com que a mistura asfáltica perca rigidez, mas quando as temperaturas baixam geram-se trações na superfície do rolamento fora dos limites admissíveis, gerando as trincas por retração de maneira descendente chamadas tecnicamente “top-down cracking”.

O “Top-down” também pode ser apresentado devido a tensões superficiais originadas por veículos pesados com altas pressões de calibragem.



▲ Imagem 8.12 | Esquema de trincas por gradiente térmico.



▲ Imagem 8.13 | Trinca longitudinal.⁵



▲ Imagem 8.14 | Núcleo com "top-down cracking".

8.3.3 Trincas por envelhecimento

A combinação dos efeitos de temperatura e umidade é o fator que origina o envelhecimento da mistura asfáltica. A ação do ar e a água oxidam o asfalto dado seu conteúdo de oxigênio, fazendo aumentar sua rigidez e, por conseguinte, fazendo-o cada vez menos capaz de absorver tensões. Se, somado a isso apresentam-se efeitos de contração por alterações de temperatura, o resultado será a aparição de trincas na superfície.

8.3.4 Trincas por reflexão

Se a camada asfáltica de repavimentação é aplicada sobre uma camada fissurada sem um tratamento prévio, os movimentos horizontais, verticais ou ambos das fissuras ou trincas existentes, serão a causa da propagação das trincas para a superfície afetando a nova camada asfáltica; este fenômeno é conhecido como reflexão ou traçado de trincas. Esse efeito também será apresentado em pavimentos semirrígidos quando uma camada estabilizada com cimento apresenta trincas e elas se propagam na superfície.

Os movimentos horizontais mencionados devem-se às contrações ocorridas nas camadas trincadas pela queda de temperatura, efeito que gera tensões na nova camada. Os movimentos verticais se apresentam na passagem do veículos pesados de um e outro lado da trinca, o que gera esforços de cisalhamento na camada recentemente construída.

⁵ La Fisuración en pavimentos asfálticos y sus mecanismos de deterioro. UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA, CHILE. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DA CATALUNHA, ESPANHA

O Guia de Projeto AASHTO 2002 apresenta uma equação que prediz em função do tempo e da espessura da camada asfáltica de reforço, a evolução do reflexo das trincas existentes no pavimento deteriorado através da camada de reforço.

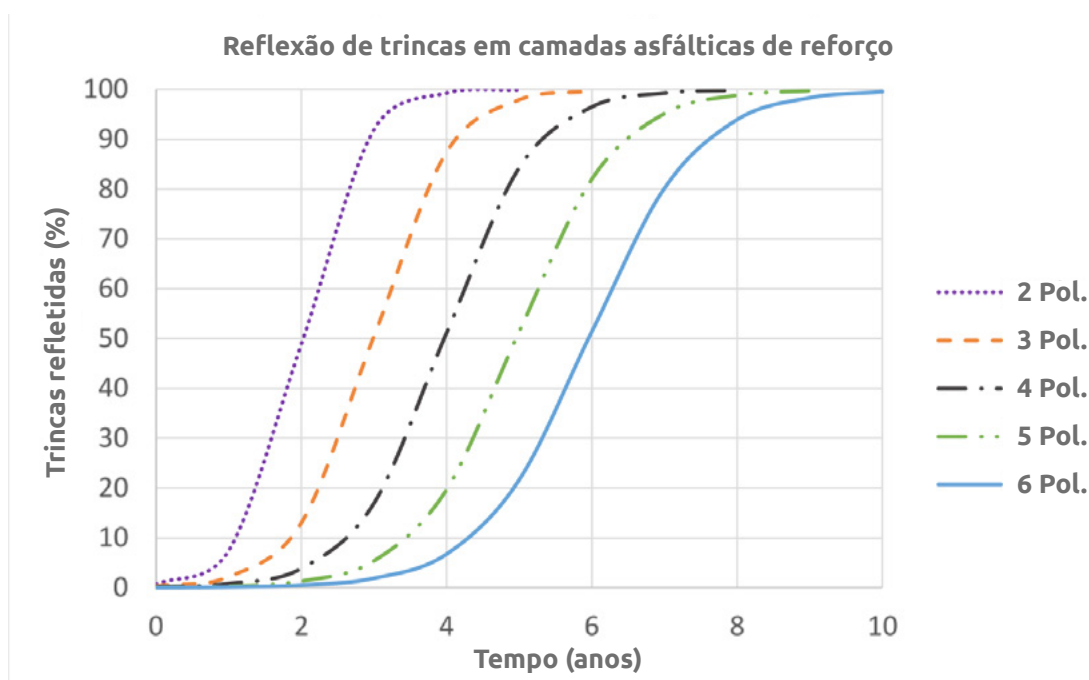
$$RC = \frac{100}{1 + e^{a+bt}} \quad (\text{Eq. 8.1})$$

RC = Porcentagem de trincas refletidas (%)

a = Parâmetro de ajuste = $3.5 + 0.75h$

b = Parâmetro de ajuste = $-0.688584 - 3.37302 h^{-0.915469}$

h = Espessura de sobrecamada asfáltica (polegadas)



▲ Gráfico 8.1 | Reflexo de trincas existentes em camadas asfálticas de reforço de acordo com a Equação de Guia de Projeto AASHTO 2002.

De acordo com a teoria empírica mencionada na Guia Metodológica para o projeto de obras de reabilitação de pavimentos de estradas do Instituto Nacional de Vias, 2da Ed.2008, uma trinca é refletida a uma taxa de 1 polegada por ano através de uma camada betuminosa densa.

Para o caso de pavimentos rígidos com sobrecamada asfáltica, a porcentagem de formação de trinca refletida aumentará em uma taxa maior do que em um pavimento flexível, sendo mais dramático naqueles em que a transferência de carga é pobre.

8.4 Sistemas antirreflexão de trincas com Geossintéticos

Envolver produtos Geossintéticos dentro das camadas asfálticas da estrutura de pavimento novo ou dentro de uma repavimentação com alcance funcional (restauração) ou estrutural, é uma prática que faz parte de diversas alternativas aceitas, ainda que mais utilizada para o segundo dos casos mencionados. Relações custo-benefício elevadas tornam factível e conveniente economicamente o uso de sistemas antirreflexo ou também chamados de interposição, que incluam Geossintéticos em sua composição.

Em uma porcentagem muito baixa de eventos, uma vedação de trincas antes da colocação de uma nova camada asfáltica de rolamento é uma solução duradoura; ao contrário, um manejo ruim das trincas antes de uma repavimentação origina elevados custos de manutenção em curto prazo devido à nova vedação de trincas e remendos, além da obstrução do tráfego.

Principalmente, o uso de Geossintéticos dentro de camadas betuminosas é proposta quando se busca evitar, diminuir ou debilitar a reflexão de trincas, pois estes, quando escolhidos e instalados corretamente, distribuem os esforços uniformemente, absorvem parcialmente a energia de propagação e tornam o efeito de reflexão lento e difícil.

As principais funções dos Geossintéticos dentro dos sistemas para o controle de trincas são:

1. Reforçar.
2. Resistir a deformações elevadas.
3. Impermeabilizar.

Deve-se ter em conta que, com apenas um deles, NÃO se podem obter as três funções; sem dúvida, existe a opção de combiná-los.

Atualmente, existem sistemas de retardo e antirreflexão de trincas, dentre os quais se podem encontrar:

1. **Geotêxteis de polipropileno para repavimentação:** Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas saturadas com asfalto para casos nos quais as trincas não sejam devido à falhas estruturais. Geotêxteis normalizados no Artigo 4646 das Especificações Gerais de Construção do Instituto Nacional de Vias 2013, Colômbia. Norma AASHTO M288-17.

Em países onde a norma exige Geotêxteis para repavimentação com ponto ou temperatura de

fusão superiores a 150°C, recomenda-se empregar Geotêxteis fabricados em poliéster.

2. **Geogrelhas de Fibra de Vidro:** Combinação de Geogrelha Biaxial de Fibra de Vidro com revestimento asfáltico, em casos em que se apresentem trincas com alta gravidade.
3. **Geogrelhas de poliéster:** Geogrelhas Biaxiais tecidas de poliéster impregnadas geralmente com substância betuminosa para o controle da reflexão de trincas.
4. **Combinação de Geogrelha e Geotêxtil NT:** combinação de Geossintéticos para um intervalo mais amplo de benefícios controladores de fissuração, não necessariamente com contato entre eles.
5. **Camadas intermediárias de alívio de tensões:** mais conhecidas como SAMI por suas siglas em inglês, são tratamentos superficiais com aglutinantes de asfalto modificado com borracha ou polímero ou, incluindo Geotêxteis saturados com asfalto modificado.
6. **Vedações de areia-asfalto e vedações de asfalto modificadas:** em processos de trincas incipientes.
7. **Camadas de alívio:** Misturas asfálticas a quente com elevada proporção de vazios com ar.

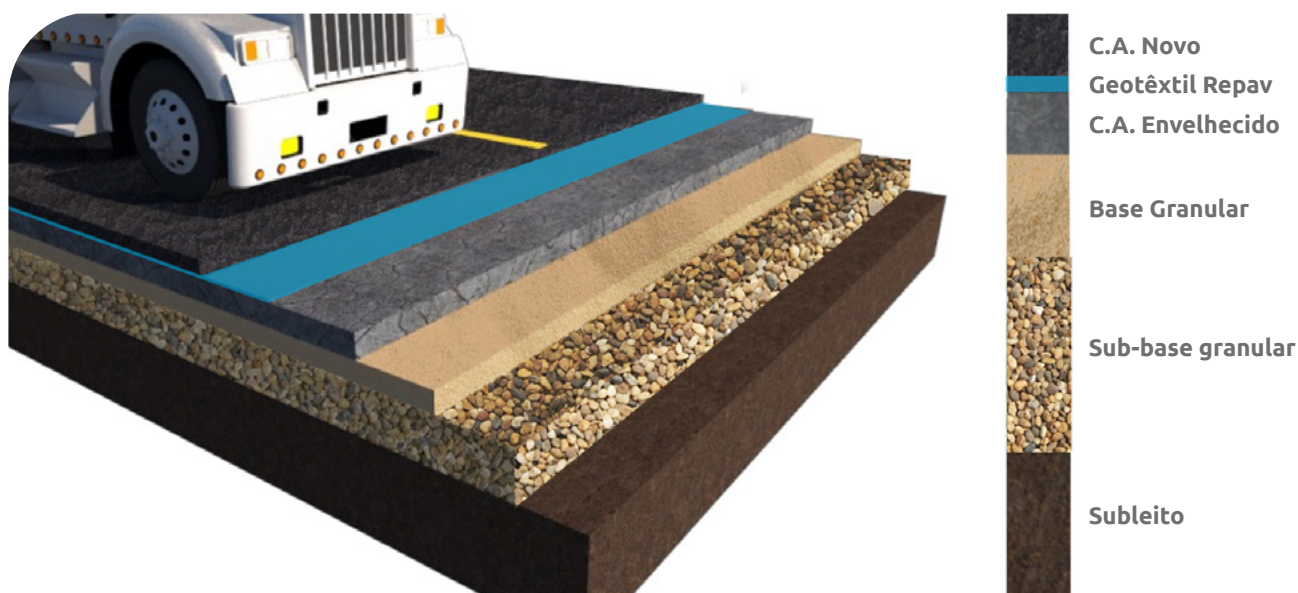
Para escolher entre as opções mencionadas anteriormente, é necessário chegar a uma aproximação de engenharia para cada problema específico, o qual deve incluir os seguintes itens:

- a. Identificação do problema.
- b. Avaliação dos fatores e mecanismos envolvidos.
- c. Análises das possíveis soluções e suas respectivas limitações.
- d. Possibilidades em termos da efetividade de cada solução versus os custos que acarreta.
- e. Análise do projeto e considerações construtivas.

Mas, além disso, deve-se ter em mente que o momento para começar com a construção de um sistema que retarda o aparecimento de trincas é sem dúvida durante as primeiras etapas de aparição delas, quando apenas se vislumbram trincas de linhas finas no pavimento. Neste ponto, pouca água se infiltrou através da estrutura como para ceder e debilitar o solo do subleito.

8.4.1 Geotêxtil Não Tecido de polipropileno para repavimentação

Utilizados para prevenir ou reduzir a propagação de trincas, a aparição de trincas do tipo couro de jacaré e outras trincas que afetam funcionalmente o pavimento.



▲ Imagem 8.15 | Repavimentação com Geotêxtil Não Tecido – Repav.

As duas funções básicas que o Geotêxtil saturado com asfalto cumprem são:

8.4.1.1 Barreira impermeabilizante

Apesar do concreto asfáltico ter sido submetido a um processo de compactação e sua relação de vazios ser muito baixa, é preciso considerá-la como um elemento permeável, através do qual se infiltrará uma grande porcentagem de água superficial que poderá chegar às camadas granulares e ao subleito, amolecendo-as e afetando seus parâmetros de resistência e deformação. Outros efeitos igualmente adversos gerados pela água são o aumento de poropressões que reduz os esforços efetivos do solo e o efeito de “prensa” que faz diminuir a dissipação dos esforços produzidos por cargas de trânsito através de camadas granulares, sendo estes transmitidos ao subleito diretamente pela água que se encontra entre as partículas do solo. Com o objetivo de evitar as situações anteriores, é necessária a colocação de uma barreira impermeável que detenha o processo de infiltração, prolongando a vida útil do pavimento, diminuindo os custos de manutenção e retardando um novo processo de repavimentação.

Tal barreira deverá estar constituída por um Geotêxtil Não Tecido, especial para aplicações de pavimentação e repavimentação, que servirá como meio para abrigar uma quantidade determinada de asfalto residual até alcançar sua saturação, além de uma quantidade adicional para permitir a adesão do Geotêxtil na superfície antiga (camada asfáltica inferior) e a nova camada de rolamento.

A quantidade de cimento asfáltico a ser utilizado é um dos pontos sobre os quais se deve ter o maior

cuidado.

Uma das normas construtivas internacionais para repavimentação (Task Force 25, composta por AASHTO, AGC e ARTBA) que teve a maior aceitação da parte dos engenheiros rodoviários em todo o mundo exige, no mínimo, que a quantidade de cimento asfáltico para saturar o Geotêxtil deve ser de 0,9 L/m²; essa é uma das razões pelas quais o Geotêxtil a ser utilizado deve ser um Não Tecido puncionado por agulhas que, graças a sua espessura e porosidade, permitem alojar tal quantidade de asfalto.

Devem-se considerar outros fatores adicionais para determinar a quantidade adequada de cimento asfáltico ou ligante a ser utilizado em que sejam contemplados, sobretudo, o estado de porosidade do concreto asfáltico antigo.

Uma quantidade insuficiente de ligante poderá fazer com que o Geotêxtil não seja totalmente saturado, perdendo-se o efeito de impermeabilização ou pode ser que a adesão entre o Geotêxtil e as camadas de concreto asfáltico não sejam o suficiente, originando, tempos depois, uma superfície potencial de falha por deslizamento. Uma quantidade excessiva de ligante originará um problema de exsudação de asfalto.

8.4.1.2 Membrana Amortizadora de Esforços

Quando uma camada de repavimentação é colocada sobre a superfície antiga, os esforços gerados pelas trincas na camada de concreto asfáltico antiga podem ser transmitidos até a nova camada de pavimentação, originando uma trinca por reflexão tardia.

Ao instalar um Geotêxtil para repavimentação entre as camadas de concreto asfáltico nova e velha, atrasa-se a formação de trincas por reflexão, porque esta atua como uma cobertura flexível de espessura suficiente que absorve esforços de tensão tangenciais entre a camada de pavimento antigo e a camada de pavimento novo, permitindo movimentos leves dentro da intercobertura de Geotêxtil, sem tensionar a nova camada de repavimentação em concreto asfáltico.

Assim, prolonga-se a vida útil das camadas repavimentadas. Os Geotêxteis Não Tecidos saturados com asfalto têm um módulo de elasticidade baixo e absorvem as deformações sem transferi-las.

O Geotêxtil para Repavimentação alivia parcialmente a transferência de esforços induzidos pelo tráfego nos arredores das trincas, atuando com uma camada de alívio de esforços. A presença do Geotêxtil saturado protege a camada de base dos esforços de cisalhamento gerados pelas cargas

geradas pelo tráfego e, portanto, uma gama maior de deformações verticais e mesmo deflexões é tolerada. Dos estudos realizados, concluiu-se que as 2/3 partes do alívio de esforços devem-se ao cimento asfáltico que satura o Geotêxtil e o resto é devido ao Geotêxtil que funciona como contenção.

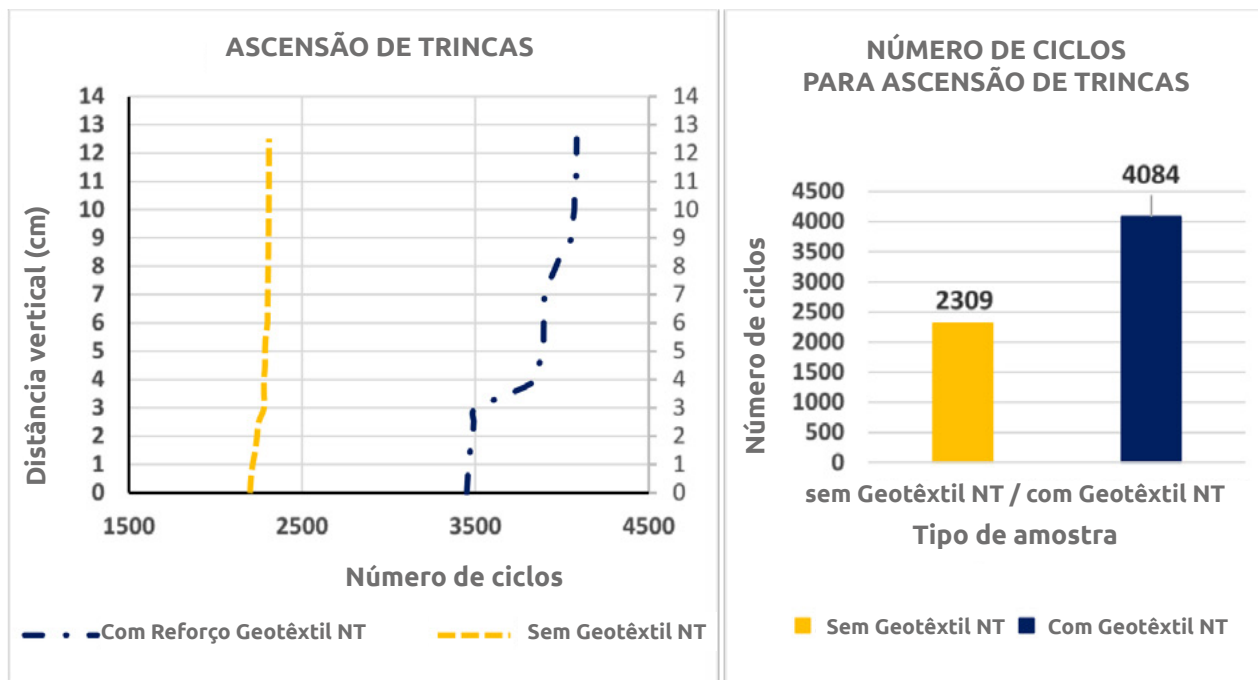
O uso de Geotêxtil saturado torna menor tanto a velocidade de propagação como a abertura das trincas. Ao colocar uma camada de repavimentação sem uma intercamada de Geotêxtil, está sendo incrementada a espessura total da estrutura do pavimento e aumentando os esforços de tensão na base do concreto asfáltico.

Quando é colocada uma intercamada de Geotêxtil, está sendo gerado um efeito de separação, permitindo um deslocamento relativo entre as camadas graças à capacidade de suportar deformações do Geotêxtil saturado com asfalto. Os esforços de tração gerados podem ser atribuídos, então, à espessura individual de cada uma das camadas, conseguindo diminuí-los.

O nível de benefício que uma membrana amortizadora de esforço proporciona para tornar mais lenta a fadiga de uma camada de pavimentação dependerá das características da membrana, incluindo seu módulo de elasticidade, espessura e a quantidade de modificadores de asfalto que contenha.

Tanto em função da barreira impermeabilizadora como da membrana amortizadora de esforços, a aderência do Geotêxtil à camada anterior e posterior deve estar assegurada para garantir resultados ótimos.

Em ensaio de laboratório realizado pelo engenheiro C.A. Moreno falharam por fadiga de flexão amostras asfálticas em forma de viga de 12,5 cm de altura, sem e com um Geotêxtil Não Tecido de repavimentação de polipropileno saturado com asfalto, colocado justamente na metade da altura, para evidenciar a velocidade de propagação de uma trinca ascendente. Os resultados do ensaio permitiram ver que, mediante uma redistribuição de esforços, o Geotêxtil oferece resistência a ascensão da trinca até a superfície, representado em um maior número de ciclos para sua ocorrência, em comparação com a viga sem Geotêxtil.

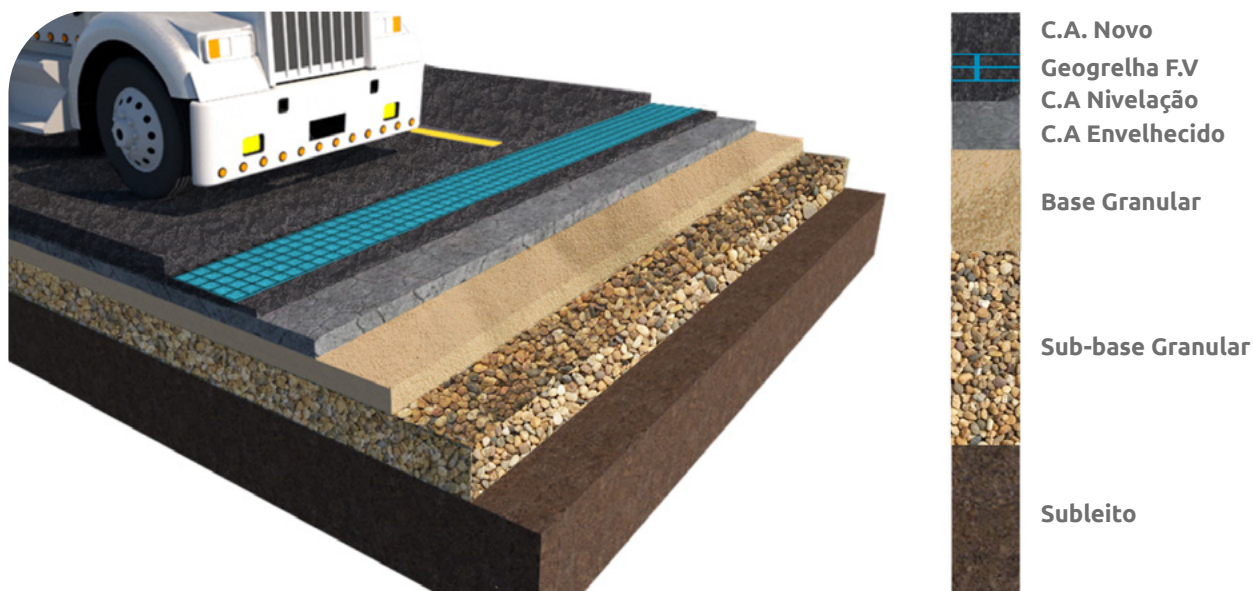


▲ Gráfico 8.2 | Ascensão de trincas sem e com Geotêxtil Tecido de Repavimentação.

8.4.2 Geogrelhas de Fibra de Vidro

Sua principal função consiste em aumentar a resistência à tração da camada asfáltica e garantir, sob uma carga vertical, a distribuição uniforme dos esforços horizontais em uma superfície maior, o que se torna uma estrada sem trincas por vários anos.

As Geogrelhas de Fibra de Vidro são grelhas flexíveis que são utilizadas entre camadas de concreto asfáltico com o objetivo de controlar trincas por reflexão, trincas por fadiga e algumas deformações (essas últimas não geradas por erros no projeto da mistura asfáltica) em pavimentações de estradas de alto e baixo tráfego, rodovias, aeroportos, plataformas e estacionamentos, entre outros.



▲ Imagem 8.16 | Repavimentação com Geogrelha de Fibra de Vidro.

Os reforços de camadas asfálticas com Geogrelhas de Fibra de Vidro são ideais para os pavimentos asfálticos novos e reabilitações, já que, devido às propriedades mecânicas dessas Geogrelhas, como sua alta resistência à tração, alto módulo de elasticidade e baixo alongamento, são ideias para controlar as deformações horizontais nas fibras inferiores de uma camada asfáltica e atrasar a reflexão de trincas nesse mesmo tipo de camadas, diminuindo os custos de manutenção e aumentando a vida útil da estrutura.



▲ Imagem 8.17 | Repavimentações com Geogrelha de Fibra de Vidro, Estrada 14 Armenia.

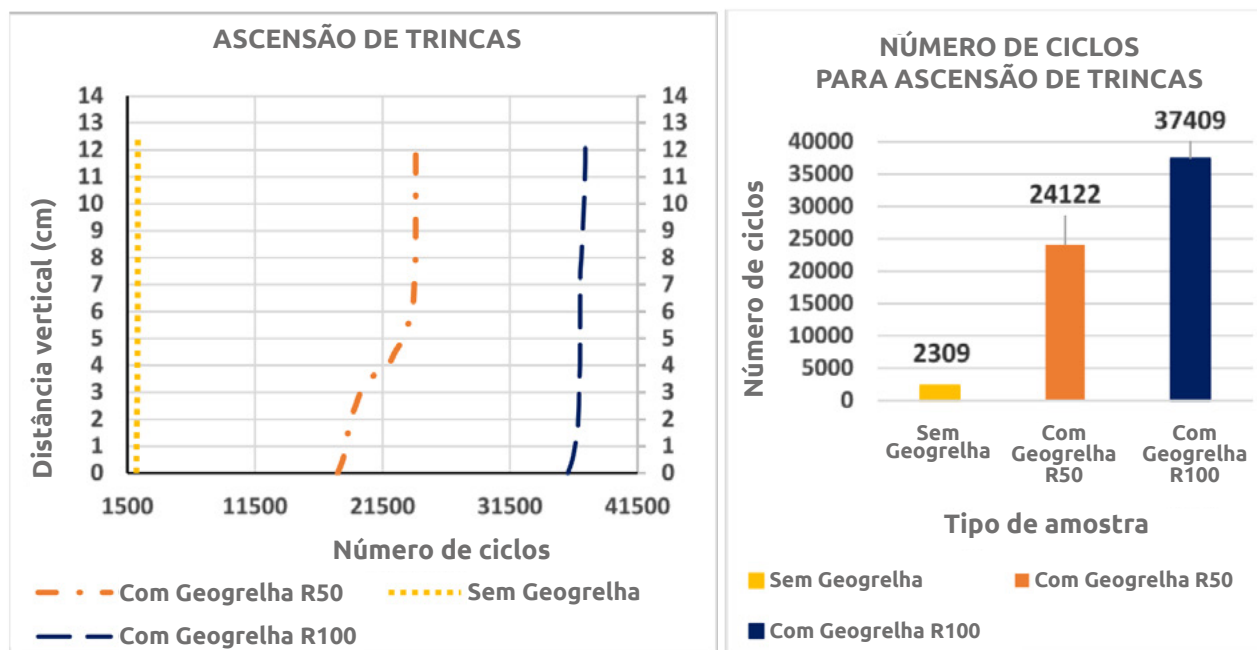
Imagem 8.18 | Pista de aeroporto Alfonso Lopez Pumarejo Valledupar.

As principais vantagens e benefícios das Geogrelhas de Fibra de Vidro são:

- ◆ Redução ao mínimo da reflexão de trincas por esforços de tração e alterações de temperatura nas camadas asfálticas.
- ◆ Redução das deflexões dos pavimentos sujeitos a grandes temperaturas ambientes e intensas repetições de carga.
- ◆ Aumenta a resistência à fadiga das camadas betuminosas.
- ◆ Aumento da vida útil de estruturas de pavimento e maior distanciamento entre os períodos de manutenção.
- ◆ A estabilidade dimensional, revestimento betuminoso e escassa fluência da Geogrelha favorecem mecânica e quimicamente sua interação com a mistura asfáltica.

O engenheiro C.A. Moreno, ao fazer ensaio sobre mesma viga utilizada para os ensaios com Geotêxtil NT, desta vez usando Geogrelhas de Fibra de Vidro, encontrou contribuições significativas quanto ao controle de propagação de trincas ascendentes. Os resultados do ensaio, novamente, permite ver que, mediante uma redistribuição de esforços, as Geogrelhas de Fibra de Vidro de 50kN/m e 100 kN/m de resistência à tração, permitiram 1,044% e 1,620% mais de ciclos no que diz respeito à amostra não reforçada, até a chegada da trinca na superfície na viga de 12,5 cm de altura.

Neste ensaio, as Geogrelhas estão localizadas no centro da viga, observando-se um melhor aporte da Geogrelha de 100 kN/m no que diz respeito à quantidade de repetições necessárias para a reflexão da trinca, mas identificando-se também uma melhor distribuição de esforços com a Geogrelha de 50 kN/m dada a alteração da inclinação apresentada pela curva apresentada quando a trinca se aproxima do local do reforço. As Geogrelhas de Fibra de Vidro terão um aporte maior quando são aplicados sob tração, caso estejam localizados no terço inferior da camada asfáltica ou muito próximos a ela. Sua contribuição será muito baixa se eles forem colocados em locais mais altos do que o meio da camada.



▲ Gráfico 8.3 | Ascensão de trincas sem e com Geogrelha de Fibra de Vidro.

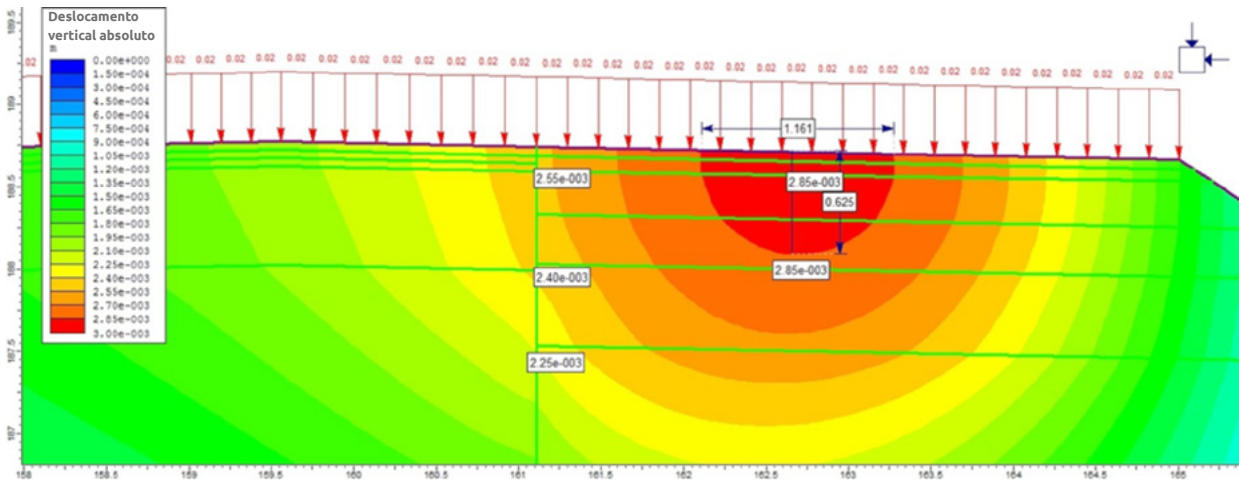
8.4.2.1 Ampliação de vias

A ampliação lateral de um corredor rodoviário que conta com uma estrutura de pavimento flexível, frequentemente, exige uma análise bem no limite entre o antigo e o novo ampliado lado da rodovia, devido à diferença de rigidez que pode ocorrer entre eles.

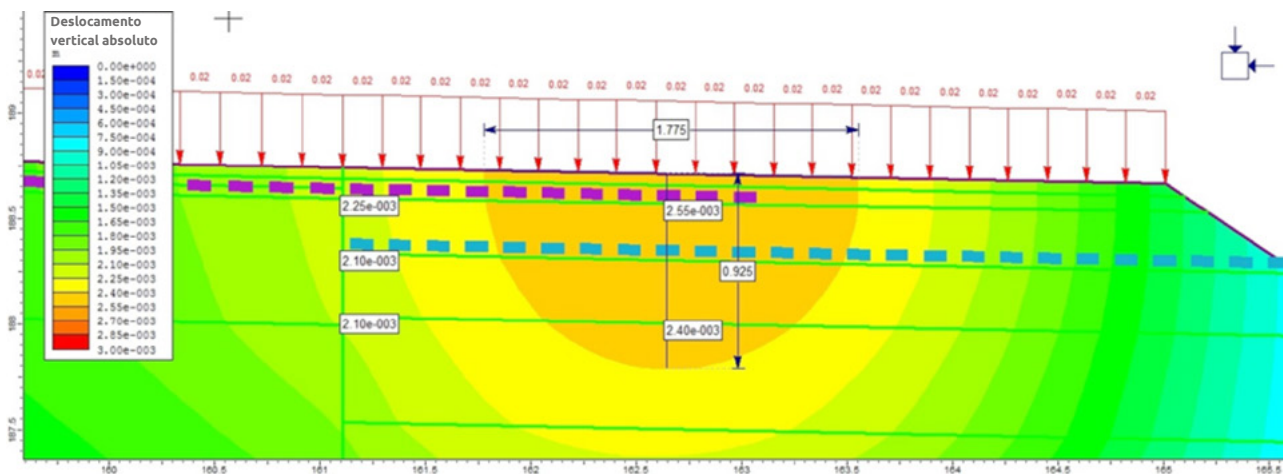
O uso de Geogrelhas de Fibra de Vidro para repavimentação, colocadas entre camadas asfálticas e justamente sobre a junta construtiva de ampliação é uma forma eficaz de aliviar tensões e equilibrar a rigidez para evitar o reflexo de uma trinca prematura na junta. Deve-se procurar colocar a Geogrelha de repavimentação, deixando um comprimento de desenvolvimento de tração da Geogrelha lado a lado da junta a qual, em qualquer caso e depois de realizar as modelações da estrutura, não poderá ser inferior a 1.0 m.

Como complemento para alcançar uma alternativa de maior desempenho, o uso de uma Geogrelha Biaxial para o reforço em camadas granulares (sub-base ou base) mostra, tecnicamente, bons resultados.

As imagens 8.19 e 8.20 mostram na seção transversal a magnitude do deslocamento vertical dentro de uma estrutura de pavimento que foi ampliada lateralmente, sendo a cor vermelha um indicador de deslocamentos elevados e o azul de deslocamento imperceptíveis.



▲ Imagem 8.19 | Deslocamentos verticais em ampliação de rodovia sem reforço de Geogrelha na junta. Seção transversal.

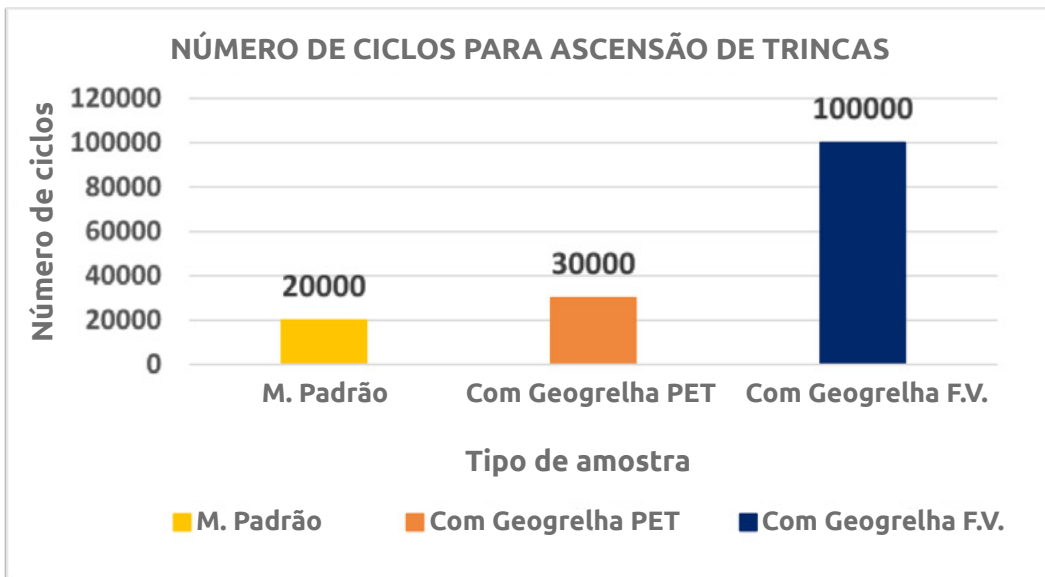


▲ Imagem 8.20 | Deslocamentos verticais em ampliação de rodovia com reforço de Geogrelhas na junta. Seção transversal. Linha pontilhada superior: Geogrelha de Fibra de Vidro. Linha pontilhada inferior: Geogrelha Biaxial Extrudada para granulares.

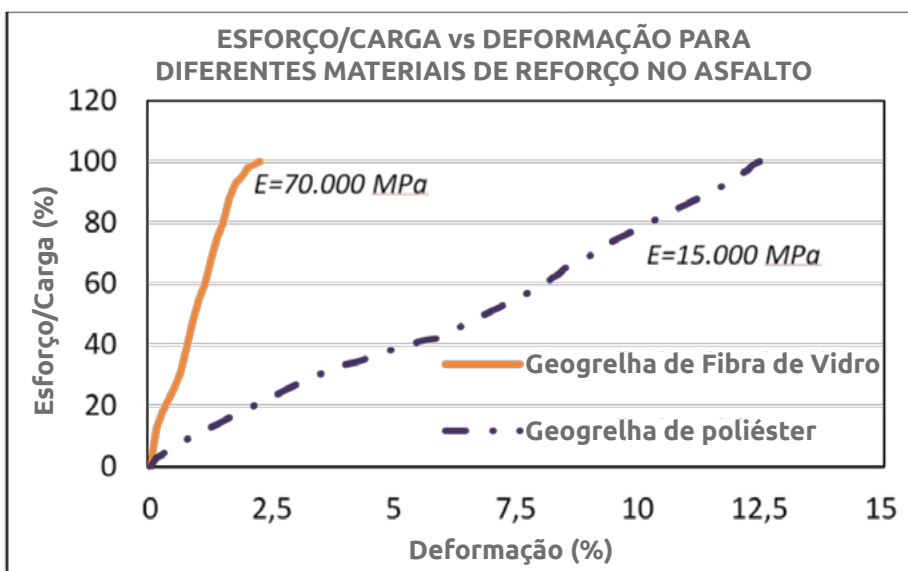
8.4.3 Geogrelhas Tecidas de poliéster

São Geogrelhas com reforço em duas direções com revestimentos betuminosos para favorecer o contato com a mistura asfáltica. São normalmente utilizadas para reforçar camadas betuminosas e/ou controlar o reflexo de trincas. Mostram bons resultados sem chegar a ser superior em seu desempenho às Geogrelhas de Fibra de Vidro. Testes realizados no Laboratório NPC da Holanda mostram um melhor desempenho das Geogrelhas de Fibra de Vidro em comparação às Geogrelhas de poliéster no que diz respeito ao número de ciclos de carga que um corpo de prova de asfalto com uma trinca induzida resiste, antes de atingir a superfície.

A média das amostras padrão (sem reforço) alcança em média os 20.000 ciclos de carga antes da propagação da trinca até a superfície, enquanto os corpos de prova reforçados com Geogrelhas de poliéster alcançaram 1.5 vezes essa quantidade de ciclos. Os corpos de prova reforçados com Geogrelha de Fibra de Vidro conseguiram desacelerar a propagação das trincas, fazendo com que estas alcançassem a superfície do solo após alcançar um intervalo entre 100.000 e 200.000 ciclos, a saber, entre 5 e 10 vezes mais do que os evidenciados na amostra padrão.



▲ Gráfico 8.4 | Comparação entre Geogrelhas para repavimentação em função da carga.



▲ Gráfico 8.5 | Comparação entre Geogrelhas para repavimentação em função do módulo.

Uma curva esforço - deformação dos materiais, fibra de vidro e poliéster, indica em termos de módulo, um melhor desempenho para a Geogrelha fabricada a partir da Fibra de Vidro. Seu módulo elástico elevado permite absorver e dissipar rapidamente e da melhor maneira que o reforço com poliéster, as solicitações de tensão por carga veicular e diferenças de temperatura.

8.4.4 Camadas intermediárias de alívio de tensões - SAMI

As camadas SAMI são uma das alternativas que mostraram grande eficiência para absorver esforços mecânicos concentrados nas trincas dos pavimentos deteriorados, mediante a dissipação da energia de propagação.

O sistema SAMI, sigla devida ao nome do sistema em inglês, Stress Absorbing Membrane Interlayer, produz uma melhor distribuição de esforços originados pela aplicação de cargas veiculares, reduzindo sua magnitude e levando-os a valores admissíveis para a mistura asfáltica.

Essas membranas intercamadas geralmente estão compostas pela combinação de um Geossintético com um ligante asfáltico não convencional, como por exemplo um modificado com borracha reciclada ou GCR, entre outros. O GCR, por exemplo, melhora a resistência à fadiga do concreto asfáltico "in-situ"; por isso, amplia sua capacidade de absorver esforços geradores de trincas.

Experimentalmente comprovados pela Engenheira Rondo na Pontificia Universidad Javeriana, os sistemas SAMI têm uma maior resistência quanto à resistência à fadiga que o uso de um Geossintético como único controlador de trincas.

8.5 Asfaltos e emulsões

No campo da construção de pavimentos, produtos betuminosos como o cimento asfáltico, os asfaltos líquidos, as emulsões asfálticas e os asfaltos modificados têm uma capacidade ampla e vai depender do bom senso do engenheiro de pavimentação a escolha da melhor alternativa.

8.5.1 Cimento asfáltico

Constituem a fração mais pesada da destilação a vácuo do petróleo cru (fundos da destilação atmosférica de petróleo). São normalmente hidrocarbonetos muito pesado de cor escura, semissólidos na temperatura ambiente e líquidos ao aumentar a temperatura.

É um material altamente impermeável, aderente e coesivo, capaz de resistir a altos esforços

instantâneos e fluir sob ação de cargas permanentes. Como aplicação dessas propriedades, o asfalto pode cumprir, na construção de pavimentos, as seguintes funções:

Contribuir para impermeabilizar a estrutura do pavimento, tornando-o pouco sensível à umidade e eficaz contra a penetração da água proveniente da chuva.

Proporciona uma união íntima e coesão entre agregados, capaz de resistir à ação mecânica de desagregação produzida pelas cargas dos veículos. Igualmente melhora a capacidade de carga da estrutura, permitindo diminuir sua espessura. Sua característica de ligante é amplamente aproveitada ao usar utilizado como material base de cut-backs e emulsões, em imprimações e emulsão asfáltica o entre camadas de pavimento.

Os cimentos asfálticos são divididos em graus segundo sua dureza ou consistência, que é medida mediante o ensaio de penetração medido em 1/10mm, valor que é inversamente proporcional à dureza.

De acordo com isso, os cimentos asfálticos mais comumente utilizados são os seguintes:

- CA 40 - 50 = Cimento asfáltico com penetração entre 40 e 50 décimos de mm
- CA 60 - 70 = Cimento asfáltico com penetração entre 60 e 70 décimos de mm
- CA 80 - 100 = Cimento asfáltico com penetração entre 80 e 100 décimos de mm
- CA 120 - 150 = Cimento asfáltico com penetração entre 120 e 150 décimos de mm
- CA 200 - 300 = Cimento asfáltico com penetração entre 200 e 300 décimos de mm

Tabela 8.2 Características de asfalto 60/70

Propriedades/características	Unidades	Método	Especificação	
		ASTM	Mínimo	Máximo
Ductibilidade a 25°C, 5 cm/min	cm	D113	100	-
Penetração a 25°C, 100 g 5s	mm/10	D5	60	70
Ponto de amolecimento	°C	D36	45	55
Ponto de fulgor	°C	D92	232	-
Solubilidade em tricloroetileno	g/100 g	D2042	99	-
Variação em massa	g/100 g	D2872	-	1.0

Propriedades/características	Unidades	Método	Especificação	
		ASTM	Mínimo	Máximo
Índice de penetração, IP	N/A	-1	Relatar	
Viscosidade a 60, 80, 100, 135 e 150°C	cP	D4402	Relatar	

Fonte: Ecopetrol, Colômbia

Tabela 8.3 Características de asfalto 80/100

Propriedades/características	Unidades	Método	Especificação	
		ASTM	Mínimo	Máximo
Durabilidade a 25°C, 5 cm/min	cm	D113	100	-
Penetração a 25°C, 100 g 5s	mm/10	D5	80	100
Ponto de amolecimento	°C	D36	42	53
Ponto de fulgor	°C	D92	232	-
Solubilidade em tricloroetileno	g/100 g	D2042	99	-
Variação em massa	g/100 g	D2872	-	1.0
Índice de penetração, IP	N/A	-1	Relatar	
Viscosidade a 60, 80, 100, 135 e 150°C	cP	D4402	Relatar	

Fonte: Ecopetrol, Colômbia

Propriedades ou características desejáveis do cimento asfáltico

Para os estudos técnicos e a construção há três propriedades ou características do asfalto importantes:

- ◆ **Consistência:** termo usado para descrever o grau de fluidez ou plasticidade do asfalto a qualquer temperatura dada. A classificação dos cimentos asfáltico é realizada com base no valor da consistência em uma temperatura de referência. Para especificar e medir a consistência de um asfalto para pavimento, utilizam-se testes de viscosidade, testes de penetração e/ou ponto de amolecimento.

- ✔ **Pureza:** O cimento asfáltico é composto quase inteiramente de betumes (solúvel em dissulfeto de carbono). Os asfaltos refinados são, geralmente, mais de 99,5% solúveis em dissulfeto de carbono e, por isso, são quase betumes puros. As impurezas, se houver, são inertes.
- ✔ **Segurança:** O cimento asfáltico, se é submetido a temperaturas suficientemente elevadas (232°C), emite vapores que queimam na presença de uma faísca ou chama. A temperatura na qual isso ocorre é mais elevada que a temperatura normalmente utilizada nas operações de pavimentação. Sem dúvida, para ter a clareza de que existe uma margem adequada de segurança, deve-se conhecer o ponto de fulgor do asfalto.

8.5.2 Asfaltos líquidos

São produzidos mediante diluição do cimento asfáltico em solventes de petróleo. Segundo a velocidade de evaporação do solvente utilizado, podem-se classificar os asfaltos líquidos ou também chamados cut-backs:

SC (slow curing) =	Asfalto líquido de cura lenta
MC (medium curing) =	Asfalto líquido de cura média
RC (rapid curing) =	Asfalto líquido de cura rápida

Os números que acompanham as siglas de cut-back correspondem ao grau de viscosidade cinemática em centiestokes. Por exemplo, para primers é comum usar um MC-70, para banho de emulsão, um RC-250, entre outros usos. Os cut-backs estão sendo deslocados comercialmente pelas emulsões, devido às vantagens que estas últimas oferecem em material ambiental, técnica e de segurança.

8.5.3 Emulsões asfálticas

É uma mescla heterogênea de duas fases normalmente imiscíveis, como são o asfalto e a água, a que se incorpora uma pequena quantidade de um agente ativador de superfície, tensoativo ou emulsificante, de base de sabão ou solução alcalina, que mantém o sistema em dispersão, sendo a fase contínua a água e a descontínua os glóbulos do asfalto, de tamanho entre um e dez microns.

Quando a emulsão for colocada em contato com o agregado, produz-se um desequilíbrio que a rompe, levando as partículas do asfalto a serem unidas à superfície do agregado. A água flui ou evapora, separando-se das partículas pétreas recobertas pelo asfalto.

O tipo de emulsão a ser utilizada depende de vários fatores, tais como condições climáticas durante a construção, tipos de agregados disponíveis etc. As emulsões asfálticas devem estar relacionadas

com a polaridade dos agregados para que tenham uma boa adesão. Essa qualidade é conferida pelo emulsionante, que pode lhe dar polaridade negativa ou positiva, tomando a denominação de aniônico, o primeiro, relacionado a agregados com cargas positivas como calcário e catiônico, o último, semelhante a agregados com cargas negativas, como são aqueles de origem quartzo ou siliciosa.

Segundo o tipo de carga dos glóbulos asfálticos e a velocidade de rompimento da emulsão, dá-se origem a 6 classificações:

CRR = Emulsão catiônica de rompimento rápido

CRM = Emulsão catiônica de rompimento médio

CRL = Emulsão catiônica de rompimento lento

ARR = Emulsão aniônica de rompimento rápido

ARM = Emulsão aniônica de rompimento médio

ARL = Emulsão aniônica de rompimento lento

As iniciais estão acompanhadas pelos índices 1 ou 2, os quais indicam uma viscosidade baixa e alta, respectivamente. Quando, adicionalmente, acompanham-se as siglas por um “h” indica-se que o cimento é AC 60-70; do contrário, será 80-100.

Boas práticas e conceitos indicam que, para uma imprimação por exemplo, uma emulsão de quebra lenta é usada, bem como para uma estabilização do solo. Em contraste, os tratamentos de superfície requerem emulsões de ruptura rápida.

8.5.4 Asfaltos modificados

Os asfaltos modificados são o produto da dissolução ou incorporação no asfalto de um polímero, substância que é estável ao tempo diante de alterações de temperatura as quais se expõe para modificar suas propriedades físicas e reológicas.

8.5.4.1 Polímeros

Os polímeros são substâncias formadas pela união de centenas ou milhares de moléculas pequenas, chamadas monômeros. A grande diversidade de materiais poliméricos faz com que sua classificação e sistematização seja difícil, mas atendendo à sua estrutura e propriedades, classificam-se para uso viário conforme se apresentam a seguir:

Tabela 8.4. Classificação de polímeros

Termo rígidos		Resinas Epóxi
		Poliuretanos
		Poliésteres
Termo-plásticos	Plastômeros (Plásticos)	Polietileno (PE)
		Polipropileno (PP)
		Etil Vinil Acetato (EVA)
		Cloreto de polivinila (PVC)
	Elastoméricos (Borrachas)	Estireno Butadieno (SBR)
		Estireno Butadieno Estireno (SBS)
		Borrachas naturais
		Borrachas artificiais

- ◆ **Termo-rígidos:** São polímeros formados por uma reação química de dois componentes (base e endurecedor), dando lugar a uma estrutura cruzada, motivo pelo qual não podem ser recuperados para voltar a se transformarem.
- ◆ **Termo - plásticos:** Eles são polímeros solúveis que amolecem sob a ação do calor e podem fluir. São geralmente polímeros lineares ou ligeiramente ramificados.

8.5.4.2 Modificação de asfaltos

O objetivo de modificar o asfalto é o de melhorar seu desempenho em termos de suscetibilidade térmica e tolerância ao esforço, mediante a modificação do equilíbrio em seu comportamento viscoelásticos nos intervalos de temperaturas de serviço.

A modificação de asfaltos é uma técnica utilizada com o objetivo de melhorar suas características mecânicas, a saber, sua resistência às deformações por fatores climatológicos e de trânsito (peso veicular).

O efeito principal de adicionar polímeros aos asfaltos é a mudança na relação viscosidade - temperatura (sobretudo no intervalo de temperaturas de serviço das misturas asfálticas), permitindo melhorar desta maneira o comportamento do asfalto tanto em baixas quanto em altas temperaturas. Aspectos como formação de sulcos, desgaste, envelhecimento, estabilidade Marshall, comportamento térmico, fadiga, aderência, economia e benefícios ambientais, motivam a investigação no campo dos asfaltos modificados.

Os asfaltos modificados devem ser aplicados naqueles casos específicos nos quais as propriedades dos ligantes tradicionais são insuficientes para cumprir com sucesso a função para o qual foram encomendados, a saber, em misturas para pavimentos que estão submetidos a solicitações excessivas ou especiais, seja pelo trânsito ou por outras causas, como: temperaturas extremas, agentes atmosféricos, tipologia do solo firme etc. Se bem que os polímeros modificam as propriedades reológicas dos asfaltos, eles devem mostrar as vantagens no serviço.

Pode-se enumerar uma série de vantagens e desvantagens dos asfaltos modificados com polímeros.

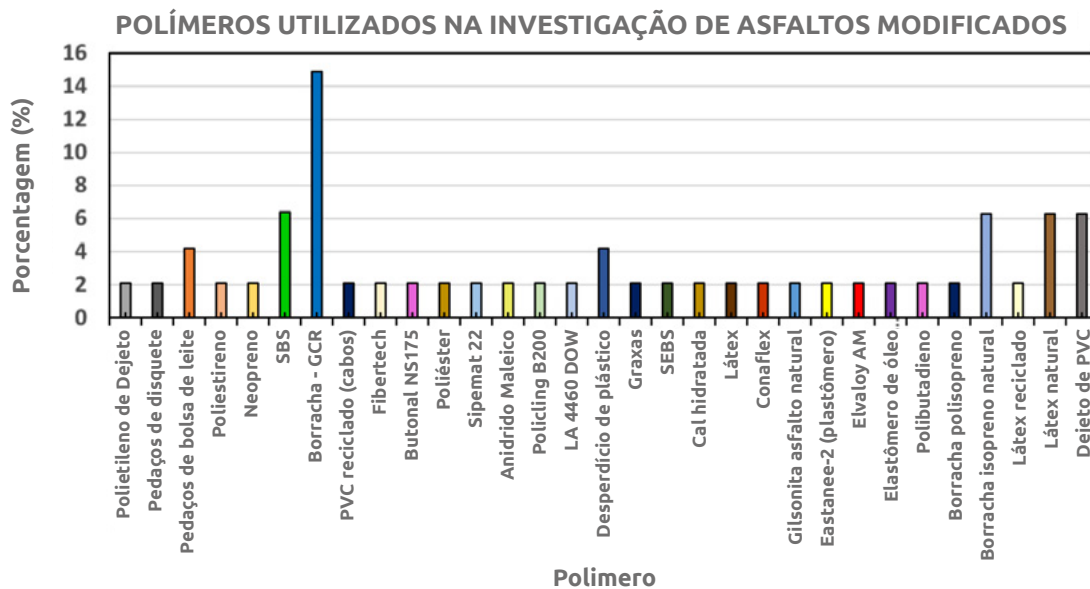
Vantagens:

- ◆ Diminui a suscetibilidade térmica.
- ◆ Obtém-se misturas mais rígidas em altas temperaturas de serviço, reduzindo a formação de sulcos.
- ◆ Obtém-se misturas mais flexíveis em baixas temperaturas de serviço, reduzindo a formação de trincas.
- ◆ **Diminui a exsudação do asfalto:** pela maior viscosidade da mistura, sua menor tendência a fluir e sua maior elasticidade.
- ◆ **Maior elasticidade:** devido aos polímeros de cadeias longas.
- ◆ **Maior coesão:** o polímero reforça a coesão da mistura.
- ◆ **Melhora a trabalhabilidade e compactação:** Por ação lubrificante do polímero ou dos aditivos incorporados para a mistura.
- ◆ **Melhor impermeabilização:** nas vedações betuminosas, pois absorve melhor os esforços tangenciais, evitando a propagação de trincas.
- ◆ **Maior resistência ao envelhecimento:** mantém as propriedades do ligante, pois as localizações mais ativas do asfalto são ocupadas pelo polímero.
- ◆ **Maior durabilidade:** os testes de envelhecimento acelerado em laboratório demonstram sua excelente resistência à mudança de suas propriedades características.
- ◆ **Melhoria da vida útil das misturas:** menos trabalhos de conservação.
- ◆ Permitem maior espessura da camada de asfalto sobre o agregado.
- ◆ Reduz o custo de manutenção.
- ◆ Aumenta o módulo da mistura.
- ◆ Permite a redução de até 20% da espessura por seu maior módulo.
- ◆ Maior resistência à flexão na face inferior das camadas de misturas asfálticas.
- ◆ Permite uma melhor vedação das trincas.

Desvantagens:

- ◆ Alto custo do polímero.
- ◆ **Dificuldades da mistura:** nem todos os polímeros são compatíveis com o asfalto base.
- ◆ Deve-se ter cuidado ao preparar a mistura.

Um dos tipos de polímeros mais comuns dentro da investigação de modificações são os elastômeros, segundo estatísticas dadas a conhecer por diferentes autores. No uso de grão de borracha reciclada ou GCR, um dos polímeros de maior objeto de investigação está normatizado mediante a ASTM D-6114.



▲ Gráfico 8.6 | Estatística de uso de polímeros modificadores de asfalto em investigações.⁶

Atualmente, para o manejo de sistemas de controle de trincas nos pavimentos flexíveis e, inclusive, rígidos, o uso de asfaltos modificados é uma das opções bem-sucedidas de acordo com recentes estudos. A aderência de Geossintéticos como Geotêxteis Não Tecidos e Geogrelhas de Fibra de Vidro com ligantes e com base de asfaltos modificados mostra resultados satisfatórios. Sistemas de intercamadas como SAMI para evitar a reflexão de trincas em ascensão empregam esse tipo de ligante para potencializar os resultados.

8.6 Seleção do Geossintético para repavimentação

Dentro das alternativas de Geossintéticos com as quais o consultor conta para colocar entre camadas asfálticas de pavimentos flexíveis e inclusive rígidos, esses últimos quando são reabilitados com concreto asfáltico, existem as possibilidades mencionadas durante esse capítulo, Geotêxteis de Repavimentação, Geogrelhas de Fibra de Vidro ou poliéster e a combinação entre eles, os quais, ao serem empregados com o tipo e espessura de mistura asfáltica adequados, cumpriram com as necessidades do projeto.

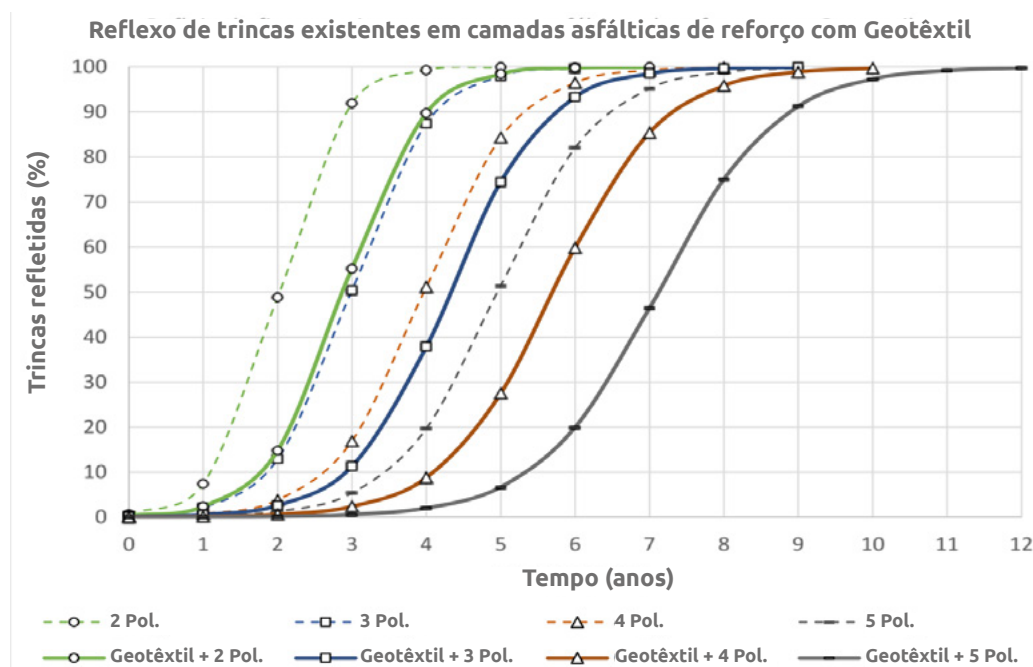
⁶ Revista Asfaltos y Pavimentos Edición No.18. Corasfaltos.

Diversos testes de laboratórios realizados por investigadores, instrumentação e seguimento de instalação de projetos reais mostraram empiricamente o benefício da inclusão de Geossintéticos na construção e reabilitação de pavimentos; sem dúvida, deve-se ter em conta vários fatores para escolher o adequado.

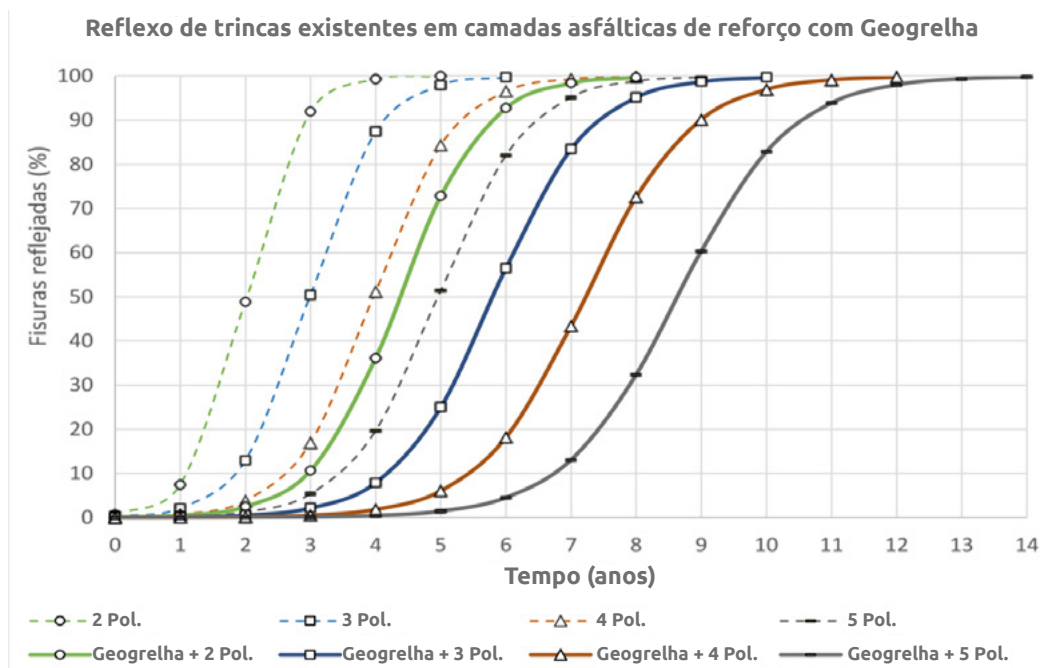
Aspectos construtivos, técnicos e econômicos são as principais variáveis que o consultor de pavimentos deve avaliar para a escolha do Geossintético.

8.6.1 Propagação de trincas existentes

Apesar de quão limitados os modelos atuais podem ser, ainda não racionais, que preveem a forma como um Geossintético, seja um Geotêxtil saturado ou Geogrelha Impregnada, controla a propagação ascendente de trincas existentes em um pavimento flexível quando é colocado antes de uma nova camada asfáltica, os dados empíricos permitem, a partir da equação sugerida pelo Guia de Projeto AASHTO 2002, construir curvas em função da espessura da nova camada asfáltica, que determinam o percentual da formação de trinca da superfície ao longo do tempo, devido ao à reflexão dessas trincas a partir do momento do ressurgimento. As curvas mostradas a seguir constituem uma aproximação da área fissurada na superfície, por ação da reflexão de trincas existentes ocorrido anteriormente a uma repavimentação com Geotêxtil de Repavimentação Não Tecido puncionado por agulhas ou com Geogrelha de Fibra de Vidro.



▲ Gráfico 8.7 | Porcentagem de trincas refletidas no tempo, em função da espessura do reforço, em pavimentos flexíveis com o uso de Geotêxtil Não Tecido como intercamada.



▲ Gráfico 8.8 | Porcentagem de trincas refletidas no tempo, em função da espessura do reforço, em pavimentos flexíveis com o uso de Geogrelha de Fibra de Vidro como intercamada.

O consultor do pavimento deve considerar uma análise adicional que inclua a aparição de trincas que sejam geradas no concreto asfáltico existente e novo, posteriores à reabilitação.

8.6.2 Escolha do Geossintético

Um guia para selecionar o Geossintético adequado dentro de camadas de concreto asfáltico como a mostrada nessa seção, tabela 8.5., guiará até sua escolha correta. A guia é percorrida da esquerda para a direita, avaliando em cada uma das dez etapas propostas, as informações disponíveis sobre o projeto e a necessidade do consultor de pavimentação. O consultor obterá uma guia sobre o (s) Geossintético (s) a serem envolvidos de acordo com a função exigida, dentro das camadas asfálticas do pavimento, e poderá ainda avaliar algumas opções para pavimentos rígidos. Na parte baixa da tabela, a guia conta com notas e recomendações a serem levadas em conta.

Combinar Geossintéticos dentro de uma mesma estrutura quando as funções exigidas não são cumpridas com um só deles é uma opção válida. Por exemplo, um Geotêxtil saturado cumpre satisfatoriamente a ação de impermeabilizar a estrutura, mas é frágil se for solicitado para resistir à tração horizontal, para a qual uma Geogrelha de Fibra de Vidro seria adequada.

Tabela 8.5 Guia para escolha de Geossintéticos por função em camadas superiores de pavimento

Para a seguinte tabela, leve em conta as seguintes observações.

OBSERVAÇÕES:

Observação 1: Para pavimentos semirrígidos, o controle da reflexão de trincas de bases estabilizadas com cimento poderá ser tratado mediante o uso de Geotêxteis para repavimentação saturados.

Observação 2: Para o tráfego de aeronaves em pistas ou táxi aéreos (cargas altas em baixas velocidades), sugere-se o uso de Geogrelha de Fibra de Vidro com resistência mínima à tração de 100KN/m.

Observação 3: O Geotêxtil tem maior eficiência para o controle de reflexão de trincas longitudinais que das transversais.

Observação 4: Os Geossintéticos terão um melhor comportamento se forem colocados sobre superfícies niveladas. As coberturas de nivelamento asfáltico anteriores constituem a alternativa por experiência para isso.

Observação 5: A combinação de Geossintéticos dentro de uma mesma estrutura será válida.

EXIGÊNCIAS DE CONSTRUÇÃO:

Ver coluna Etapa 10 da Tabela: *Verificação de exigências construtivas.*

- a) Exige tratamento anterior de trincas (limpeza, vedação, roteamento etc.).
- b) Requer estabilização das lajes.
- c) Exige verificação da espessura mínima de mistura asfáltica sobre o Geossintético.
- d) O Geossintético pode ser colocado diretamente na superfície fresada.
- e) O Geossintético não pode ser colocado diretamente na superfície fresada. Exige camada de nivelamento.
- f) O Geossintético será localizado imediatamente sob a laje de concreto hidráulico.

ETAPA 1	ETAPA 2	ETAPA 3	ETAPA 4	ETAPA 5	ETAPA 6	ETAPA 7	ETAPA 8	ETAPA 9	ETAPA 10	
Tipo de pavimento a se intervir	Etapa de construção exigida	Tipo de tratamento escolhido	Opções construtivas disponíveis neste guia	Função do Geossintético para a opção construtiva escolhida	Opções de Geossintético	Eficiência do Geossintético	Verificação: aumento do número de ciclos de carga antes da ocorrência de:		Verificação de exigências construtivas.	
					Opção 1: Geotêxtil Não Tecido para repavimentação	Eficiente ★				
					Opção 2: Geogrelha de Fibra de Vidro	Muito eficiente ★★	Antes de falha por fadiga	Antes de reflexão de trincas	(Ver exigências segundo a letra)	
Pavimento flexível	Novo	Otimização de projeto	Construção de estrutura	Impermeabilização	1	★★				
				Reforço a tração	2	★★	Sim			
	Reabilitação	Melhoramento funcional	Colocação de camada asfáltica menor	Reabilitação	1	★★	Não	Sim	a,c	
				Controle de reflexão de trincas longitudinais e transversais	1	★	Não	Sim	a,c	
					2	★★	Sim	Sim	a,c	
				Amortecimento da deformação vertical	1	★★	Não	Sim	a,c	
				Colocação de reforço	Impermeabilização	1	★★	Não	Sim	a,c
					Reforço a tração	2	★★	Sim	Sim	a,c
		Controle de reflexão de trincas longitudinais e transversais	1		★	Não	Sim	a,c		
			2		★★	Sim	Sim	a,c		
		Amortecimento da deformação vertical	1		★★	Não	Sim	a,c		
		Melhoramento funcional	Fresagem e colocação de reforço		Impermeabilização	1	★★	Não	Sim	a,c,d
				Reforço a tração	2	★★	Sim	Sim	a,c,e	
				Controle de reflexão de trincas longitudinais e transversais	1	★	Não	Sim	a,c,d	
					2	★★	Sim	Sim	a,c,e	
				Amortecimento da deformação vertical	1	★★	Não	Sim	a,c,d	
				Reciclagem e colocação de reforço	Reciclagem e colocação de reforço	Impermeabilização	1	★★	Não	Sim
		Reforço a tração	2			★★	Sim	Sim	a,c	
		Controle de reflexo de fissuras longitudinais e transversais	1			★	Não	Sim	a,c	
			2			★★	Sim	Sim	a,c	
Amortecimento da deformação vertical	1	★★	Não			Sim	a,c			
Pavimento rígido	Novo	Otimização de projeto	Construção de estrutura			Controle de falha por erosão	1	★★		
				Controle de falha por erosão	1	★★			f	
	Reabilitação	Melhoramento funcional	Substituição parcial de lajes	Controle de falha por erosão	1	★★			f	
				Black-topping	Controle de reflexão de trincas	1	★	Não	Sim	a,b,c
						2	★★	Sim	Sim	a,b,c

Quanto a aspectos construtivos, uma camada de nivelamento asfáltico sempre potencializará os benefícios dos Geossintéticos dentro da estrutura. As Geogrelhas de Fibra de Vidro oferecem seu maior desempenho a tração ao serem colocadas sobre superfícies uniformes que garantem sua aderência correta mediante o ligante e sua horizontalidade para o momento em que seja exigida pelo trânsito ou gradientes de temperatura.



▲ Imagem 8.21 | Corredor rodoviário com uma camada de água acima do nível que requer Geotêxtil saturado para impermeabilização.

Imagem 8.22 | Cobertura asfáltica envelhecida no processo de fresa para posterior colocação da cobertura de nivelamento e instalação da Geogrelha de Fibra de Vidro.

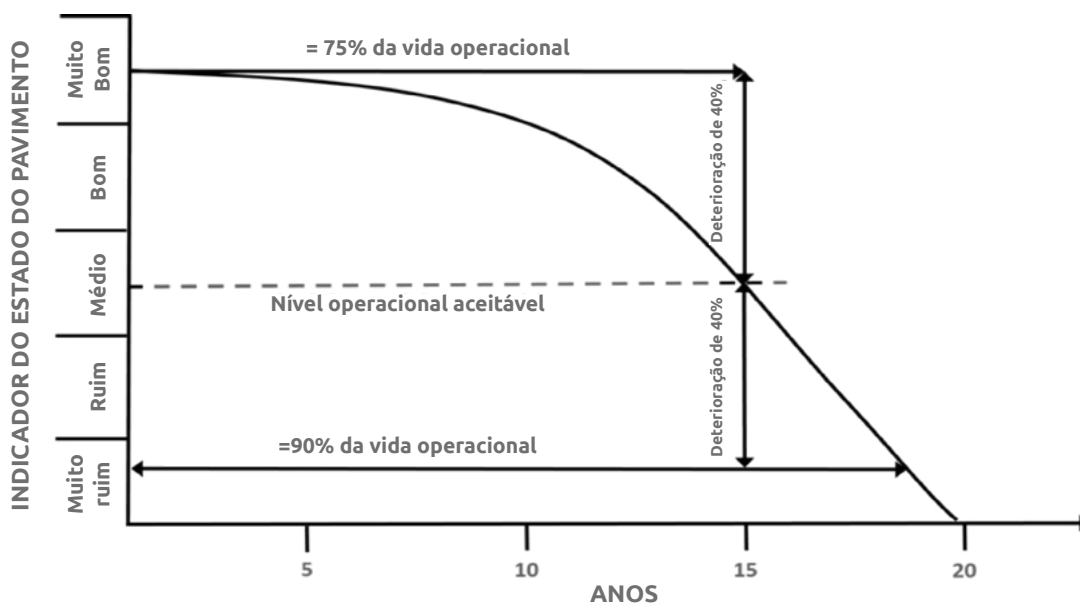


▲ Imagem 8.23 | Cobertura de rolamento envelhecida, oxidada, trincado com presença de cabeças duras, o que requer uma camada prévia de nivelamento para melhor aderência de uma Geogrelha de Fibra de Vidro.

8.6.3 Avaliação econômica

Os benefícios econômicos gerados com a inclusão de um Geossintético dentro das camadas asfálticas de uma estrutura tornam-se evidentes quando o pavimento mostra o melhor Índice de Irregularidade Internacional - IRI no tempo e/ou menores porcentagens de área trincada na superfície a respeito de uma estrutura que não as utiliza.

Manter o corredor rodoviário dentro de um nível operacional aceitável é a palavra-de-ordem das entidades encarregadas de garantir a mobilidade por uma rede viária de um país onde, adicionalmente, a relação custo-benefício cumpre um papel importante, dado o aumento exponencial de investimentos quando a deterioração do pavimento é notável.



▲ Imagem 8.24 | Modelo de deterioração de um pavimento. Fonte: Departamento de Engenharia de Obras Cívicas, Universidad de la Frontera.

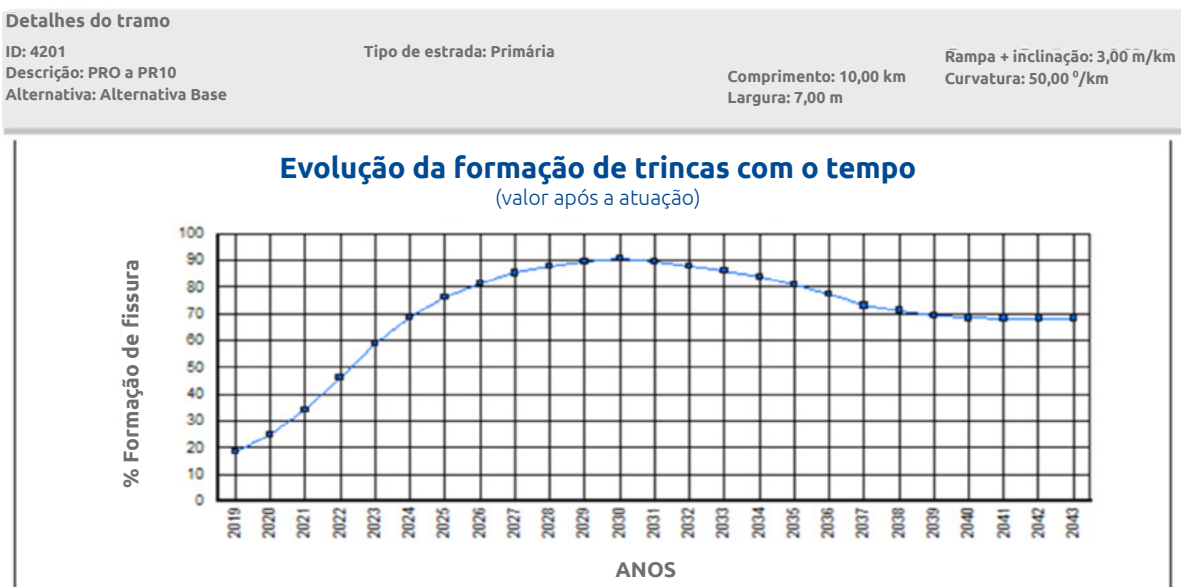
Os importantes investimentos de manutenção de um corredor viário, programados com regularidade na função de alguns indicadores de deterioração que mostra a estrada e que os usuários percebem, podem ser analisados mediante um software como a Ferramenta de Desenvolvimento e Gestão de Estradas (HDM-4) (Highway Development and Management Tool), por exemplo.

Realizando a simulação no software HDM4 da deterioração de uma estrada primária em termos de formação de trinca, fica evidente que o corredor rodoviário alcançaria níveis de deterioração lamentáveis no caso teórico de manter somente uma vedação de trincas e remendo, como alternativa de manutenção ou “alternativa base”. As porcentagens de formação de trinca em superfície IRI subiriam de maneira quase exponencial, imagem 8.25.

Para a mesma estrutura de pavimento, aplicam-se alternativas de manutenção consistentes com a colocação de uma camada de reforço asfáltico, sem e com um Geossintético como intercamada anterior para o controle de reflexão de trincas, a que se faz referência com os nomes “Camada de Reforço” e “Geossintético e Camada de referência”, respectivamente, imagens 8.2.6 e 8.2.7.

Ainda que as duas alternativas permitam manter o pavimento em nível operacional decente (em termos de formação de trinca), dentro de um período de análise de 25 anos, o investimento de uma estrada cujo reforço asfáltico contenha um Geossintético como intercamada prévia será menor. O Geossintético atrasará o aparecimento de trincas na superfície e, por isso, postergará a necessidade de intervir na estrada com opções maiores que uma vedação de trincas e um remendo, tais como uma camada superior.

Para manter a estrada em condições operacionais decentes, modelaram-se as alternativas de conservação condicionando a colocação de uma camada asfáltica superior à aparição de trincas na superfície superior a 20% de toda a área. A alternativa de conservação do exemplo “Camada de Reforço” indica a necessidade de uma repavimentação nos anos 2019, 2027 e no ano 2034 estará próximo de mais uma ainda; por outro lado, dentro do mesmo período de tempo, a alternativa de conservação que inclui o Geossintético para o controle de formação de trinca “Geossintético e camada de Ref.” apresenta a necessidade de repavimentar nos anos 2019, 2029 e 2038, por isso, a porcentagem de formação de trinca nos anos seguintes aos mencionados volta a zero. A imagem 8.28 mostra, comparativamente, os resultados em termos de regularidade média, onde, de igual maneira, o software reflete tempos mais prolongados de uma estrada com IRI menor que 3.5., mas com menor investimento para a alternativa de conservação que envolve o Geossintético.



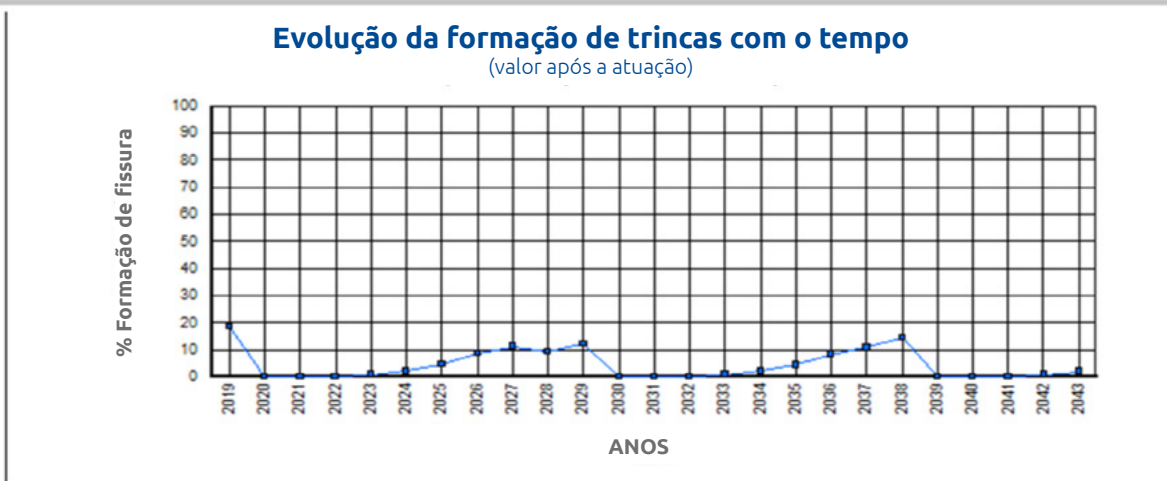
▲ Imagem 8.25 | Simulação de deterioração de pavimento flexível com alternativa base em HDM4.

Detalhes do tramo			
ID: 4201	Tipo de estrada: Primária	Comprimento: 10,00 km	Rampa + inclinação: 3,00 m/km
Descrição: PRO a PR10		Largura: 7,00 m	Curvatura: 50,00 °/km
Alternativa: Cobertura de reforço			

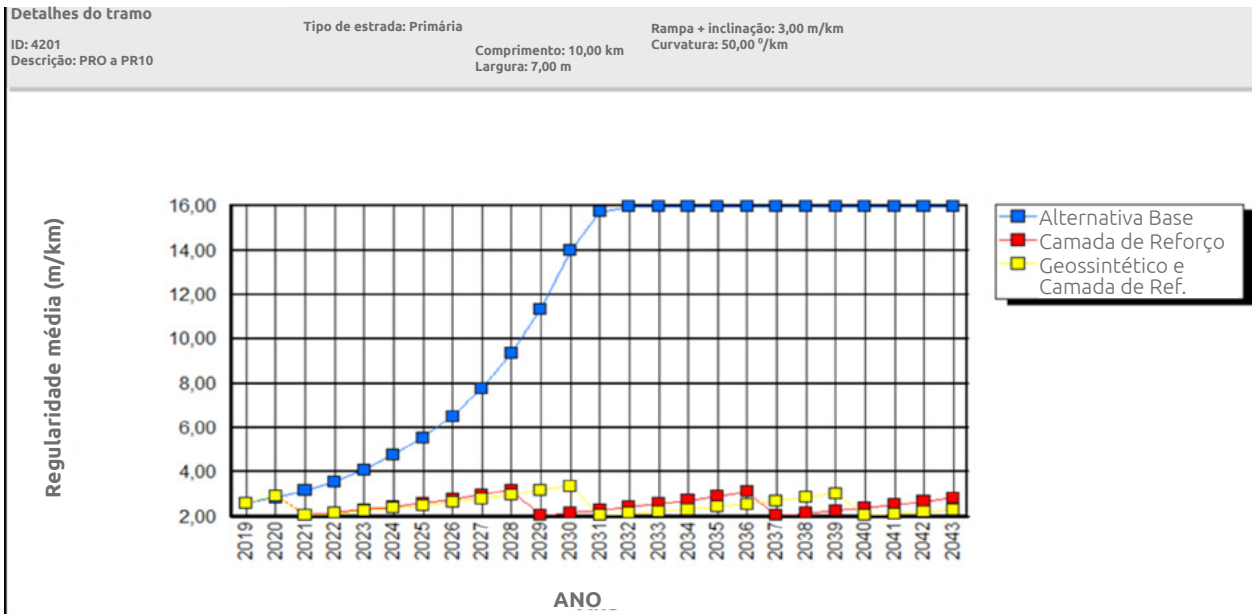


▲ Imagem 8.26 | Simulação de deterioração de pavimento flexível com alternativa “Camada de Reforço” em HDM4.

Detalhes do tramo			
ID: 4201	Tipo de estrada: Primária	Comprimento: 10,00 km	Rampa + inclinação: 3,00 m/km
Descrição: PRO a PR10		Largura: 7,00 m	Curvatura: 50,00 °/km
Alternativa: Geossintético e Cobertura de referência			



▲ Imagem 8.27 | Simulação de deterioração de pavimento flexível com alternativa “Geossintético e Camada de Ref.” em HDM4.



▲ Imagem 8.28 | Simulação de IRI das 3 alternativas de conservação em HDM4.

8.7 Processo construtivo e instalação de Geossintéticos

Para que o desempenho do Geossintético (Geogrelha de Fibra de Vidro ou Geotêxtil de Repavimentação) seja correto e sua vida útil seja a esperada, tanto durante a etapa de concepção de projeto como durante o processo de instalação, deverá ter-se em conta aspectos e variáveis importantes para que em campo seja um êxito sua aplicação.

As seguintes guias de instalação de Geossintéticos em uma pavimentação ou repavimentação (numerais 8.6.1. e 8.6.2.) contêm as recomendações para obter o êxito mencionado, destacando em formato de lista de verificação no início de cada passo os aspectos importantes a serem previstos durante o processo construtivo.

8.7.1 Guia de instalação de Geotêxteis para Repavimentação REPAV

Passo 1: Determinação de superfície	Ok:
Concreto asfáltico envelhecido.	<input type="checkbox"/>
Camada de nivelamento asfáltico.	<input type="checkbox"/>
Superfície fresada.	<input type="checkbox"/>
Outra superfície, qual?	<input type="checkbox"/>

A superfície sobre a qual o Geotêxtil de Repavimentação será instalado poderá ser um concreto asfáltico envelhecido, uma camada de nivelamento asfáltico ou uma superfície fresada. Tal superfície será determinada pelo consultor do pavimento segundo as finalidades funcionais e/ou estruturais que sejam desejadas para a rodovia. Em pavimentos rígidos, também será uma alternativa a colocação de um Geotêxtil saturado sob a laje para proteger o projeto de erosão ou sobre a laje quando se buscar uma reabilitação com black-topping (tratamento prévio das juntas das lajes).



▲ Imagem 8.29 | Repavimentação. Superfície fresada com Geotêxtil Repav saturado. Concessão Autopista de los Llanos, Colômbia.

Passo 2: Limpeza de superfície	Ok: <input type="checkbox"/>
Concreto asfáltico envelhecido.	<input type="checkbox"/>

Talvez o processo mais importante do processo de repavimentação com Geossintéticos consiste em garantir sua aderência à superfície; para isso, deve-se ter especial cuidado para conseguir uma superfície limpa e livre de poeira, sujeira, água, vegetação e detritos, que podem impedir que o ligante que vai gerar a adesão entre o Geotêxtil e a superfície tratada seja ideal. Os equipamentos recomendados para essa operação são compressores pneumáticos com bicos adequados para limpeza ou mesmo o uso de vassouras é permitido.

Quando se trabalha sobre uma superfície fresada, deve-se realizar uma limpeza minuciosa, já que a superfície deve ficar livre do pó que é gerado durante o processo; preferivelmente deve-se realizar essa limpeza com ar comprimido ou com água, deixando a superfície secar muito bem.



▲ Imagem 8.30 | Sopros com compressor de superfície fresada. Ciudad Verde, Soacha, Colômbia.

Passo 3: Tratamento de trincas	Ok: <input type="checkbox"/>
Vedação de trincas.	<input type="checkbox"/>

Depois de terminar o processo de limpeza, todas as trincas devem ser sopradas e seladas com enchimento adequado para esse fim, sem ultrapassar a quantidade acima do nível existente; essas trincas devem receber tratamento adequado de acordo com seu grau de evolução. Tratamentos de conformação (roteamento) para trincas com aberturas maiores que 6 mm são adequados. As trincas relacionadas a patologias estruturais devem ser analisadas em profundidade para que seu tratamento seja estabelecido.



▲ Imagem 8.31 | Vedação de trincas. Aeropista, Colômbia.

Passo 4: Aplicação do ligante	Ok: <input type="checkbox"/>
Aplicação de asfalto ou emulsão asfáltica.	<input type="checkbox"/>
Funcionamento do equipamento de aplicação do ligante.	<input type="checkbox"/>
Testes anteriores de dosificação do ligante.	<input type="checkbox"/>

O ligante asfáltico será utilizado com 3 objetivos:

- i) Adesão do Geotêxtil de Repavimentação à superfície inferior.
- ii) Saturar completamente com asfalto o Geotêxtil de acordo com a quantidade recomendada pelo fornecedor. Daí a importância que seja um Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas que, ao ser saturado, forma uma membrana viscoelastoplástica.
- iii) Adesão do Geotêxtil de Repavimentação à superfície superior.

O Geotêxtil poderá ser colocado apenas após o correspondente rompimento da emulsão no caso dela ser escolhida para ser utilizada como ligante. Para essa aplicação, não poderão ser utilizados os asfaltos líquidos (asfaltos dissolvidos em solventes de petróleo).

A quantidade de ligante asfáltico a ser utilizado depende da porosidade relativa da superfície sobre a qual o ligante será colocado e do Geotêxtil a ser utilizado no processo de repavimentação, sendo essa uma das considerações de maior relevância para garantir o correto desempenho dessa membrana de intercâmara viscoelastoplástica impermeável. Em 1982, Button propôs a seguinte equação para a determinação da quantidade de ligante asfáltico:

$$Q_d = 0.362 + Q_s + Q_c \quad (\text{Eq. 8.2})$$

Onde:

Q_d = Quantidade de ligante segundo o projeto (L/m^2).

Q_s = Quantidade de ligante necessário para alcançar a saturação do Geotêxtil (L/m^2).

Esse dado é fornecido pelo fabricante. É importante levar em conta que, segundo as recomendações da Task Force 25 da AASHTO-AGC-ARTBA, isso não poderá ser inferior a $0,9 L/m^2$ para conseguir formar uma camada que absorve esforços, além da adesão entre as camadas de concreto asfáltico.

Q_c = Valor de correção dependendo das condições da superfície do concreto asfáltico de cobertura antiga. Oscila entre $0,05 L/m^2$ para superfícies niveladas até $0,59$ para superfícies porosas e oxidadas.

As dosagens de ligante devem ser validadas na obra mediante provas de aderência. Quando se utilizam emulsões, deve-se solicitar anteriormente a especificação técnica para validar seu tipo. Para a escolha definitiva da emulsão, deve-se ter em conta as condições climáticas do local, entre outros aspectos (revisar o item 8.5. desse Manual). A seguir, apresenta-se um quadro de dosagens de asfalto a serem utilizadas quando se utilizam emulsões asfálticas.

Para o primeiro dos casos, por exemplo, se a quantidade de asfalto determinado nas provas de aderência é de 1,30 L/m², a quantidade de emulsão 60-40 a aplicar será 2,17 L/m².

Tabela 8.6 Dosagem de emulsões para o uso de Geotêxtil de Repavimentação

Ligante asfáltico para a instalação de Geotêxtil Não Tecido de repavimentação		
Quantidade de Asfalto residual requerido (L/m²)	Emulsão asfáltica	
	Tipo de emulsão (asfalto - água)	Quantidade (L/m²)
1.30	60-40	2.17
	70-30	1.86
1.40	60-40	2.33
	70-30	2.00
1.50	60-40	2.50
	70-30	2.14
1.60	60-40	2.67
	70-30	2.29

Para a aplicação do ligante, recomenda-se colocá-lo sempre em duas etapas, de forma homogênea e uniforme, para garantir a saturação completa do Geotêxtil e evitar escorrimento devido aos efeitos do declive em direção às valas e/ou bermas conforme o caso. Em encostas muito íngremes ou longitudinais, uma porção adicional de aglutinante deve ser considerada devido ao escoamento inevitável. No caso do Geotêxtil, recomenda-se instalar 50% da quantidade total de emulsão, esperar que ela seja rompida; logo em seguida, instala-se o Geotêxtil e, por último, aplica-se o 50% restante sobre o Geotêxtil esperando um tempo de cautela para que a água evapore; por último, passa-se a colocar a nova camada asfáltica por cima.

Tenha cuidado com o uso de emulsões ou asfaltos envelhecidos cristalizados, já que eles prejudicariam, em grande medida, os resultados da pavimentação.

As temperaturas do caminhão irrigador com asfalto não devem superar 150°C quando se trabalha com asfaltos normalizados; essa temperatura pode ser superada quando se está trabalhando com asfaltos modificados. Para emulsões, somente no caso de exigir-se o seu aquecimento, não se deve submeter a uma temperatura maior que 45°C, já que a partir dela é possível romper a emulsão.

Antes de iniciar uma repavimentação utilizando o Geotêxtil, deve-se realizar uma prova de aderência para determinar a quantidade ótima de ligante asfáltico a ser utilizada; isso evitará possíveis problemas de exsudação e, inclusive, a geração de uma superfície de deslizamento. Uma maneira rápida e simples é mediante o banho de uma área determinada que se sugere que seja de 1 m², com diferentes quantidades de ligante, levando em conta que sua distribuição sobre a superfície seja uniforme. Uma maneira de verificar se a quantidade de ligante é a adequada é tentar desprender manualmente o Geotêxtil da superfície; se isso não for alcançado, pode-se interpretar que se tenha alcançado o ponto ótimo de dosagem.

Normalmente, a taxa de aplicação para o ligante asfáltico é no mínimo 1.3L/m² (asfalto residual), incluída a quantidade necessária para garantir a adesão do conjunto superfície-Geotêxtil-camada de repavimentação. A quantidade dependerá da porosidade e oxidação relativa do pavimento existente. A colocação de um Geotêxtil de Repavimentação sobre uma superfície com fresa demandará uma quantidade maior de asfalto que uma camada envelhecida ou uma camada asfáltica de nivelação.

A colocação da rega exige que os equipamentos a serem utilizados coloquem o ligante em uma taxa uniforme, sendo conveniente o uso de equipamentos mecânicos, tais como os tanques ou caminhões irrigadores.



▲ Imagem 8.32 | Risco de emulsão com equipamento irrigador-dosificador. Costa Rica.

Passo 5: Instalação do Geotêxtil Não Tecido de Repavimentação	Ok: <input type="checkbox"/>
Geotêxtil com certificados de qualidade.	<input type="checkbox"/>
Elementos e/ou equipamentos facilitadores de aderência.	<input type="checkbox"/>
Temperatura de compactação vs. Temperatura de fusão do Geotêxtil.	<input type="checkbox"/>

A instalação do rolo de Geotêxtil pode ser realizada manual ou mecanicamente, existindo equipamentos patenteados para sua colocação. Essa instalação tem sido feita manualmente, sendo necessário um pessoal para o desenvolvimento, outro para o alinhamento e outro para escovar a aderência do rolo (eliminando ao máximo a rugosidade). O Geotêxtil deve ter um lado termofundido e outro sem termofusão, de tal maneira que esse último se coloque em contato direto com o ligante.

Também devem ser preferidos Geotêxteis Não Tecidos para repavimentação de cor cinza, aspecto que facilitará a identificação das áreas com quantidade de asfalto deficiente ou nula.

Para facilitar a aderência do Geotêxtil e eliminar a rugosidade com maior proporção, pode-se realizar uma varredura manual ou com escova sobre ele e depois passar por um compactador de pneus em baixa velocidade. Não é necessário realizar a submissão do Geotêxtil à camada antiga utilizando pregos ou grampos, esta atividade será opcional para locais muito específicos que ofereçam dificuldade de aderência.



▲ Imagem 8.33 | Instalação manual dos rolos do Geotêxtil de Repavimentação..

Imagem 8.34 | Passagem de irrigador sobre o Geotêxtil para a segunda rega.

Como regra geral quando se utiliza o Geotêxtil de Repavimentação, recomenda-se que as sobreposições em qualquer direção não devam superar 15 cm; convencionalmente, utilizam-se 10 cm

na sobreposição longitudinal ao rolo e 15 cm na transversal (final de rolo). Nas áreas de sobreposição, deve-se fazer uma impregnação adicional com ligante asfáltico para garantir a saturação total do Geotêxtil duplo.

Quando se está na zona de curvatura, para instalar o Geotêxtil devem-se cortar pequenos tramos de forma retangular ou trapezoidal para conformá-la.

Devem-se tomar cuidados especiais com as condições climatológicas, pois o Geotêxtil nunca poderá ser instalado quando a camada de pavimento antigo está em condições úmidas. No caso de se querer fazer grandes avanços na instalação, é necessário prever que não haverá chuva no local. Se, durante a instalação, começa-se a chover, o Geotêxtil deve secar totalmente antes de ser utilizado para essa aplicação. Como recomendação de trabalho na obra, só se deve instalar a quantidade de Geotêxtil que se tenha a segurança de que vá estar completamente coberto ao finalizar a jornada.



▲ Imagem 8.35 | Instalação mecânica dos rolos do Geotêxtil de Repavimentação.

Imagem 8.36 | Detalhe de instalação com adaptação do minicarregador.

Outro dos aspectos de maior cuidado para a instalação do Geotêxtil é sua colocação sobre a superfície da estrada impregnada com ligante asfáltico, evitando ao máximo a formação de rugosidade, já que estas não permitirão a saturação total do Geotêxtil, limitando sua função de barreira impermeável e reduzindo os benefícios de longo prazo desta membrana de intercobertura. As rugosidades geram trincas prematuras e/ou desprendimentos pontuais da nova camada asfáltica.

Os principais cuidados para o tratamento das rugosidades incluem os seguintes:

- ◆ As rugosidades e dobras de mais de 25 mm deverão ser cortadas com um bisturi e serem

instaladas sempre no sentido do avanço dos equipamentos utilizados na pavimentação, para evitar levantamentos.

- 🟢 No caso da rugosidade ou dobra passar os 50 mm, esse excesso deverá ser eliminado.
- 🟢 Quando o Geotêxtil é utilizado, nas sobreposições necessárias na reparação de rugosidades deverá contemplar o uso de ligante adicional para saturar as duas coberturas de Geotêxtil e formar uma liga, evitando possíveis planos de deslizamento.

Com o objetivo de evitar o umedecimento, contaminação e/ou degradação originados pela radiação ultravioleta dos rolos de Geotêxtil, estes deverão estar protegidos por um revestimento plástico até o momento de sua instalação. Durante seu armazenamento, deve-se prever que os rolos estejam sob um teto e uma superfície elevada do piso. Deve-se evitar a acomodação dos rolos em filas superiores a quatro níveis.

Por último, é importante verificar a temperatura ideal de compactação para a mistura asfáltica a ser utilizada. Os Geotêxteis de Repavimentação Não Tecidos puncionados por agulhas fabricados em polipropileno virgem tem seu ponto de fusão em 150°C; por isso, o uso de misturas asfálticas que exijam temperaturas de compactação maiores do que esta deve ser mencionado ao fornecedor do Geotêxtil. Geralmente, as misturas asfálticas, incluindo as que contém asfalto modificados com polímeros como o GCR, não exigem temperaturas superiores a essa para alcançarem o ponto ótimo de compactação, dado que, entre outros aspectos, as altas temperaturas envelhecem o asfalto.

Passo 6: Colocação da camada de repavimentação	Ok: <input type="checkbox"/>
Inclinações longitudinais e espessuras mínimas.	<input type="checkbox"/>
Funcionamento dos equipamentos para instalação contínua.	<input type="checkbox"/>

A camada de rolamento que é instalada sobre um Geotêxtil de Repavimentação saturado deve possuir espessuras mínimas em função da inclinação longitudinal da via. O seguinte quadro mostra as espessuras mínimas recomendadas de concreto asfáltico.

Tabela 8.7 Espessuras mínimas de mistura asfáltica sobre Geotêxtil de Repavimentação

Superfície sob o Geotêxtil de Repavimentação	Inclinação longitudinal (S)	Espessura mínima (cm)
Concreto asfáltico	S < 4%	5

Superfície sob o Geotêxtil de Repavimentação	Inclinação longitudinal (S)	Espessura mínima (cm)
Concreto asfáltico	4% $\leq S < 6\%$	7
Concreto asfáltico	6% $\leq S$	(*)
Laje de pavimento rígido	$S < 4\%$	7
Laje de pavimento rígido	$S \geq 4\%$	(*)

(*) Determinado pelo consultor do pavimento.

Para alcançar um benefício maior quando se reabilita um pavimento rígido, dependendo do seu nível de deterioração, devem-se nivelar e estabilizar as lajes existentes e instalar uma camada de concreto asfáltico de gradação aberta antes da colocação do Geotêxtil de Repavimentação.

Ao se colocar uma camada de repavimentação sobre o Geotêxtil com espessuras menores às recomendadas, é possível que esta comece a absorver esforços muito altos de tração por conta do movimento dos veículos, esforços para os quais tal camada não está projetada, gerando possíveis deslocamentos da nova cobertura de repavimentação.

A camada de repavimentação de concreto asfáltico poderá ser colocada imediatamente depois de ter sido instalado o Geotêxtil, esclarecendo-se que dar continuidade e simultaneidade a todas as etapas do processo de repavimentação sem tempos de não utilização dentro da jornada de trabalho oferecerá os melhores resultados. O concreto asfáltico será instalado mediante o emprego de uma pavimentadora de asfalto e compactará como em qualquer processo de pavimentação com cilindros e compactadores de pneus. A única precaução é que os equipamentos de construção não façam giros bruscos sobre o Geotêxtil.

8.7.2 Guia de instalação de Geogrelha de Fibra de Vidro para Repavimentação

Passo 1: Determinação da superfície	Ok:
Concreto asfáltico envelhecido.	<input type="checkbox"/>
Camada de nivelamento asfáltico	<input type="checkbox"/>
Base de concreto asfáltico.	<input type="checkbox"/>
Outra superfície, qual?	<input type="checkbox"/>

A superfície sobre a qual a Geogrelha de Fibra de Vidro será instalada poderá ser um concreto asfáltico envelhecido, uma camada de nivelamento asfáltico ou uma camada de nivelamento. Diferentemente da

alternativa com Geotêxtil, a Geogrelha deve contar com uma superfície nivelada para seu apoio, com o objetivo de aproveitar ao máximo seus benefícios ao ser submetida a tração, assim, sua colocação sobre uma superfície fresada não é adequada. A superfície será determinada pelo consultor do pavimento segundo as finalidades funcionais e/ ou estruturais que sejam desejadas para a rodovia. Para a reabilitação de pavimentos rígidos, também será uma alternativa o uso de uma Geogrelha de Fibra de Vidro sobre o pavimento, antepondo-se preferivelmente uma camada de nivelamento asfáltico.



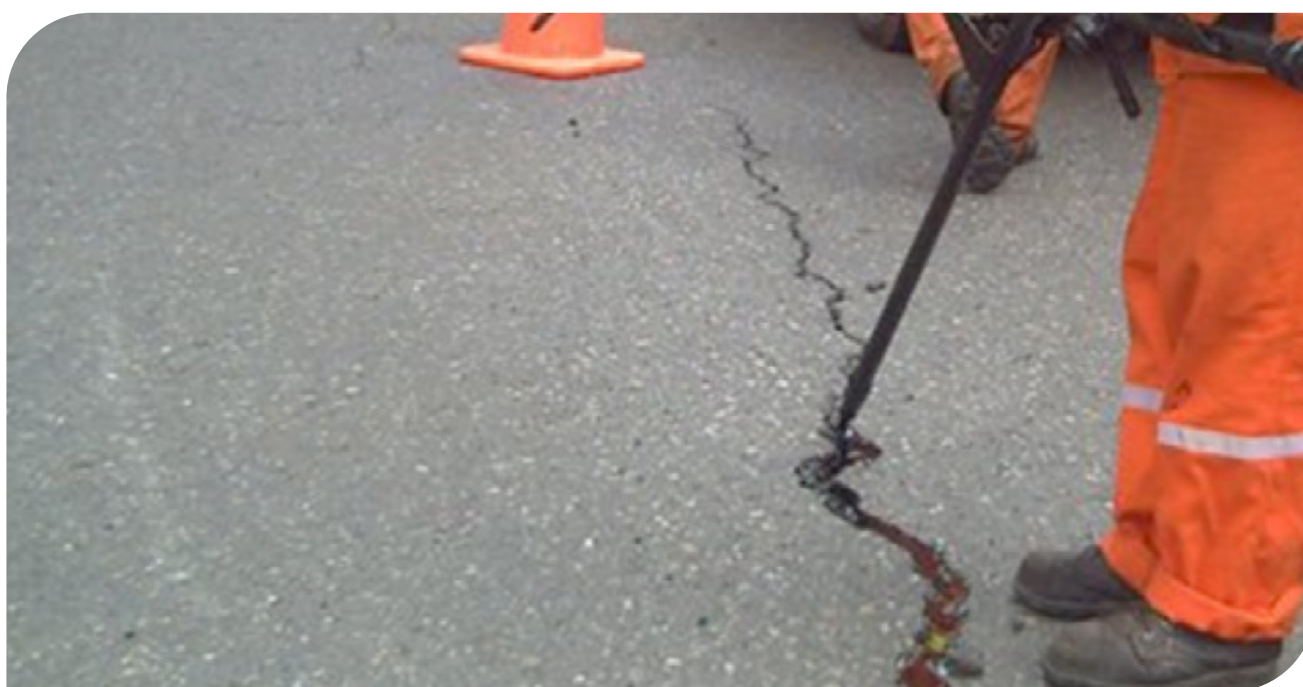
▲ Imagem 8.37 | Repavimentação com Geogrelha de Fibra de Vidro. Nariño, Colômbia.

Passo 2: Limpeza de superfície	Ok: <input type="checkbox"/>
Sopro ou varredura da superfície.	<input type="checkbox"/>

Sopro ou varredura da superfície. Talvez o processo mais importante de repavimentação com Geossintéticos consiste em garantir sua aderência à superfície; para isso, deve-se ter especial cuidado para conseguir uma superfície limpa e livre de poeira, sujeira, água, vegetação, detritos e, inclusive, até mesmo agregados que caem dos caminhões basculantes que trazem a nova massa asfáltica, o que pode impedir que o ligante que vai gerar a aderência entre a Geogrelha e a superfície tratada seja ótima. Os equipamentos recomendados para essa operação são compressores pneumáticos com bicos adequados para limpeza ou mesmo o uso de vassouras é permitido.

Passo 3: Tratamento de trincas	Ok: <input type="checkbox"/>
Vedação de trincas.	<input type="checkbox"/>

Depois de terminar o processo de limpeza, todas as trincas devem ser sopradas e seladas com enchimento adequado para esse fim, sem ultrapassar a quantidade acima do nível existente; essas trincas devem receber tratamento adequado de acordo com seu grau de evolução. Tratamentos de conformação (roteamento) para trincas com aberturas maiores que 6 mm são adequados. As fissuras relacionadas a patologias estruturais devem ser analisadas em profundidade para que seu tratamento seja estabelecido.



▲ Imagem 8.38 | Vedação de trincas.

Passo 4: Aplicação do ligante	Ok: <input type="checkbox"/>
Aplicação de asfalto ou emulsão asfáltica.	<input type="checkbox"/>
Funcionamento do equipamento de aplicação do ligante.	<input type="checkbox"/>
Testes anteriores de dosagem do ligante.	<input type="checkbox"/>

O ligante asfáltico será utilizado com 2 objetivos:

- i) Adesão da Geogrelha de Fibra de Vidro na superfície inferior de tal maneira que ela consiga

absorver os esforços nela atuantes.

- ii) Adesão da Geogrelha de Fibra de Vidro à superfície superior, a saber, a camada que ficará sobre ela, para controlar diretamente as tensões das fibras inferiores da nova camada asfáltica.

A Geogrelha poderá ser colocada apenas após o correspondente rompimento da emulsão no caso dela ser escolhida para ser utilizada como ligante. Para essa aplicação, não poderão ser utilizados os asfaltos líquidos (asfaltos dissolvidos em solventes de petróleo).

A quantidade de ligante asfáltico a ser utilizado depende da porosidade relativa da superfície sobre a qual o ligante será colocado, sendo essa uma das considerações de maior relevância para garantir o correto desempenho da Geogrelha.

As dosagens de ligante devem ser validadas na obra mediante provas de aderência. Quando se utilizam emulsões, deve-se solicitar anteriormente a especificação técnica para validar seu tipo. Para a escolha definitiva da emulsão, deve-se ter em conta as condições climáticas do local, entre outros aspectos (revisar o item 8.5. desse Manual). A seguir, apresenta-se um quadro de dosagens de asfalto a serem utilizadas quando se utilizam emulsões asfálticas.

Para o primeiro dos casos, por exemplo, se a quantidade de cimento asfáltico determinado nas provas de aderência é de 0,70 L/m², a quantidade de emulsão 60-40 a aplicar será 1,17 L/m².

Tabela 8.8 Dosagem de emulsões para o uso de Geogrelha de Fibra de Vidro

Ligante asfáltico para a instalação de Geogrelha de Fibra de Vidro de repavimentação		
Quantidade de asfalto residual requerido (L/m²) Inclui rega inicial e final	Emulsão asfáltica	
	Tipo de emulsão (asfalto - água)	Quantidade (L/m²)
0.70	60-40	1.17
	70-30	1.00
0.80	60-40	1.33
	70-30	1.14
0.90	60-40	1.50
	70-30	1.29
1.00	60-40	1.67
	70-30	1.43

Tenha cuidado com o uso de emulsões ou asfaltos envelhecidos cristalizados, já que eles prejudicariam, em grande medida, os resultados da pavimentação.

A irrigação de aderência deve ser aplicada de maneira uniforme em toda a superfície asfáltica em duas partes. A primeira antes de instalar a Geogrelha de Fibra de Vidro sobre a camada asfáltica nova ou camada de nivelção (dependendo se é um pavimento flexível novo ou reabilitação, respectivamente) e a segunda posterior à instalação da Geogrelha, antes de instalar a nova camada.

A primeira dose de irrigação de aderência não deve ser inferior a $0,5 \text{ L/m}^2$ (asfalto residual) e deve ser a mínima que garanta uma aderência da Geogrelha à superfície de, ao menos, 5 Kgf medido mediante o teste de aderência. Deve-se permitir que a emulsão rompa antes de instalar a Geogrelha em caso dela ser do tipo de ligante escolhido.

A segunda dose de irrigação de aderência é para garantir a devida impregnação da camada superior da Geogrelha e sua aderência à nova camada de concreto asfáltico. A quantidade da segunda irrigação de aderência não deve ser menor que $0,2 \text{ L/m}^2$ (asfalto residual). Se se utiliza a emulsão, deve-se permitir que a emulsão rompa antes de instalar a camada de cobertura. A segunda irrigação de aderência será aplicada depois da Geogrelha aderir à superfície, posteriormente à passagem do equipamento de compactação (esse último para potencializar a aderência).

Assim como o Geotêxtil, as técnicas de irrigação exigem que os equipamentos a serem utilizados coloquem o ligante em uma taxa uniforme.

O teste de aderência é executado para determinar a dose mínima da primeira irrigação de aderência. As provas de aderência devem ser executadas "in situ" ao menos cada 200 m de comprimento tendo em conta o seguinte procedimento:

Cortar uma peça de um $(1) \text{ m}^2$ de Geogrelha e instalá-la sobre a camada asfáltica nova ou de nivelção antes da colocação e rompimento de uma quantidade estabelecida de emulsão (recomenda-se iniciar com a quantidade mínima de $0,5 \text{ L/m}^2$). A peça de Geogrelha deverá ser submetida à passagem de um equipamento compactador para assegurar sua aderência. Uma vez a Geogrelha tendo sido aderida, insere-se na parte central o gancho de uma escala de mola (dinamômetro) abaixo da Geogrelha. Puxar o dinamômetro de uma única vez até que a Geogrelha se desprenda. A quantidade de emulsão será aquela para a qual a resistência à aderência seja igual ou maior a 5 Kg-f.



▲ Imagem 8.39 | Emulsão asfáltica com equipamento aspersor.

Passo 5: Instalação de Geogrelha de Fibra de Vidro com revestimento	Ok:
Geogrelha com certificados de qualidade.	<input type="checkbox"/>
Elementos e/ou equipamentos facilitadores de aderência.	<input type="checkbox"/>
Equipamento ou dispositivo para suporte e desenvolvimento de rolo.	<input type="checkbox"/>
Pregos e arruelas para ancoragem de Geogrelha.	<input type="checkbox"/>

Se a superfície não está nivelada, uma espessura mínima de 3 cm de concreto asfáltico como nivelção sobre a superfície de asfalto existente deve ser colocada. Se a estrada é de concreto hidráulico, a espessura mínima de nivelção será de 4 cm. É importante ter em conta uma irrigação de aderência entre a camada asfáltica antiga ou sobre a laje de concreto antes de aplicar a camada de nivelção.

A camada de nivelamento deve fornecer aderência suficiente à Geogrelha. Ainda que a Geogrelha de Fibra de Vidro possua um revestimento betuminoso que garanta a correta aderência da Geogrelha nas camadas asfálticas, deve-se empregar uma irrigação de aderência entre as camadas asfálticas para garantir a aderência completa entre estas.

A Geogrelha de Fibra de Vidro é fabricada por um processo de tecelagem de malha utilizando uma série de filamentos de fibra de vidro que formam uma estrutura de rede. Esses filamentos estão

coberturas com um polímero que permite que a Geogrelha possua uma boa aderência às camadas asfálticas. Cada filamento possui alta resistência à tração e alto módulo de elasticidade (69,000 Mpa) para alongamentos baixos. Essa combinação faz com que a Geogrelha de Fibra de Vidro seja mais forte que o aço libra por libra.

Segundo as solicitações de tração para a estrutura do pavimento, é possível optar por usar Geogrelhas de 50KN/m ou 100KN/m.

A instalação do rolo de Geogrelha pode ser realizada manual ou mecanicamente, existindo equipamentos patenteados para sua colocação. Para um manuseio mais simples dos rolos, recomenda-se o uso de elementos ou estruturas para seu suporte e desenvolvimento. Deve-se confirmar com o fornecedor da Geogrelha o lado que contém a cola facilitadora de aderência, situação na qual este lado deve ser colocado em contato com o chão. O pessoal que manipular os rolos de Geogrelha de Fibra de Vidro deve ser protegido com luvas para evitar coceira na pele.

Para facilitar a aderência da Geogrelha e eliminar as rugosidades ou ondulações, é possível varrer manualmente com elementos de madeira sem cerdas e depois passar um compactador leve (3 ton. máx.) sem vibração e em baixa velocidade.



▲ Imagem 8.40 | Instalação manual dos rolos da Geogrelha de Fibra de Vidro.

Imagem 8.41 | Uso de facilitadores de aderência manual para instalação de Geogrelha.

Como regra geral quando se utiliza a Geogrelha para Repavimentação, recomenda-se usar sobreposições de 10 cm na sobreposição longitudinal ao rolo e 20cm na transversal (finais de rolo). As sobreposições devem ser superpostas no sentido de colocação da mistura e devem ser impregnadas adicionalmente

com emulsão asfáltica para garantir uma aderência completa. Na sobreposição transversal, presente no início do rolo ou conformação da curva, recomenda-se ancorar a Geogrelha com um cordão de aço e arruela (espaçando cada cordão de 20 a 25cm). Recomenda-se fazer a ancoragem longitudinal somente quando for necessário diante da impossibilidade de manter a Geogrelha aderida, espaçando pregos de aço com arruela entre 2 e 5m. Recomenda-se que os pregos não fiquem localizados nas bordas da Geogrelha; é preferível colocar um fio dentro do rolo (3cm aprox.).

Na zona de curva, para instalar a Geogrelha devem-se cortar as seções de comprimento de forma a permitirem uma boa modelagem, fazendo os cortes necessários. Perimetralmente às margens da estrada, em sarjetas, poços, câmaras e estruturas hidráulicas, a Geogrelha de Fibra de Vidro deve ser deixada separada por uma margem de 10cm, para evitar a absorção de água por ação capilar.

Devem-se tomar cuidados especiais com as condições climatológicas, pois a Geogrelha nunca poderá ser instalada quando a camada de pavimento antigo está em condições úmidas. No caso de se querer fazer grandes avanços na instalação, é necessário prever que não haverá chuva na zona. Se, durante a instalação, começa-se a chover, a Geogrelha deve secar totalmente antes de ser coberta. Como recomendação de trabalho na obra, só se deve instalar a quantidade de Geogrelha que se tenha a segurança de que vá estar completamente coberto ao finalizar a jornada.



▲ Imagem 8.42 | Instalação de Geogrelha em curva em fase de recorte.
Imagem 8.43 | Instalação de Geogrelha de Fibra de Vidro em curva terminada.

Outro aspecto de maior cuidado para a instalação da Geogrelha é sua colocação sobre a superfície da estrada impregnada com ligante asfáltico, evitando ao máximo a formação de rugosidade e ondas. As rugosidades geram fissuras prematuras e/ou desprendimentos pontuais da nova cobertura asfáltica.

Os principais cuidados para o tratamento das rugosidades incluem os seguintes:

- 🟢 As rugosidades e dobras de mais de 25 mm deverão ser cortadas com um canivete e serem instaladas sempre no sentido do avanço dos equipamentos utilizados na pavimentação, para evitar levantamentos.
- 🟢 No caso da rugosidade ou dobra passar os 50 mm, esse excesso deverá ser eliminado.

Com o objetivo de evitar o umedecimento, contaminação e/ou degradação originados dos rolos de Geogrelha, estes deverão estar protegidos por um revestimento plástico até o momento de sua instalação. Durante seu armazenamento, deve-se prever que os rolos estejam sob um teto e uma superfície elevada do piso. Deve-se evitar a acomodação dos rolos em filas superiores a quatro níveis e evitar encostá-los contra postes rígidos que podem danificar ou marcar o rolo com suas bordas.

Passo 6: Colocação da camada de repavimentação	Ok: <input type="checkbox"/>
Inclinações longitudinais e espessuras mínimas.	<input type="checkbox"/>
Funcionamento dos equipamentos para instalação contínua.	<input type="checkbox"/>

A camada de rolamento que é instalada sobre uma Geogrelha de Fibra de Vidro Repavimentação saturado deve possuir espessuras mínimas em função da inclinação longitudinal da via. O seguinte quadro mostra as espessuras mínimas recomendadas de concreto asfáltico.

Tabela 8.9 Espessuras mínimas de mistura asfáltica sobre Geogrelha de Fibra de Vidro

Superfície sob a Geogrelha de Repavimentação	Inclinação longitudinal (S)	Espessura mínima (cm)
Concreto asfáltico	$S < 4\%$	5
Concreto asfáltico	$4\% \leq S < 6\%$	7
Concreto asfáltico	$6\% \leq S$	(*)

(*) Determinado pelo consultor do pavimento.

Observação: Essas espessuras não se aplicam para reabilitação de pavimentos rígidos.

Para alcançar um benefício maior quando se reabilita um pavimento rígido, dependendo do seu nível de deterioração, devem-se nivelar e estabilizar as lajes existentes e instalar uma cobertura de concreto asfáltico de gradação aberta antes da colocação da Geogrelha de Repavimentação. Além disso, a

espessura mínima recomendada de cobertura asfáltica sobre a Geogrelha será de 6 cm. Além disso, a espessura mínima de nivelção sobre as lajes de concreto recomendado será de 4 cm. É importante ter em conta uma irrigação de aderência entre a camada de concreto antes de aplicar a cobertura de nivelção. O consultor de pavimento, sob seu critério, avaliará o tráfego e definirá espessuras definitivas.

Ao se colocar camadas de repavimentação sobre a Geogrelha com espessuras menores às recomendadas, é possível que esta comece a absorver esforços muito altos de tração por conta do movimento dos veículos, esforços para os quais tal camada não está projetada, gerando possíveis deslocamentos da nova camada de repavimentação.

A camada de repavimentação de concreto asfáltico poderá ser colocada imediatamente depois de ter sido instalada a Geogrelha, esclarecendo-se que dar continuidade e simultaneidade a todas as etapas do processo de repavimentação sem tempos de não utilização dentro da jornada de trabalho oferecerá os melhores resultados. O concreto asfáltico será instalado mediante o emprego de uma pavimentadora de asfalto e compactará como em qualquer processo de pavimentação com cilindros e compactadores de pneus. A única precaução é que os equipamentos de construção não façam giros bruscos sobre a Geogrelha.



▲ Imagem 8.44 | Repavimentação com Geogrelha de Fibra de Vidro. Processo contínuo e simultâneo.

8.8 Bibliografia

- INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, Guía Metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos de carreteras. Bogota D.C. 2008.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Estados Unidos. 2004.
- UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA e INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras. Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles. Bogotá D.C. 2006.
- MORENO Carlos Andres, Efecto de los geosintéticos en el comportamiento dinámico de mezclas asfálticas. Universidad de los Andes. Bogotá D.C. 2010.
- FORERORONDON, Ana Maria. Rehabilitación de pavimentos fisurados por reflexión implementando sistemas de membrana anti-fisura S.A.M.I. Pontificia Universidad Javeriana. Bogota D.C. 2012.
- DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE GEOSISTEMAS PAVCO. Manual de diseño con geosintéticos Ed.9. Bogota D.C.
- ECOPETROL. Catálogo de productos. Colombia.
- MECA, Ruben, DEL SOL SANCHEZ Miguel, MORENO Fernando y RUBIO Maria del Carmen. Sistemas anti-reflexión de fisuras en firmes bituminosos de carreteras. Plataforma Tecnológica Española de la Carretera – PTC. España. 2015.
- RONDON Hugo, REYES Fredy, FIGUEROA Ana, RODRIGUEZ Edgar, REAL Claudia y MONTEALEGRE Tito, Estado del conocimiento del estudio sobre mezclas asfálticas modificadas en Colombia. Asfaltos y Pavimentos. Colombia. 2009.
- HUANG, Yang H. "Prediction of Fatigue Cracking and Rutting in Asphalt Pavements"; SHRP. United States Of America 1991.
- ASOCIACION MUNDIAL DE LA CARRETERA – PIARC y PROYECTO ISOHDM Estudio Internacional Desarrollo y Gestión de Carreteras. Software HDM4 Highway Development and Management Vers.1. Francia. 2001.
- MONTESTRUQUE G. Contribuição para a elaboração de método de projeto de restauração de pavimentos asfálticos utilizando Geossintéticos em sistemas anti-reflexão de trincas. Estado do São Paulo, Brasil. 2006.



Capítulo 9

SISTEMAS DE SUBDRENAGEM PARA
Vias com filtro francês

9.1 Generalidades

Um bom sistema de drenagem e/ou subdrenagem está intimamente relacionado com uma maior durabilidade das obras; de fato, a vida útil das estradas depende, em grande parte, do período de tempo no qual o excesso de água está presente em sua estrutura. O excesso de água em alguns solos, especialmente os de grãos finos, afeta seus parâmetros de resistência, os torna suscetíveis a alterações volumétricas e modifica os mecanismos de transmissão de pressões aplicadas.

O projeto de um sistema de subdrenagem que envolva a utilização de Geotêxteis nas obras civis será, sem dúvida, uma contribuição fundamental para a qualidade de tais obras, já que fornecerá um melhor desempenho do sistema e aumentará a vida útil da solução.

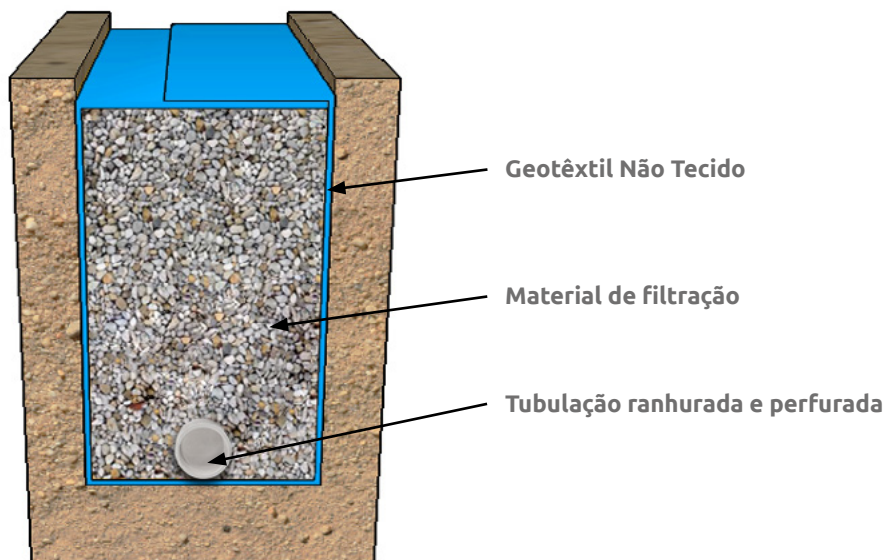
Esse documento é um guia prático para projetar sistemas de subdrenagem envolvendo Geossintéticos, de tal forma que se chegue ao projeto mais conveniente do ponto de vista técnico e econômico.

9.2 Introdução

O objetivo dos drenos nas estradas é evitar a saturação total da estrutura, captando, conduzindo e evacuando a água que possa entrar na estrutura do pavimento.

Um sistema de drenagem subsuperficial eficiente e estável é composto por um meio filtrante e outro drenante. Convencionalmente, um sistema de dreno está constituído por agregados pétreos como britas e saibros de diferentes tamanhos, um Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas e tubulação de drenagem.

O Geotêxtil atua como elemento de filtração, permitindo a passagem de água e retendo os finos, enquanto o material granular e a tubulação é responsável pela evacuação da água (ver figura 9.1). O uso dos Geotêxteis veio impondo-se como o sistema de filtração mais vantajoso, devido principalmente ao aumento da vida útil das obras, a facilidade de instalação, redução de custos de construção e por tratar-se de um sistema construtivo ambientalmente eficiente.



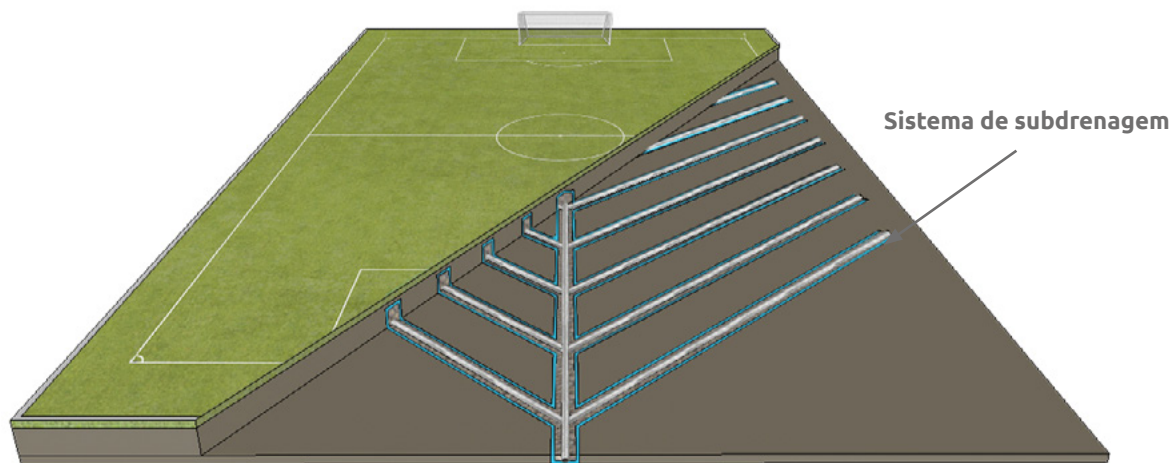
▲ Figura 9.1 | Componente do dreno francês.

Além do uso nas estradas, existem inúmeras aplicações em obras civis nos quais o envolvimento de um sistema de subdrenagem garante o desempenho adequado da obra a curto e longo prazo. Dentro dessas aplicações, temos: os campos esportivos, os muros de contenção e aterros, os solos e fundações em edifícios, os aterros sanitários e a mineração. Muitos dos aspectos dos projetos de subdrenos que são apresentados aqui podem se estender a tais aplicações.

Nas figuras 9.2. a 9.5. demonstramos algumas das aplicações mencionadas, nas quais, com mais frequência, devemos considerar incluir um sistema de subdrenagem.



▲ Figura 9.2 | Subdrenagem em estradas.



▲ Figura 9.3 | Subdrenagem em campos esportivos.



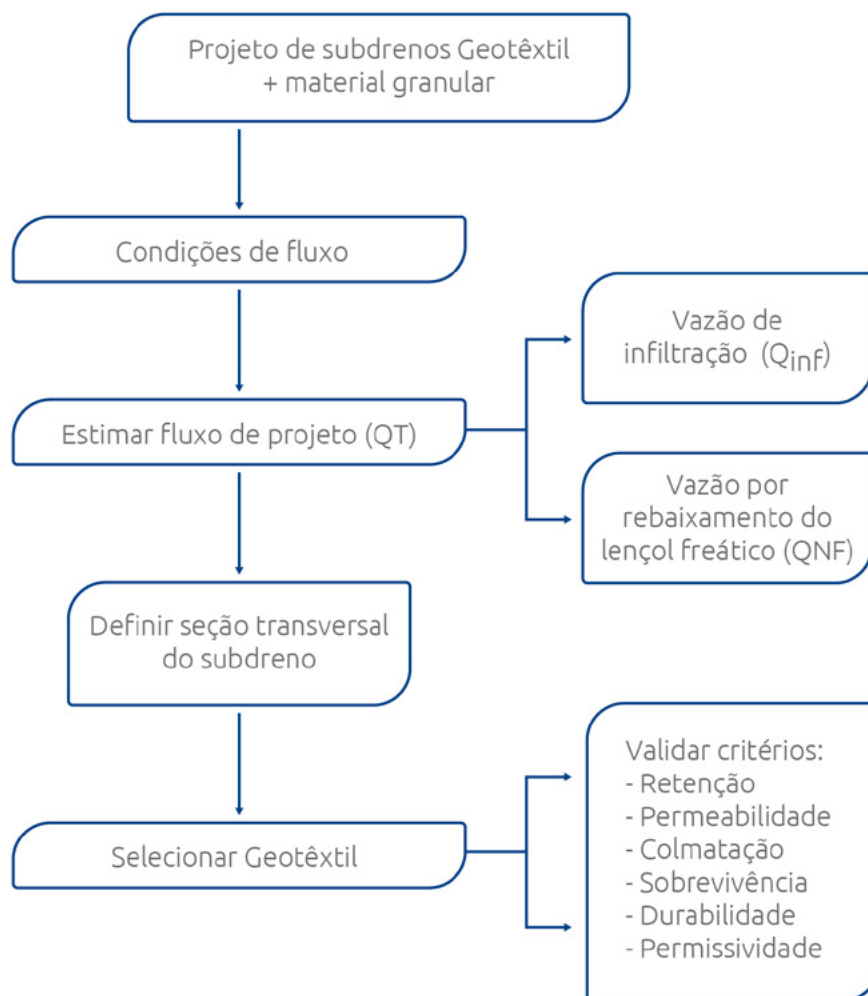
▲ Figura 9.4 | Subdrenagem em muros de contenção.



▲ Figura 9.5 | Subdrenagem em edificações.

9.3 Metodologia de projeto de subdrenagem

Conforme indicado na Figura 9.6, o processo de projeto de subdrenos com Geotêxtil e material granular envolve quatro aspectos principais: a) Determinar a localização e profundidade da direção do fluxo, b) Estimar a vazão crítica para o comprimento de descarga, c) Dimensionar a seção transversal do subdreno e d) Estabelecer um sistema de filtração adequado.



▲ Figura 9.6 | Diagrama de fluxo de projeto de subdrenagem com Geotêxtil e material granular.

9.3.1 Condições de fluxo

Com base nas condições geomorfológicas e geométricas da estrada, deve estabelecer-se os tramos entre as localizações de descarga. Deverão ser identificadas a localização e a profundidade da direção do fluxo. Em estradas, o fluxo pode seguir em sentido longitudinal ou transversal no que diz respeito ao eixo da estrada.

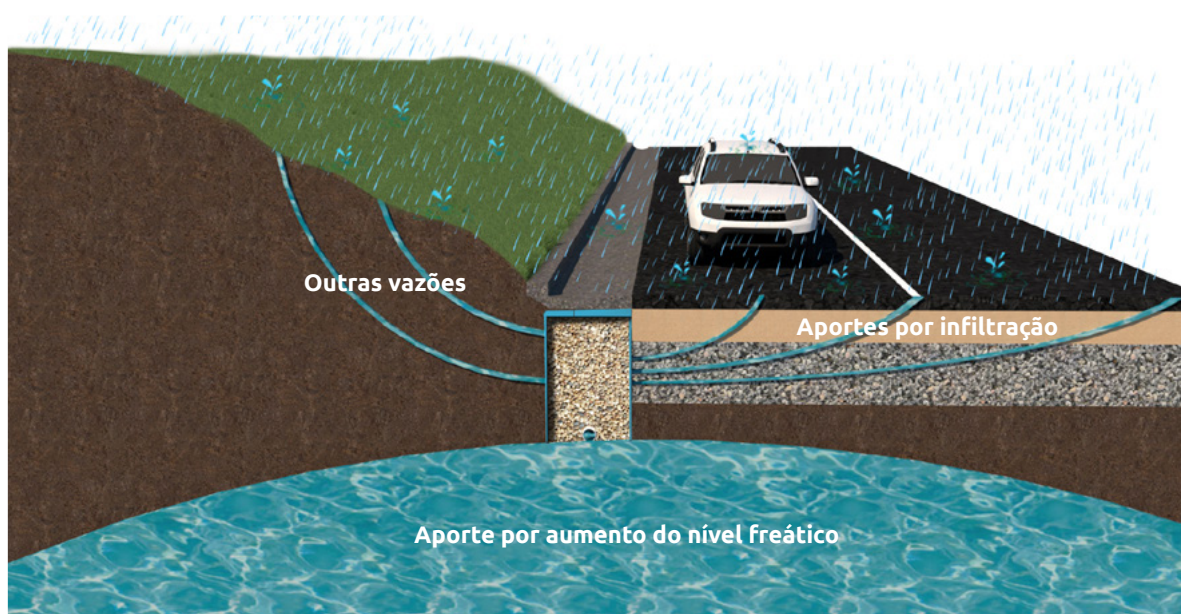
Para captar águas subsuperficiais, é conveniente levar em consideração o projeto de um sistema de captação, que assegure a rápida chegada da água ao subdreno, verificando a velocidade de chegada.

9.3.2 Estimativa da vazão de do projeto

Estabelecidos os tramos entre localizações de descarga, deve-se identificar as fontes de aporte de vazão ao longo dos tramos. As vazões de aporte que constituem a vazão total ou crítica para o projeto de um sistema de subdrenagem em uma estrutura de um pavimento são:

- ◆ A vazão gerada pela infiltração da água da chuva
- ◆ A vazão gerada pela redução do nível de água subterrânea

A água de infiltração provém de águas da chuva e superficiais que são infiltradas através da camada do pavimento ou através do solo próximo ao tramo da estrada em questão. É importante determinar adequadamente as áreas aferentes para o cálculo da vazão de infiltração, levando em consideração que muitas vezes o subdreno também pode captar água de infiltração das encostas vizinhas.



▲ Figura 9.7 | Vazões a considerar.

Quanto mais longo for o trajeto da água em uma subdrenagem, maior terá que ser sua capacidade de transporte, uma vez que os fluxos de entrada são adicionados ao longo do sistema de subdrenagem.

Um sistema eficiente de drenagem em estradas deve complementar o sistema de subdrenagem com estruturas de drenagem superficial como: calhas, valetas de taludes, valas de drenagem, de forma a

ajudar a reduzir a infiltração de água no subsolo.

Vazão por infiltração (Q_{inf})

Parte da água da chuva que cai diretamente na camada do pavimento, tanto rígido quanto flexível, infiltra-se na estrutura do pavimento devido à sua permeabilidade. O cálculo dessa vazão de infiltração é feito da seguinte maneira:

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R \quad (\text{Eq. 9.1})$$

Onde:

- I_R = Precipitação máxima horária anual, registrada na área do projeto. (ver anexo C) (m/s).
- B = Para subdrenos longitudinais, B é a metade da largura da via (largura da estrada/2). Para o caso de subdrenos transversais, B é a distância entre subdrenos (m).
- L = comprimento do tramo de drenagem (m).
- F_i = Fator de infiltração. (Ver Tabela 9.1).
- F_R = Fator de retenção da base, reflete o fato de que as bases, dado seu tempo de serviço diminuem sua permeabilidade. (Ver Tabela 9.2)

A precipitação máxima horária anual, registrada na área do projeto, pode ser extraída das curvas intensidade - duração - frequência para as diferentes regiões do país, incluídas no Anexo C. Normalmente se toma o intervalo entre 60 e 120 minutos e se escolhe a curva de 2 anos.

Alternativamente, a critério do projetista, a precipitação pode ser determinada empregando equações correlacionadas com os dados pluviométricos medidos em campo para o território do país. Para esse fim, apresenta-se nesse documento a investigação realizada por Vargas e Díaz-Granados para determinar a equação mais apropriada (ver anexo D).

Tabela 9.1 Valores recomendados para F_i

Tipo de camada	F_i
Revestimentos asfálticos muito bem conservados	0.30
Revestimentos asfálticos normalmente conservados	0.40
Revestimento asfálticos pobremente conservados	0.50

Tipo de camada	F_i
Revestimento de concreto de cimento Portland	0.67

Tabela 9.2 Valores recomendados para F_R

Tipo de camada	F_R
Bases bem graduadas, em funcionamento 5 anos ou mais	1/4
Bases bem graduadas, em funcionamento por menos de 5 anos	1/3
Bases de graduação aberta, em funcionamento 5 anos ou mais	1/3
Bases de graduação aberta, em funcionamento por menos de 5 anos	1/2

Vazão por rebaixamento do lençol freático

Em locais onde o lençol freático ou a água proveniente da pressão alcance uma altura tal que supere o nível do subleito, afetando a estrutura do pavimento, é necessário reduzir esse nível de modo que não gere inconvenientes por excesso de água. O cálculo dessa vazão se baseia nos seguintes parâmetros:

$$\begin{aligned}
 Q_{NF} &= k * i * A_a \\
 i &= (N_d - N_f) / B \\
 A_a &= (N_d - N_f) * L
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 9.2}$$

Onde:

k = É o coeficiente de permeabilidade do solo adjacente (m/s).

i = É o gradiente hidráulico.

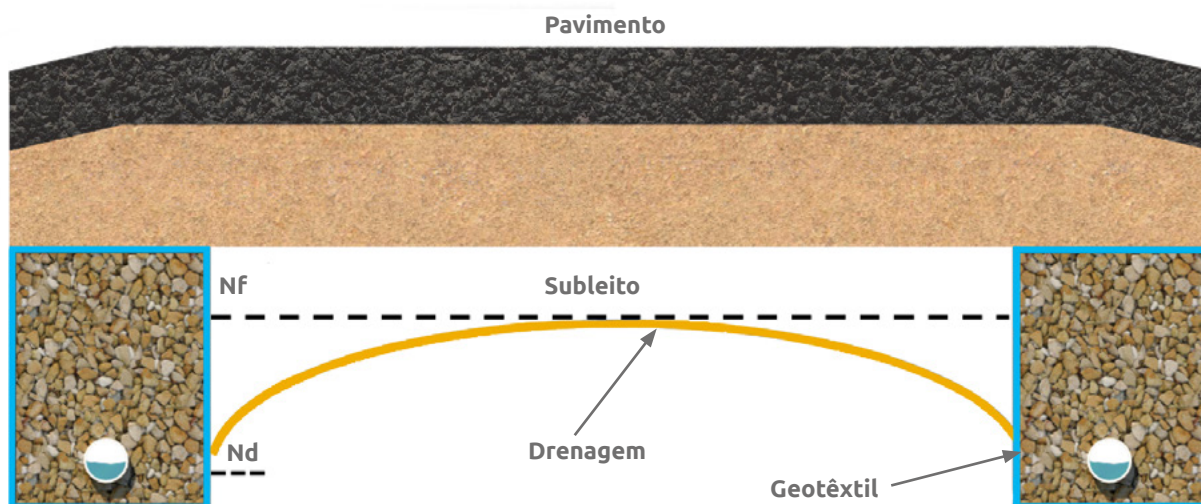
N_d = Cota inferior do subdreno. (Ver Figura 9.8) (m).

N_f = Cota superior do nível freático. (Ver Figura 9.8) (m).

A_a = É a área efetiva para o caso de rebaixamento do nível freático (m²).

B = Para subdrenos longitudinais, B é a metade da largura da via da estrada. Para o caso de subdrenos transversais, B é a distância entre subdrenos (m).

L = Comprimento do tramo de drenagem (m).



▲ Figura 9.8 | Sistema de subdrenagem lateral em estrada.

Uma vez que as vazões de abastecimento para o sistema tenham sido estimadas, a vazão de projeto é obtida:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF} \quad (\text{Eq. 9.3})$$

Observação: O fluxo por rebaixamento do nível freático deve ser duplicado quando se apresenta nos dois da seção transversal.

A linha superior da vazão ou nível freático não deve superar em nenhum momento a cota do subleito; com esse critério, deve-se estabelecer a profundidade do subdreno N_d .

Vazão de escoamento superficial

A vazão proveniente do escoamento superficial pode ser controlada com métodos de captação tais como calhas, valetas e bueiros, de forma a limitar o aporte de água na estrutura do pavimento. Em tramos onde se considere que haverá aporte por escoamento superficial, o fluxo deve ser estimado levando em conta os métodos hidrológicos.

9.3.3 Dimensionamento da seção transversal

Partindo da expressão que define o fluxo total Q_T (Eq. 9.4.) se determina a área da seção transversal exigida para que o subdreno seja capaz de conduzir a vazão crítica com uma velocidade de evacuação adequada.

$$Q_T = V * i * A \quad (\text{Eq. 9.4})$$

Onde:

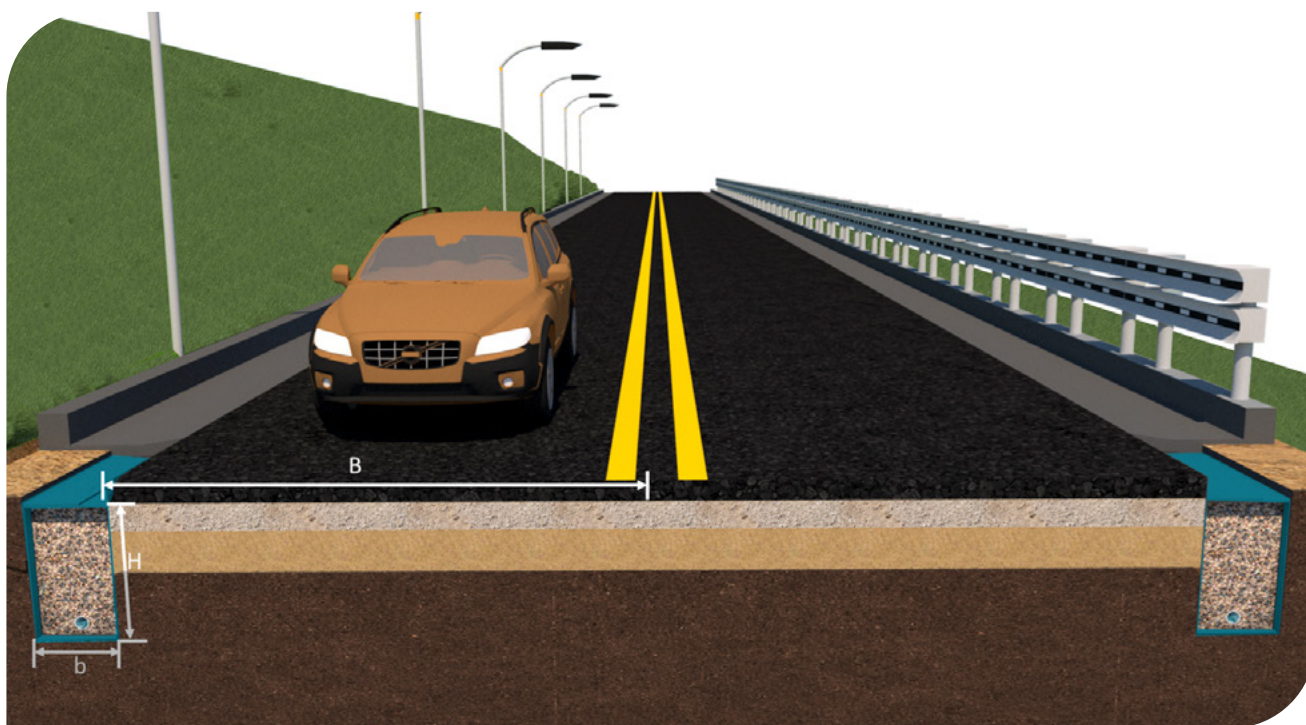
Q_T = Vazão total (m^3/s).

V = Velocidade de fluxo, a qual depende da inclinação longitudinal e do tamanho do agregado utilizado no subdreno. (Ver Figura 9.8) (m/s).

i = Gradiente hidráulico que para o caso dos subdrenos é = 1.

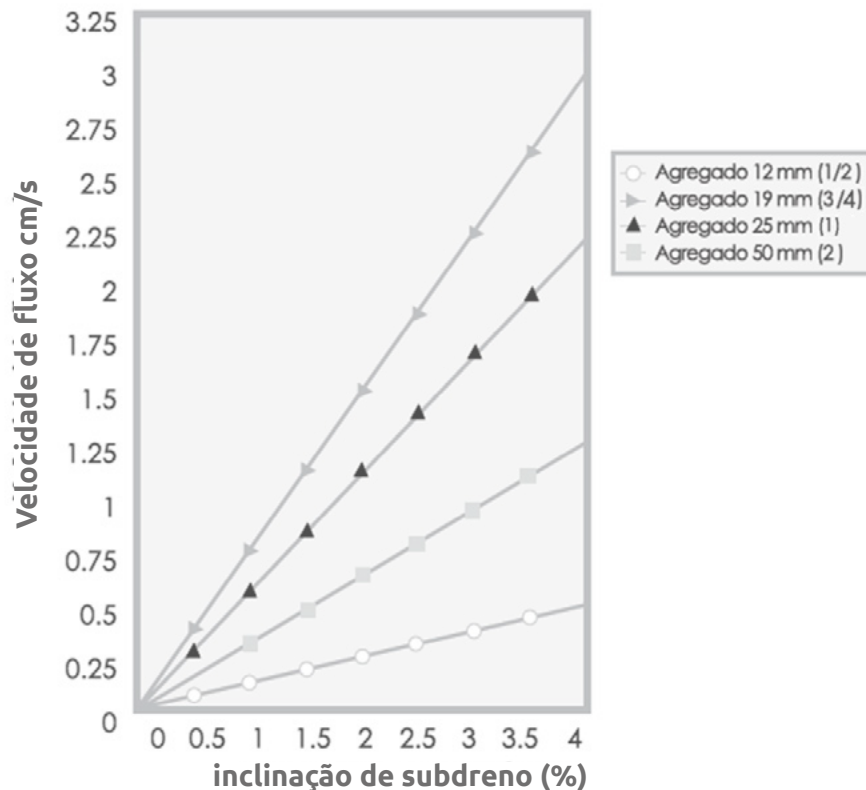
A = Área da seção transversal do subdreno, presume-se uma profundidade do filtro e se calcula a largura (m^2).

A profundidade do subdreno deve ser estimada segundo a posição do nível freático e a estrutura do pavimento a ser protegida, recomenda-se assumir um H como mínimo da profundidade máxima das camadas granulares; calculada a altura, deve-se certificar que ela cumpra com uma largura passível de construção de acordo com o equipamento de construção, a largura mínima de uma pá típica de retroescavadeira é de 60 cm; por isso, esse deve ser o mínimo contemplado.



▲ Figura 9.9 | Variáveis geométricas do projeto.

Conhecida a inclinação do subdreno e o tamanho do agregado disponível para usar como material sistema de drenagem, a partir da Figura 9.10 se determina a velocidade de fluxo do sistema. Estabelecida a velocidade e o fluxo de projeto, a equação Eq. 9.4 determina a área da seção transversal requerida para o subdreno.



▲ *Figura 9.10 | Inclinação vs. velocidade, segundo o tamanho do agregado (para agregados de tamanho uniforme).*

No anexo E, incluem-se alguns ábacos que permitem validar para diferentes seções transversais do subdreno o cumprimento das vazões requeridas em relação à inclinação do subdreno e o tamanho do agregado disponível como material de drenagem.

Obtida a seção transversal do subdreno, determina-se o comprimento de desenvolvimento do Geotêxtil correspondente ao perímetro mais a sobreposição. Os comprimentos de sobreposição recomendados variam entre 0,25 m e 0,35 m.

Para aumentar a eficiência dos subdrenos é recomendável utilizar tubulação de drenagem dentro do subdreno, permitindo a passagem de uma vazão maior na mesma seção transversal. O diâmetro da tubulação de drenagem a ser utilizada pode ser estimada fazendo-se uso da equação de Manning. Assume-se um diâmetro de tubulação e, por conseguinte, se certifica que ela cumpre a seguinte igualdade:

$$Q_T = (1/n) * A * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (\text{Eq. 9.5})$$

Onde:

Q_T = Vazão total calculada (m^3/s).

n = Coeficiente de Manning. Para tubulação perfurada normalmente é 0.013.

A = Área do tubo (m^2).

R = A_T/P_T (Área total/Perímetro total) Com tubo cheio (m).

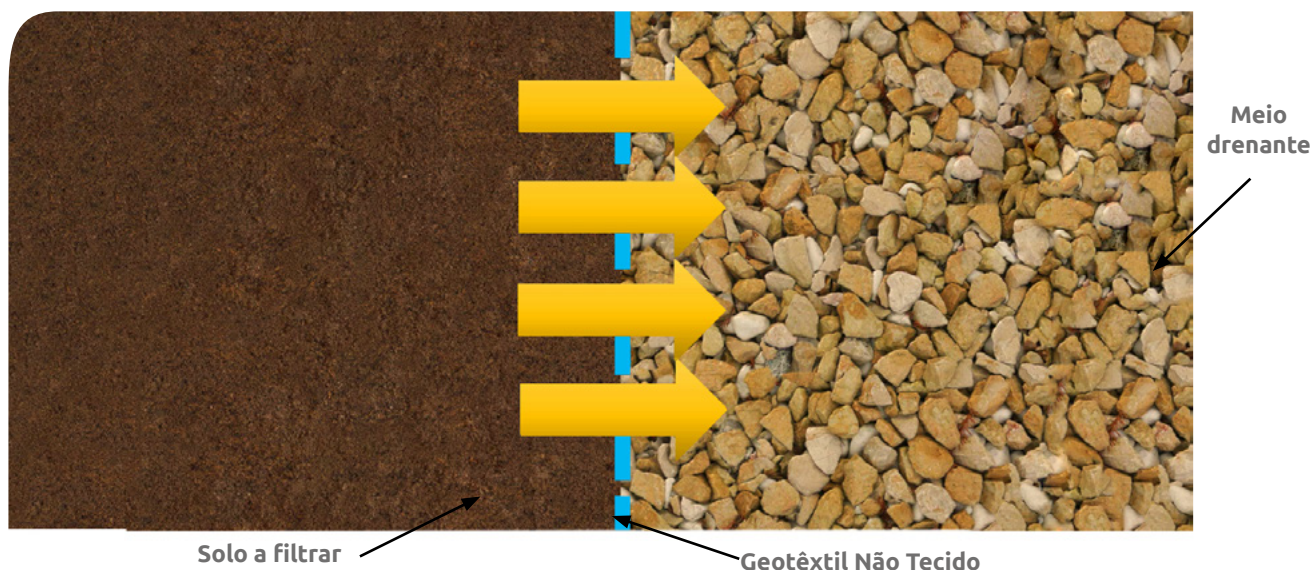
S = Inclinação do subdreno (m/m).

9.3.4 Seleção do Geotêxtil como filtro

Ao estabelecer um sistema de filtração adequado, será assegurada uma maior vida útil do sistema e, por conseguinte, da estrutura do pavimento.

O filtro evita uma migração excessiva de partículas de solo e simultaneamente permite a passagem de água, o que implica que o Geotêxtil deve ter uma abertura aparente máxima adequada para reter o solo, possuindo, por sua vez, um valor mínimo admissível de permeabilidade, que permita a passagem do fluxo de uma maneira eficiente. A seleção do Geotêxtil deve contemplar, além disso, a avaliação dos critérios de sobrevivência, durabilidade e resistência a colmatação.

Finalmente, o Geotêxtil selecionado como filtro deve satisfazer as características hidráulicas e mecânicas que resultam da revisão dos critérios de projeto que são apresentados a seguir:



▲ Figura 9.11 | Passagem de água através do sistema de filtração.

Critério de retenção (TAA)¹

Esse critério assegura que as aberturas do Geotêxtil sejam suficientemente pequenas para evitar a migração do solo até o meio drenante ou até onde o fluxo se dirige.

De acordo com o estabelecido no “Geotextiles Engineering Manual” da Federal Highway Administration (FHWA) e baseados nos critérios de retenção de Christopher e Holtz (1989), Carroll (1983), um Geotêxtil deve cumprir com as seguintes condições:

$$TAA < D_{85} * B \quad (\text{Eq. 9.6})$$

Onde:

TAA = Tamanho de abertura aparente (mm).

D_{85} = Tamanho de partículas (em milímetros) que corresponde a 85% do solo que passa a ser peneirado. Esse dado é obtido da curva granulométrico do solo em consideração.

B = Coeficiente que varia entre 1 e 3. Depende do tipo do solo a ser filtrado, das condições de fluxo e do tipo de Geotêxtil.

O tamanho de abertura aparente TAA do Geotêxtil é fornecido pelo fabricante e correspondente à abertura dos espaços livres (em milímetros). O TAA é obtido peneirando esferas de vidro de diâmetros conhecidos, quando 5% de um determinado tamanho de esferas passam pelo Geotêxtil, o TAA é definido tal como estabelecido nos ensaios ASTM D4751.

Segundo Christopher e Holtz, para solos coesivos com um índice de plasticidade maior que 7, o valor do Tamanho de abertura aparente deve ser de $TAA < 0,30 \text{ mm}$.

Por sua parte, o coeficiente B é determinado com base nas seguintes considerações:

🟢 Para areias, areias com brita, areias siltosas e areias argilosas (com menos de 50% passando na peneira # 200), B é uma função do coeficiente de uniformidade C_u , onde $C_u = D_{60}/D_{10}$, da seguinte maneira:

$$\begin{aligned} C_u \leq 2 \text{ ó } C_u \geq 8 &\rightarrow B = 1 \\ 2 < C_u \leq 4 &\rightarrow B = 0.5 \times C_u \\ 4 < C_u \leq 8 &\rightarrow B = 8/C_u \end{aligned}$$

¹ HOLTZ, Robert, Geosynthetic Engineering. Junio 1997, Pags. 36 – 38.

- Para solos arenosos mal graduados, usar B entre 1.5 e 2..
- Para solos finos (mais de 50% passa por uma peneira # 200) B é uma função do tipo de Geotêxtil.

$$\text{Para Tecidos:} \quad B = 1 \quad \rightarrow \quad TAA \leq D_{85}$$

$$\text{Para Não Tecidos:} \quad B = 1.8 \quad \rightarrow \quad TAA \leq 1.8 * D_{85}$$

Critério de permeabilidade

A permeabilidade é a propriedade hidráulica por meio da qual o Geotêxtil permite uma passagem adequada do fluxo perpendicular a seu plano. Para revisar a permeabilidade do Geotêxtil, deve-se ter em conta o seguinte:

- Para condições de fluxo estáveis ou fluxo laminar² e solos não dispersivos³, com porcentagens de finos não maiores que 50% e de acordo com o critério de Schober e Teindl (1979); Wates (1980); Carroll (1983); Christopher e Holtz (1985) e outros:

$$k_g > k_s \quad (\text{Eq. 9.7})$$

Onde:

$$k_g = \text{Permeabilidade do Geotêxtil}$$

$$k_s = \text{Permeabilidade do solo}$$

- Para condições de fluxo crítico⁴, ingredientes hidráulicos elevados e que buscam um desempenho de longo prazo reduzindo risco de colmatação, recomenda-se utilizar o critério de Carroll (1982); Christopher e Holtz (1985):

$$k_g > 10 * k_s \quad (\text{Eq. 9.8})$$

Nessas condições, além do Geotêxtil, recomenda-se colocar uma camada de areia média a grossa.

Critério de Colmatação

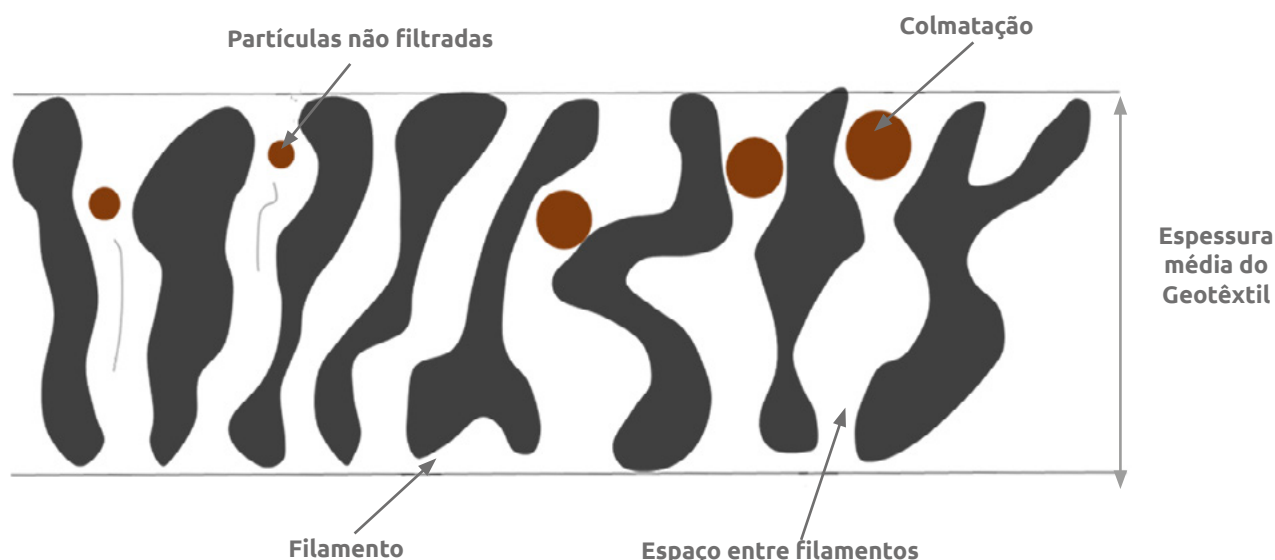
A colmatação acontece quando partículas finas do solo penetram no Geotêxtil, bloqueando seus canais porosos, ou quando são depositados do lado a montante do Geotêxtil, produzindo uma redução

² O comportamento hidráulico de drenagens convencionais como cortinas drenantes ou sistemas de captação de lixiviados se assemelha mais as características de fluxo laminar.

³ Os solos dispersivos são aqueles que tem de floculação em contato com a água, tem alto índice de vazios, altos conteúdos de sais e geram fluxos.

⁴ O comportamento hidráulico de subdrenagens laterais em uma via, proteções de margens sob rip-rap ou Durabags assemelha-se mais às condições de fluxo dinâmica pelo aumento das pressões de poros sob cargas cíclicas.

significativa da permeabilidade, o que obriga que o Geotêxtil cumpra com uma porcentagem mínima de espaços vazios.



▲ Figura 9.12 | Assoreamento do filtro por penetração de partículas.

Os Geotêxteis com uma maior resistência a colmatação são os Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas, nos quais o risco de tamponamento de grande parte dos seus orifícios são muito baixos devido à espessura que possuem e os altos valores de porosidade que apresentam. Ao contrário, os Geotêxteis Não Tecidos unidos pela temperatura ou calandrados são muito mais finos e rígidos, por isso se assemelham a Geotêxteis Tecidos em seu comportamento, Leuttich (1993).

Os Geotêxteis Tecidos têm baixa porosidade e um risco de colmatação muito elevado, com a consequência de ter uma perda súbita na permeabilidade, motivo pelo qual não se recomenda utilizá-los como filtros em sistemas de drenagem. De acordo com o critério de Chistopher e Holtz, 1985; R. Koerner, 1990, os Geotêxteis utilizados como meio de filtragem devem ter uma porosidade > 50%, motivo pelo qual não se devem utilizar Geotêxteis Tecidos nos sistemas de subdrenagem.

Em aplicações críticas ou em projetos que envolvam solos muito finos, recomenda-se realizar ensaios de colmatação com os solos do local da obra, seguindo a metodologia de teste descrita na normal ASTM 5101-90.

Uma investigação relacionada com o estudo deste comportamento é o "Projeto Racional de Elementos

⁵ FAJARDO A., RODRÍGUEZ S., Diseño Racional De Elementos Filtrantes Para Sistemas De Subdrenaje, P.U.J., 1999.

Filtrantes para Sistemas de subdrenagem”⁵, da Pontificia Universidad Javeriana, projeto no qual se avaliaram diferentes fenômenos que afetam os sistemas de drenagem no longo prazo, entre os quais a variação da permeabilidade do sistema com a passagem do tempo, o tamponamento que é produzido pelas partículas do solo dentro do Geotêxtil, a porcentagem de colmatação, entre outros.

Os ensaios foram realizados para observar o impacto de diferentes tipos de solo e seu efeito na permeabilidade do filtro ou Geotêxtil. Os testes foram realizados segundo a norma ASTM 5101, na qual em um gradiente determinado realizavam-se medições da permeabilidade do sistema solo - Geotêxtil em um intervalo maior que 24 horas. Uma vez realizado o teste, o Geotêxtil era extraído para determinar o nível de tamponamento ou relação entre a permeabilidade do Geotêxtil virgem e a permeabilidade após a realização do teste. A colmatação do Geotêxtil era obtida mediante a diferença entre a porosidade inicial do Geotêxtil e a sua porosidade depois do ensaio. A porosidade foi calculada como a relação entre o volume de vazios e o volume total do Geotêxtil.

Os solos utilizados nos testes corresponderam a siltes e areias, enfatizando o comportamento do sistema na presença de material fino, no qual a porosidade do Geotêxtil foi reduzida de 89% a 68%, registrando um tamponamento de 62% devido ao tamanho das partículas de solo empregadas no teste; sem dúvida, a permeabilidade do Geotêxtil após o teste continuou sendo muito superior à do solo a ser filtrado.

Com o objetivo de melhorar o comportamento do sistema, optou-se por incluir uma camada de areia entre o silte e o Geotêxtil com o objetivo de reduzir a colmatação do filtro. Após a realização do teste, a permeabilidade do Geotêxtil continuou alta, mas a porosidade do Geotêxtil diminuiu somente 4%, comparado a 21% no teste sem essa camada de transição.

Segundo os ensaios realizados, pode-se concluir que, ao adicionar uma camada de areia de transição ao sistema, o comportamento para o Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas, quanto ao tempo de estabilização e diminuição da permeabilidade do sistema através do tempo, será praticamente o mesmo que o do sistema sem a referida camada não obstante, a magnitude da permeabilidade do Geotêxtil e o valor da porosidade melhoram de maneira significativa, diminuindo a colmatação em quase 70%.

O fator de tamponamento medido nos experimentos para filtros de Geotêxtil Não Tecido Puncionado por Agulhas encontra-se em um intervalo entre 33 e 74%; sem dúvida, o nível de tamponamento não afeta a eficiência do filtro, já que a permeabilidade obtida nos Geotêxteis depois de passarem pelo teste foi, em ordem de magnitude, muito maior que a permeabilidade do solo base.

Um aumento da permeabilidade implica um aumento da porosidade para solos finos, enquanto o

contrário ocorre para solos granulares, já que a areia mostrou que, à medida em que a permeabilidade do sistema aumenta, a porosidade diminui. Isso ocorre porque, depois de um tempo, a permeabilidade da areia e do Geotêxtil se estabiliza, criando um regime de água determinado, pelo qual o conjunto termina trabalhando como um único elemento de filtro.

Para a avaliação dos critérios de colmatação, a maior parte dos autores leva em consideração uma série de parâmetros que não quantificam verdadeiramente o potencial de colmatação entre os filtros, já que o aspecto fundamental a ter em conta é a porosidade, já que ela estabelece a quantidade de partículas de solo que ficam retidas no Geotêxtil, permitindo que o fluxo de água seja mantido, sendo este o fator de maior importância para a avaliação do critério de colmatação. Por isso se recomenda que os Geotêxteis utilizados como meios de filtração tenham uma porosidade maior que 50%, o que garantirá que, no caso de colmatação parcial do material, continue existindo uma elevada porosidade, suficiente para permitir a passagem do fluxo no sistema.

Critério de sobrevivência

O Geotêxtil, no processo de instalação e durante sua vida útil, pode estar submetido a esforços, os quais devem ser por eles suportados, de tal maneira que não afetem drasticamente suas propriedades hidráulicas e físicas. S.M. Leuttich, J.P. Giroud, R.C. Bachus 1992.

Durante o processo de instalação e durante sua vida útil, os Geotêxteis podem estar submetidos a esforços que podem afetar drasticamente suas propriedades hidráulicas e físicas, motivo pelo qual o Geotêxtil deve contar com valores mínimos de resistência mecânica com o objetivo de tolerar os esforços induzidos nas atividades de instalação e manipulação.

Na Tabela 9.3, encontram-se os valores mínimos de resistência exigidos para os Geotêxteis, conforme o critério de sobrevivência

Tabela 9.3. Especificações gerais de construção de estradas AASHTO M288-17

Propriedade	Resistência à tração (GRAB)	Resistência à costura	Resistência à penetração com pistão de 50 mm de diâmetro	Resistência ao rasgo trapezoidal
Norma de ensaio	ASTM D4632	ASTM D4632	ASTM D6241	ASTM D4533
Valor mínimo médio por rolo	700 N	630 N	1,375 N	250 N

Critério de durabilidade

O critério de durabilidade de um Geotêxtil está associado à sua resistência ao tempo frente aos ataques químicos, biológicos ou por intemperismo.

Para esses casos, os Geotêxteis são fabricados em polipropileno que os torna não biodegradáveis e altamente resistentes ao ataque químico, inclusive em aplicações com manejo de lixiviados.

Critério de permissividade

Quando os Geotêxteis são utilizados como meios filtrantes para grandes vazões, deve-se revisar a quantidade de fluxo volumétrico que pode passar por unidade de área (taxa de fluxo) no plano normal ao Geotêxtil, diante da quantidade de fluxo volumétrico a ser evacuada por metro linear. Para isso, realiza-se o seguinte procedimento:

1. Sabendo a vazão que se exige passar pelo filtro ou vazão calculada por metro linear do subdreno, calcula-se a permissividade exigida do Geotêxtil, fazendo uso da equação de Darcy enunciada na Eq.9.10 e a expressão que define a permissividade do Geotêxtil na Eq.9.11.

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (\text{Eq. 9.10})$$

Onde:

Q = Vazão (m³/s).

k = Permeabilidade (m/s).

i = Gradiente hidráulico, igual a $\Delta h/t$.

A = Área da seção transversal (m²) igual a Hxb.

$$\psi = k / t \quad (\text{Eq. 9.11})$$

Onde:

ψ = Permissividade.(s⁻¹).

k = Permeabilidade do Geotêxtil. (m/s).

t = Espessura do Geotêxtil. (m).

Combinando as equações Eq.9.10 e Eq. 9.11 determina-se que a permissividade exigida para o Geotêxtil ψ_{req} „corresponde à expressão com a Eq. 9.12.

$$\psi_{req} = q_w / (\Delta h * H) \quad (\text{Eq. 9.12})$$

Onde:

ψ_{req} = Permissividade exigida do Geotêxtil, k/t.

q_w = Vazão por unidade de comprimento, Q/L. Sendo Q a vazão total a evacuar e L o comprimento do tramo de drenagem em questão.

Δh = Carga hidráulica, que é igual à altura da subdrenagem.

H = Altura do subdreno.

2. Determina-se a permissividade admissível do Geotêxtil, Eq. 913, obtidas através das informações entregues pelo fabricante (Norma ASTM D4491) e afetada pelos fatores de redução segundo o tipo de projeto (ver Tabela 3.3).

$$\psi_{adm} = \psi_{ult} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}) \quad (\text{Eq. 9.13})$$

Onde:

ψ_{adm} = Permissividade admissível.

ψ_{ult} = Permissividade final, fornecida pelo fabricante.

FR_{SCB} = Fator de redução por colmatação e vedação.

FR_{CR} = Fator de redução por creep ou fluência.

FR_{IN} = Fator de redução por intrusão.

FR_{CC} = Fator de redução por colmatação química.

FR_{BC} = Fator de redução por colmatação biológica.

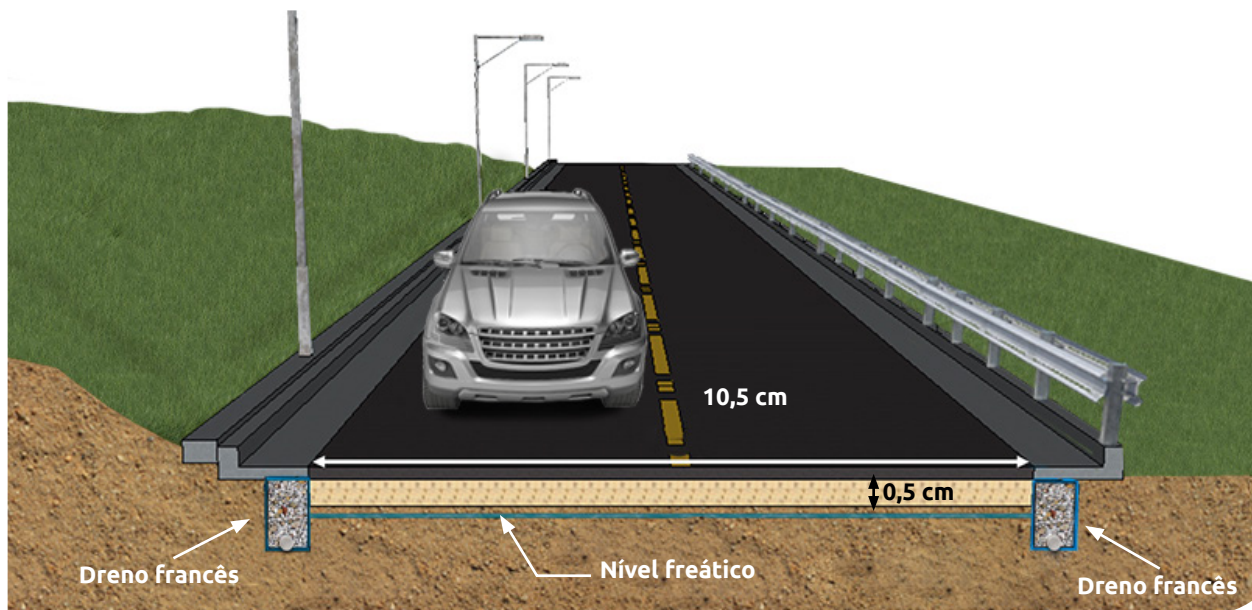
3. Calcula-se o fator de segurança global, em conformidade com a Eq.9.14 e valida-se que este seja superior a 1.0.

$$FSg = \text{Permissividade admissível} / \text{Permissividade exigida}; FSg > 1.0 \quad (\text{Eq. 9.14})$$

9.4 Exemplo de projeto

Deseja-se projetar os subdrenos longitudinais em uma estrada de 10,5 m de largura, que será localizada na região dos Andes. O tramo selecionado tem um comprimento de 50 metros e uma inclinação longitudinal de 1%. Na exploração do subsolo, foi detectado o nível freático em uma profundidade de 0,50 metros abaixo do nível do terreno e foi encontrado como material de subleito um silte arenoso (ML), caracterizado por uma permeabilidade(k) = 2.5×10^{-5} m/s e um $D_{85} = 0.085$ mm.

O projeto da estrutura de pavimento determinou a escavação de 0.40 m, a disposição de uma camada de igual espessura de sub-base granular compactada em 95% do proctor modificado e, sobre ela, a instalação de uma camada rígida de 20cm de espessura.



▲ Figura 9.13 | Exemplo de projeto.

O projeto dos subdrenos laterais é focado, então, sob dois aspectos: o estabelecimento da seção transversal do subdreno e as características mecânicas e hidráulicas que deve ter o Geotêxtil que servirá de filtro. Sendo assim, segue abaixo o procedimento descrito utilizando as equações apresentadas nesse capítulo.

1. Determinação da vazão total do projeto

🟢 Vazão por infiltração

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

Onde:

$$I_R = 60 \text{ mm/h} = 1.67 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$$

$$B = 5.25 \text{ m (metade da largura).}$$

$$L = 50.0 \text{ m.}$$

$$F_i = 0.67 \quad (\text{Ver Tabela 9.1}).$$

$$F_R = 1/3 \quad (\text{Ver Tabela 9.2}).$$

Então:

$$Q_{inf} = 9.77 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Então:

$$Q_{inf} = 9.77 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Vazão por rebaixamento do nível freático

$$Q_{NF} = k * i * A_a$$

Onde:

$$k = 2.5 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$$

$$i = (N_d - N_f) / B = (1.0\text{m} - 0.5\text{m}) / 5.25\text{m} = 0.095238.$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L = (1.0\text{m} - 0.5\text{m}) * 50.0 \text{ m} = 25.0 \text{ m}^2.$$

Então:

$$Q_{NF} = 5.95 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

E considerando o nível freático em ambos os lados do subdreno:

$$Q_{NF} = 1.19 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Vazão total

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF}$$

$$Q_T = 1.096 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

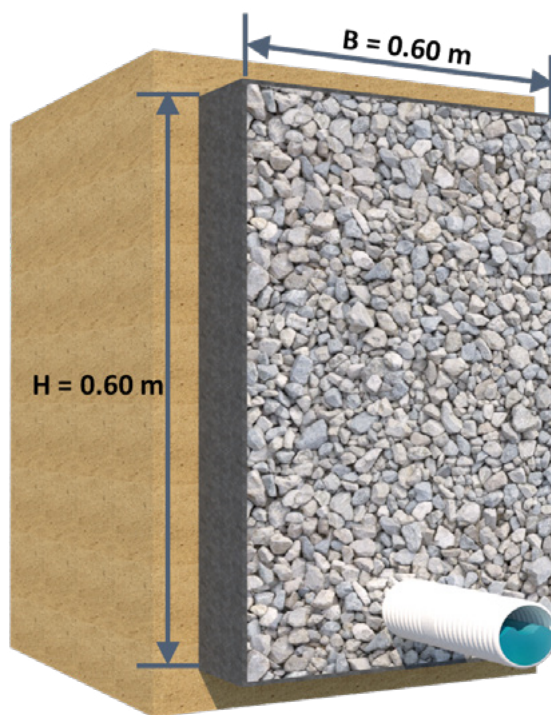
2. Determinação da seção transversal do subdreno

Utilizando o ábaco da Figura 9.8, determina-se a velocidade para a inclinação de 1% estabelecida para o subdreno e utilizando como material drenante uma brita com tamanho uniforme de 19 mm (3/4"). Nessas condições a velocidade é de 0.32 cm/s.

Com a velocidade determinada e utilizando a equação de Darcy, calcula-se a área da seção transversal exigida para o subdreno. Lembre-se que para esse caso o gradiente $i=1.0$

$$\begin{aligned} A &= QT / (V * i) \\ A &= (1.096 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}) / (0.0032 \text{ m/s}) \\ A &= 0.3425 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Considerando uma altura H : 0,6 m dada a estrutura de pavimento que se tem, a seção recomendada será de 0,60m x 0,60m, a fim de cumprir com a área exigida.



3. Avaliação do Geotêxtil a utilizar no filtro

🌿 Critério de retenção (TAA)

$$\begin{aligned} TAA &< D_{85} * B \\ B &= 1.8; \text{ (para Geotêxteis Não Tecidos)} \end{aligned}$$

$$D_{85} = 0.085 \text{ mm}$$

$$TAA < 0.153 \text{ mm}$$

🍃 Critério de permeabilidade

Como é um solo fino, deve-se cumprir:

$$k_g > 10 * k_s$$

$$k_s = 2.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$k_g > 2.5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

🍃 Critério de colmatção

A porosidade dos Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas é superior a 80%; por isso, esse tipo de Geotêxtil satisfaz esse critério. Os Geotêxteis Tecidos e Não Tecidos termo unidos ou calandrados não cumprem com esse critério.

🍃 Critério de sobrevivência

Quando se apresentam condições graves de instalação com esforços de contato elevados, serão avaliadas todas as características mecânicas que os possíveis Geotêxteis têm a serem utilizadas diante das especificações segundo o artigo da norma AASHTO M288-05 (ver Tabela 9.3.).

Com base nos critérios anteriores e comparando as especificações dos Geotêxteis (ver Anexo B), os Geotêxteis que cumprem com esses critérios são: NT2500, NT3000, NT4000, NT5000, NT6000 e NT7000. Seleciona-se o Geotêxtil NT2500 por ser técnica e economicamente mais conveniente.

🍃 Critério de permissividade

Cálculo da permissividade exigida pelo Geotêxtil como meio filtrante.

$$\psi_{req} = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\psi_{req} = 1.096 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / (0.6 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 50.0 \text{ m})$$

$$\psi_{req} = 6.09 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

Uma vez calculada a permissividade exigida pelo sistema, compara-se com a permissividade admissível do Geotêxtil NT2500, o qual conta com uma $\psi_{ult} = 1.7 \text{ s}^{-1}$, conforme o estabelecido no Anexo B.

$$\begin{aligned}\Psi_{adm} &= \Psi_{ult} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}) \\ \Psi_{adm} &= 1.7 \text{ s}^{-1} / (2.0 * 1.1 * 1.1 * 1.2 * 2.0) \\ \Psi_{adm} &= 0.29 \text{ s}^{-1}\end{aligned}$$

Conforme o anterior, calcula-se o fator de segurança global:

$$\begin{aligned}FS_g &= \Psi_{adm} / \Psi_{req} \\ FS_g &= 0.29 \text{ s}^{-1} / 6.09 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1} \\ FS_g &>> 1.0: \text{ Cumpre}\end{aligned}$$

De modo que o Geotêxtil NT 2500 está apto como meio “filtrante” no sistema.

9.5 Exemplo de relação benefício - durabilidade

Avaliar a redução do índice de servibilidade em função das cargas equivalentes entre uma estrutura de pavimento com um sistema de drenagem adequado e uma estrutura de pavimento sem nenhum tipo de sistema de captação de águas. Além disso, determinar a diminuição do número de eixos equivalentes, o que se traduz na durabilidade da pista.

Espessura da camada asfáltica:	7.5cm
Espessura da base granular:	30cm
Espessura da sub-base granular:	40cm
CBR do subleito:	5%

Solução

🍃 Cálculo de estrutura com drenagem

1. Baseando-se na metodologia AASHTO para o cálculo de pavimentos flexíveis, calcula-se o número estrutural da seguinte forma

$$SN = a_1 D_1 m_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Onde:

a_i = Coeficiente da camada (1/pulg).

D_i = Espessura da camada (pulg).

m_i = Coeficiente de drenagem da camada.

Realizando o cálculo de SN para nossa estrutura se obtém um valor de 4,45.

Geosoft® |

Parâmetros de Reforço | Projeto de Pavimento Flexível | Resultados | Relatório

Número de camadas granulares: 2

Camada	D _i	Unidades D _i	a _i	m _i
Revestimento Asfáltico	7.5	cm	0.42	0.9
Base granular	30.0	cm	0.14	1.0
Sub-base granular	40.0	cm	0.11	0.9

Número Estrutural Calculado: 4,45

Os dados utilizados nos coeficientes de camada m_1 , m_2 , m_3 foram tomados da Tabela 9.4, onde se especifica o intervalo de valores recomendados pela AASHTO.

Tabela 9.4 Valores de coeficiente de drenagem m_1 recomendados

Qualidade da drenagem	Porcentagem de tempo na qual a estrutura de pavimento está exposta a níveis de umidade próximos da saturação			
	Menos de 1%	Entre 1 e 5%	Entre 5 e 25%	Mais que 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.2
Bom	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.0
Adequado	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.8
Deficiente	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.6
Muito deficiente	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.4

- Com o número estrutural calculado, determinamos o número de eixos equivalentes que a estrutura é capaz de suportar.

Parâmetros para o cálculo:

Confiabilidade: 95% (Para rodovias e estradas principais)

Desvio padrão: 0.45 (Pavimentos flexíveis e construções novas)

Módulo Resiliente: CBR Subleito x 1,500 = 5 x 1,500 = 7,500 psi

Índice de servibilidade inicial: 4.0 (Bom)

Índice de servibilidade final: 2.5 (Para rodovias e estradas principais)

The screenshot shows the Geosoft software interface with the following components:

- Navigation Bar:** Includes tabs for "Parâmetros de Reforço", "Projeto de Pavimento Flexível", "Resultados", and "Relatório".
- Input Parameters Table:**

Confiabilidade R [%]	95%
Z _r	1.645
Desvio Padrão S _o	0.45
Índice de servibilidade inicial P _o	4.0
Índice de servibilidade final PF	2.5
Módulo do subleito MR (PSI)	7500.0
- Calculation Type:** "Tipo de Cálculo" with options for "Calcular número estrutural" and "Calcular número de eixos" (selected).
- Equation:**

$$\log_{10} \left(\frac{W_{18}}{18} \right) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1004}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10} (M_R) - 8.07$$
- Results Table:**

Número Estrutural SN	4.45
Número de Eixos equivalentes Calculado	2634165

🌿 CÁLCULO DE ESTRUTURA SEM DRENAGEM

- Calcula-se o novo número estrutural considerando uma redução dos coeficientes de drenagem, causados pela presença da água na estrutura de pavimento, por falta de um sistema de drenagem adequado.

Número de camadas granulares

2

Camada	D _i	Unidades D _i	a _i	m _i
Revestimento Asfáltico	7.5	cm	0.42	----
Base granular	30.0	cm	0.14	0.75
Sub-base granular	40.0	cm	0.11	0.75

Número Estrutural Calculado

3,78

4. Com o novo SN, calcula-se o novo número de eixos equivalentes que suportará a via:



Confiabilidade R [%]

Z_r

Desvio Padrão S_o

Índice de servicibilidade inicial P_o

Índice de servicibilidade final P_f

Módulo do subleito MR (PSI)

Tipo de Cálculo

- Calcular número estrutural
- Calcular número de eixos

$$\log_{10} \left(\frac{W_{18}}{18} \right) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.14}}} + 2.32 \times \log_{10} (M_R) - 8.07$$

Número de Eixos

Número Estrutural SN

Número de Eixos equivalentes Calculado

5. Calcula-se a redução do índice de servicibilidade no período de vida útil da via, relacionando a variação dos eixos equivalentes nas duas situações antes avaliados:

Nº de eixos equivalentes com drenagem: 2,634,164

Nº de eixos equivalentes sem drenagem: 971,774

Podemos concluir que, quando se projeta uma estrutura de pavimento, sem contemplar nenhum sistema de captação e avaliação de água, sua durabilidade se reduz em mais de **63%**.

9.6 Bibliografia

- ◆ CEDERGREN H.R., Drainage Of Highway And Airfield Pavements.
- ◆ CEDERGREN H.R., Seepage, Drainage And Flow Nets.
- ◆ FAJARDO A., RODRÍGUEZ S., Diseño Racional De Elementos Filtrantes Para Sistemas De Subdrenaje, P.U.J., 1999.
- ◆ FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Geosynthetics Design And Constructuon Guidelines Publication No. FHWA HL-95-038.
- ◆ GEOTEXTILES AND GEOMEMBRANES, GEOSYNTHETICS IN FILTRATION, DRAINAGE AND EROSION CONTROL, VOL. 11.
- ◆ KOERNER R.M., Geosynthetics In Filtration, Drainage And Erosion Control.
- ◆ LAFLEUR J., ROLLIN A.L., Geofilters'96, Comptes Rendus Proceedings, École Polytechnique Montréal, 1996.
- ◆ NOS 4 - 6, 1992, An Official Journal Of The International Geotextile Society.



Capítulo 10

SISTEMAS DE SUBDRENAGEM COM

Geocompostos de drenagem

10.1 Generalidades

A água, sendo um elemento fundamental para a existência da vida, é também a principal causa dos problemas na Engenharia Geotécnica e uma das causas mais relevantes da deterioração prematura de obras civis. É por isso que é necessária a construção de obras de drenagem adequadas para cada caso. Um correto manejo dos fluídos deve envolver processos de captação, condução e evacuação.

Quanto mais rápido ocorrer a captação da água nas obras civis, maior será a garantia da sua durabilidade, devido ao fato do excesso de água nos solos afetar suas propriedades geomecânicas, os mecanismos de transferência de carga, incrementos de poropressão, subpressões de fluxo, pressões hidrostáticas, bem como a suscetibilidade a mudanças volumétricas.

O uso de Geocompostos de drenagem é uma excelente alternativa para o manejo de água, já que permite captar e conduzir os fluidos, de uma maneira rápida e eficiente, diminuindo notavelmente o tempo de construção dos subdrenos por sua facilidade de instalação. Isso dá como resultado uma diminuição de custos diante de outras alternativas convencionais ao substituir a exploração e transporte de materiais pétreos não renováveis; além disso, diminui o forte impacto ambiental que ele gera.

Por esse motivo, os Geocompostos de drenagem representam uma nova solução de Engenharia nas obras de infraestrutura e as obras do setor predial, gerando grandes rendimentos na construção, diminuição de materiais pétreos não renováveis e menores custos de execução nas obras de subdrenagem.

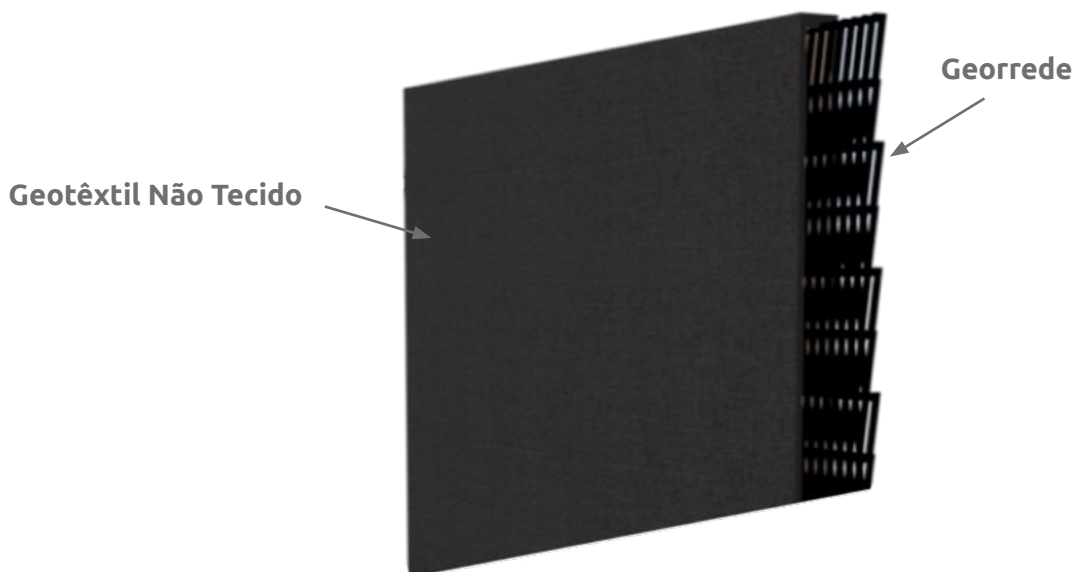
10.2 Introdução

Conforme a Engenharia foi avançando, aquilo que tradicionalmente tinha se chamado de filtro é realmente um sistema de drenagem ou subdrenagem; para que esse sistema seja eficiente e estável, é necessário que esteja composto por um meio filtrante e outro drenante. Para o caso dos Geocompostos de drenagem, a função de filtração (reter o solo permitindo a passagem de água) é desempenhada pelo Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas e o meio drenante (encarregado de captar e conduzir a água que passa através do filtro) desempenha um elemento sintético que é conhecido pelo nome de georrede ou lâmina drenante.

O desenvolvimento de novas tecnologias trouxe consigo inumeráveis produtos e soluções para os sistemas de subdrenagem; a seguir, descrevem-se 4 Geocompostos de drenagem os quais são

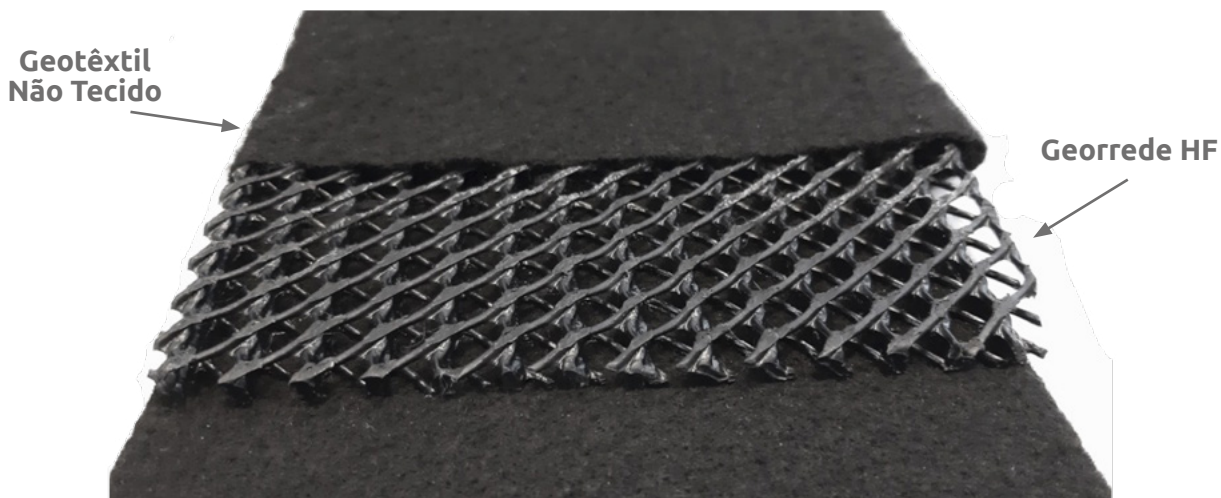
projetados para a captação, condução e evacuação de fluidos de maneira segura e contínua em aplicações verticais e horizontais:

- O Geocomposto drenante Planar é um Geocomposto que combina dois Geossintéticos, Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas e georrede conforme se mostra na figura 10.1



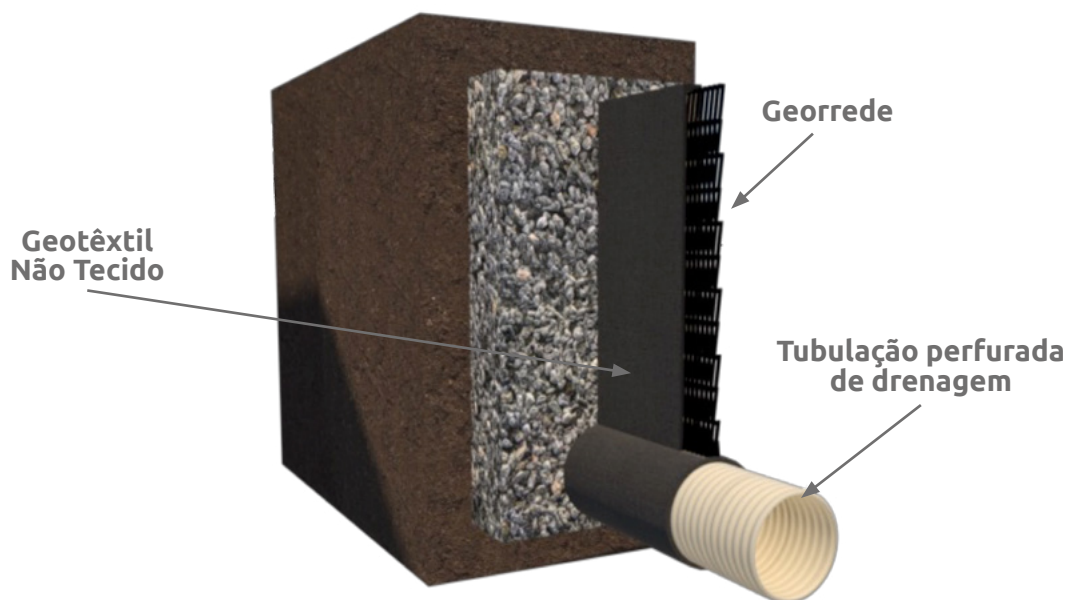
▲ *Figura 10.1 | Diagrama de Geocomposto drenante Planar.*

- O Geocomposto drenante HF (High Flow) é um Geocomposto de drenagem que combina dois Geossintéticos, um Geotêxtil Não Tecido e uma Georrede de alta capacidade drenante com altas pressões, fazendo desse Geocomposto ideal para lugares onde estará submetido a altos esforços e baixas inclinações de drenagem. Na seguinte fotografia se observe o Geocomposto drenante HF.



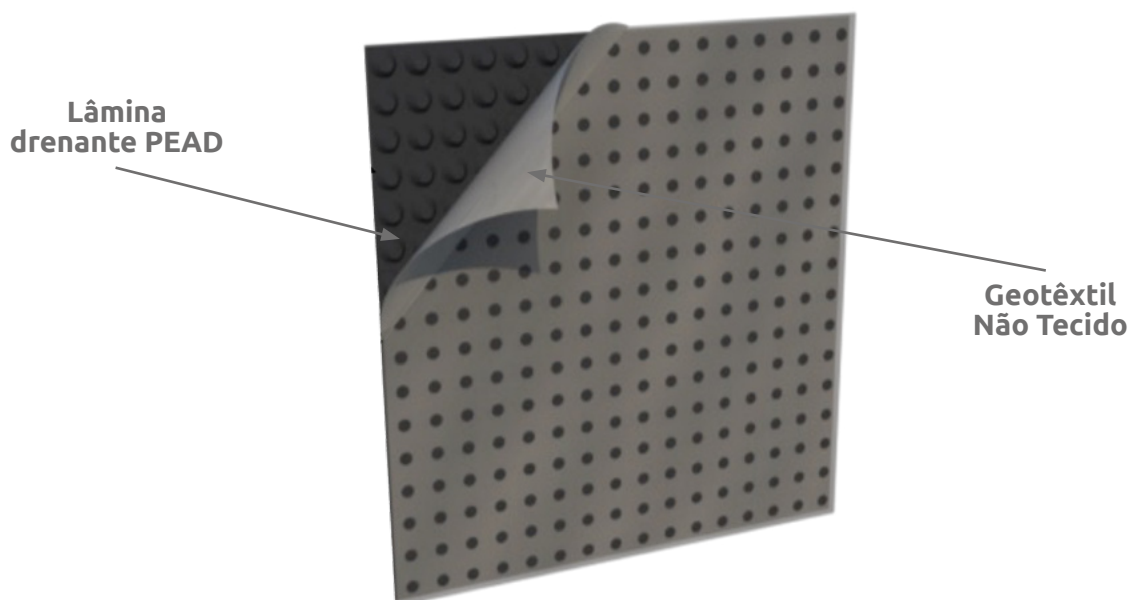
▲ *Fotografia 10.1 | Geocomposto drenante HF.*

- ▶ Ao combinar o Geocomposto drenante Planar com uma tubulação de drenagem perfurada para evacuar os fluidos captados se denomina Geocomposto drenante vial. (Ver figura 10.2).



▲ Figura 10.2 | Diagrama de Geocomposto drenante vial.

- ▶ O ExtraDren é uma lâmina de drenagem com alta resistência à compressão e à ação de agentes químicos. O sistema é concebido como uma unidade composta por Geotêxtil Não Tecido em polipropileno unido a uma lâmina de PEAD mediante um tratamento térmico especial (ver figura 10.3).



▲ Figura 10.3 | Diagrama de ExtraDren.

Além do uso em estradas, existe inúmeras aplicações em obras civis onde é necessário envolver um sistema de subdrenagem para garantir o adequado desempenho das estruturas em curto e longo prazo, com o objetivo de manter dissipadas as pressões hidrostáticas e/ou subpressões de fluxo. Para esses casos, os Geocompostos de drenagem apresentam excelentes vantagens, principalmente pela grande área geométrica que pode estar em contato com os solos e sua grande capacidade de receber grandes vazões e esforços de compressão. (Ver exemplos de projeto).

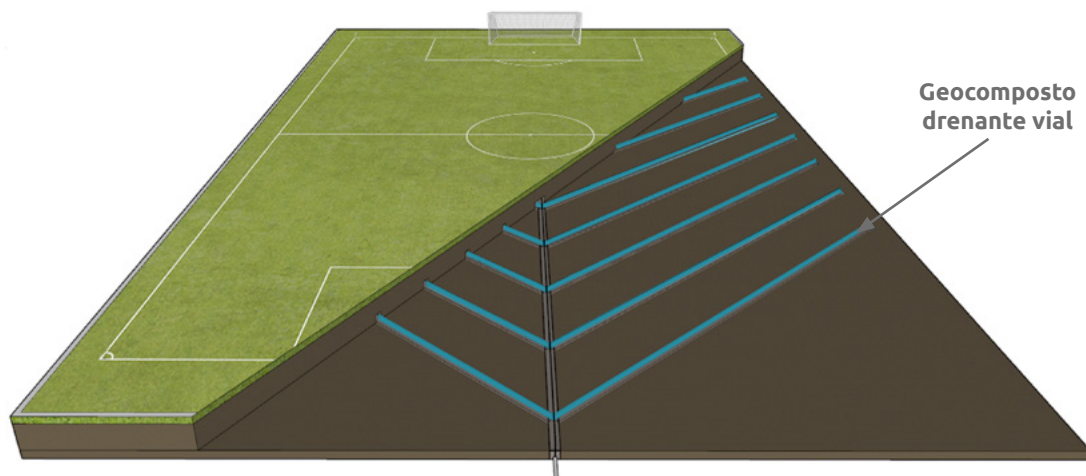
Dentro das aplicações onde os Geocompostos de drenagem são fundamentais para conseguir dissipar as pressões hidrostáticas e/ou subpressões de fluxos, têm-se:

- ◆ Campos esportivos.
- ◆ Muros em solo reforçado e aterros.
- ◆ Muros em concreto.
- ◆ Barragens.
- ◆ Diques.
- ◆ Jardins e Gramados.
- ◆ Subsolos e fundações de edificações.
- ◆ Aterros sanitários e mineração.

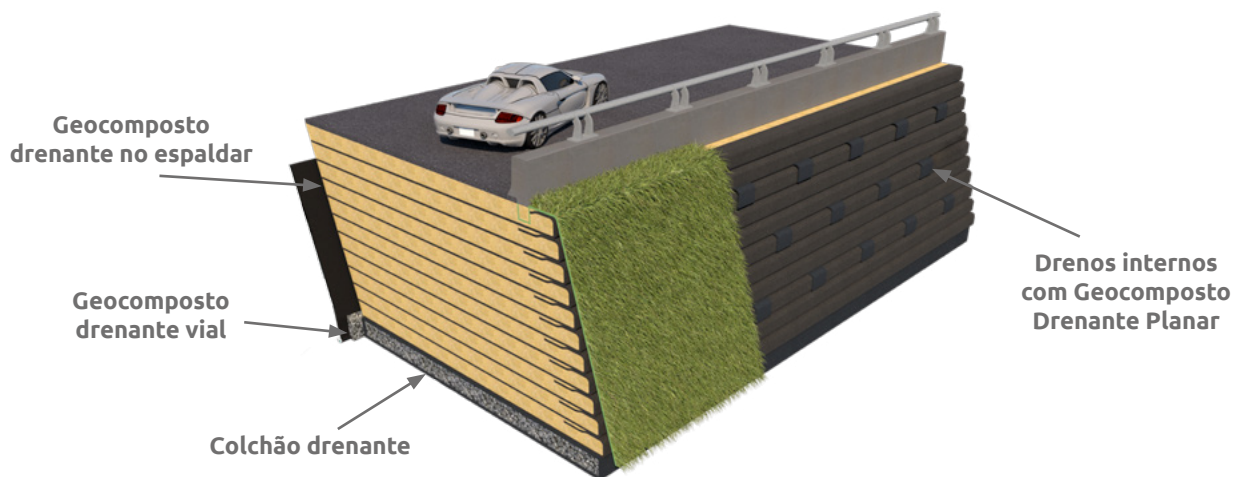
Nas figuras 10.4 a 10.8. mostram-se algumas das aplicações mencionadas, nas quais devemos considerar incluir um sistema de subdrenagem..



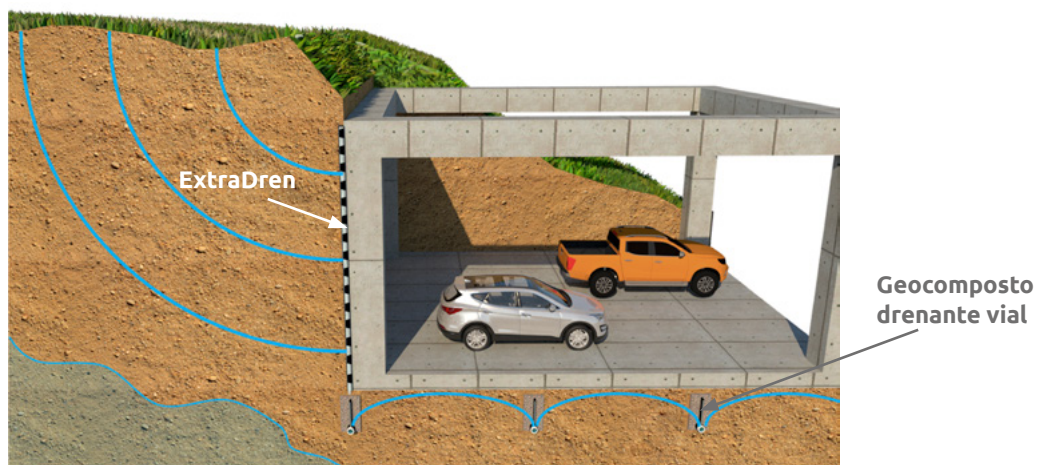
▲ Figura 10.4 | Subdrenagem em estradas com Geocomposto drenante vial.



▲ Figura 10.5 | Subdrenagem em campos esportivos com Geocomposto drenante vial.



▲ Figura 10.6 | Subdrenagem em muros de contenção com Geocomposto drenante vial.



▲ Figura 10.7 | Subdrenagem em edificações com Geocompostos de drenagem.



▲ Figura 10.8 | Subdrenagem em aterros sanitários com Geocompostos de drenagem.

10.3 Metodologia de projeto com Geocompostos de drenagem

Para a elaboração de um bom projeto com sistema de drenagem utilizando Geocomposto, deve-se levar em consideração os seguintes aspectos fundamentais:

1. Estabelecer o local ou os locais mais convenientes onde se queira captar os fluídos.
2. Estimar a vazão crítica para um tramo de projeto, o qual é a somatória das vazões de aporte que provém da água subterrânea e/ou infiltrada superficialmente.
3. Estabelecer os Geocompostos de drenagem a serem utilizados no sistema de filtração. O uso de Geocompostos de drenagem tem substituído os sistemas tradicionais de filtração, devido principalmente ao aumento da vida útil do sistema de drenagem, facilidade de instalação e redução dos custos totais da construção. Esses Geocompostos de drenagem são materiais de alta qualidade e são fabricados seguindo processos normatizados, com o objetivo de alcançar resistências mecânicas e propriedades hidráulicas estabelecidas segundo normas internacionais.
4. Estabelecer o sistema de evacuação dos líquidos que o Geocompostos de drenagem capta. É necessário que esse sistema seja um tubo especial para a drenagem.

10.3.1 Locais onde se requer captar os fluídos

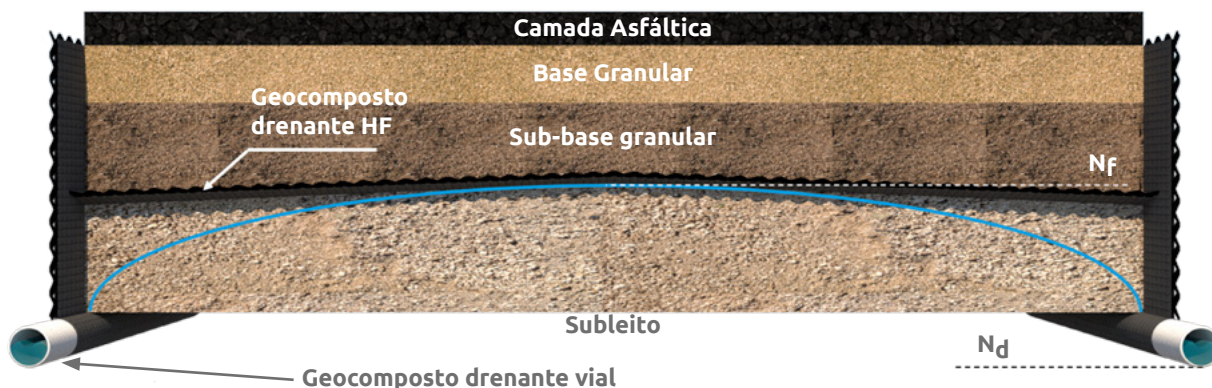
Levando em conta as diferentes aplicações dos Geocompostos de drenagem, é necessário contemplar as condições geomorfológicas, hidrológicas e geométricas das zonas onde se faz necessário um sistema de subdrenagem. Além disso, quanto mais longo for o trajeto da água em uma subdrenagem, maior terá que ser sua capacidade de transporte, uma vez que os fluxos de entrada são adicionados ao longo do sistema de subdrenagem.

10.3.1.1 Drenagem em estradas

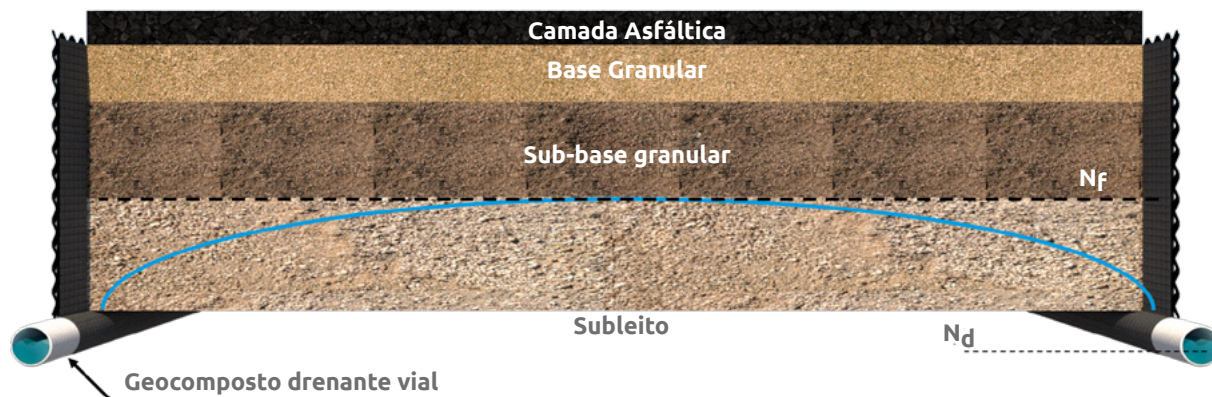
Um sistema eficiente de subdrenagem em estradas deve ser complementado com as estruturas de drenagem superficial como: sarjetas, valetas de talude, valas de drenagem, de forma que ajudem a reduzir a infiltração de água no subsolo.

Quanto mais curtas as linhas de fluxo, menor é o tempo que a estrutura do pavimento permanece saturada, razão pela qual se recomenda colocar o Geocomposto drenante HF em contato com materiais granulares. Nesse caso, o gradiente hidráulico será baixo, mas a alta capacidade drenante do Geocomposto transportará a água e a máxima distância a que se deverá recorrer será a espessura da estrutura do pavimento, a linha superior do fluxo por rebaixamento do nível freático não chegaria à estrutura de pavimento.

Além disso, o Geocomposto drenante HF cumpre a função de separar os materiais selecionados da estrutura com o solo do subleito, impedindo a contaminação. (Ver Figuras 10.9a e 10.9b).



▲ Figura 10.9a | Trajetória das linhas de fluxo com o Geocomposto drenante HF.



▲ Figura 10.9b | Trajetória das linhas de fluxo.

A profundidade do subdreno deve ser tal que a linha superior de fluxo gerada pela redução do nível freático não toque a estrutura do pavimento.

10.3.1.2 Drenagem em estrutura de concreto e prediais

A principal aplicação nesse setor é apresentada para a proteção dos muros de subsolos em edifícios e a ascensão do nível freático em fundações, os quais, devido à sua condição de encontrarem-se abaixo do nível final do terreno podem ser afetados por forças hidrostáticas, para os quais não estão projetados e que devem ser dissipadas. Além disso, a presença do Geocomposto de drenagem serve como complemento de um sistema para controlar umidades nessas estruturas.

Empregar um sistema de subdrenagem, incluindo Geocomposto drenante Planar ou ExtraDren combinado com um Geocomposto drenante Vial na parte baixa dessas estruturas (ver figura 10.24), permite obter várias vantagens, entre as quais se encontram principalmente grandes rendimentos de instalação que representam menores custos de construção, manejo adequado de águas de infiltração e subsuperficiais que podem gerar problemas nos muros; além disso, sua flexibilidade ao poder abranger diversas alturas.

A vazão de água que deverá ser evacuada por um sistema de subdrenagem desse tipo é o fornecido por precipitações diretas nessas zonas que aporta a vazão por infiltração (quando se tem zonas verdes próximas ao muro), mais a vazão gerada pela subida do nível freático quando há presença desse último.

Com o objetivo de determinar a vazão atribuída por infiltração e por rebaixamento do nível freático, deverão ser empregadas as metodologias expostas no item 10.3.2. Com o objetivo de fornecer uma ilustração mais clara para aplicações prediais, ver figura 10.7.

10.3.1.3 Drenagem em campos esportivos

O sistema de subdrenagem em campos esportivos é de vital importância devido ao fato da condução adequada da água ser parte do funcionamento ótimo dessas zonas, permitindo o desenvolvimento da atividade esportiva.

Adicionalmente, o manejo correto do excesso de água permite o desenvolvimento da cobertura vegetal, proporcionando a aeração necessária para respiração das plantas, de tal maneira que se evitam condições anaeróbicas, com a conseqüente morte da vegetação.

A vazão de água que deve ser manejada nos campos esportivos, com um sistema de subdrenagem, é a fornecida pelas precipitações diretas nessas zonas, mais a vazão gerada por ascensão do nível

freático, quando esse último se apresenta.

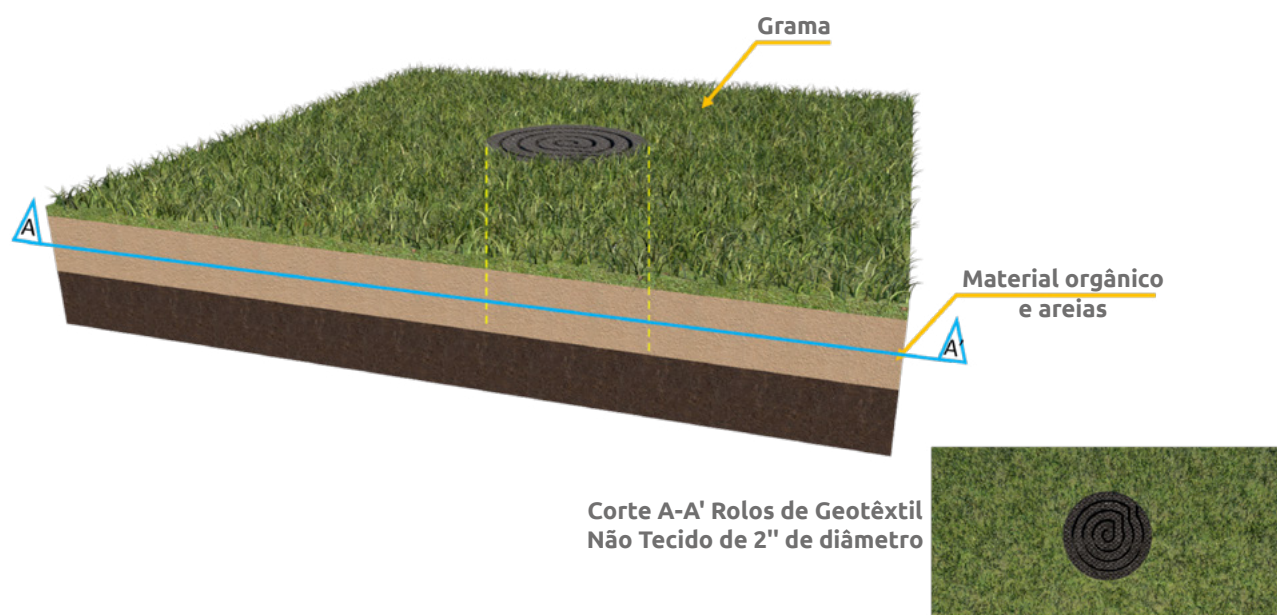
Para realizar um projeto correto e conseguir uma evacuação rápida da água presente nas áreas de atividade esportiva, deve-se ter em conta a seguinte metodologia:

🌿 Permeabilidade da cobertura orgânica, incluindo a cobertura vegetal

É importante ter uma permeabilidade adequada na cobertura orgânica para entregar no menor tempo possível a vazão de água da chuva que cai diretamente no campo esportivo no sistema de captação. Como o solo da cobertura orgânica é um solo formado por partículas finas, com uma permeabilidade muito baixa, recomenda-se misturar esse material com uma porcentagem de areia de média a grossa e, dessa maneira, aumentar sua permeabilidade. A mistura obtida deve conservar uma proporção adequada de nutrientes necessários para o desenvolvimento da cobertura vegetal.

Recomenda-se que o material que forma a cobertura orgânica tenha uma permeabilidade superior a $1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$, para o qual devem-se fazer ensaios de permeabilidade com os materiais do local e estabelecer a porcentagem de areia a ser utilizada para cumprir essa condição; normalmente, essa porcentagem de areia é superior a 50%.

Se não é possível garantir uma permeabilidade adequada do conjunto, cobertura orgânica e grama, é recomendável adicionar pequenos sumidouros.



▲ Figura 10.10 | Sumidouros para aumento da velocidade de resposta do sistema de drenagem.

Esses sumidouros são elementos de drenagem vertical que podem ser cortinas de Geotêxtil com capacidade de drenagem em seu plano ou sifões de Geotêxtil ou de areia (Ver Figura 10.10).

Esses elementos de drenagem vertical devem ser colocados no mínimo um por metro quadrado. Uma vez que a água tenha se infiltrado através da cobertura orgânica, esta deve ser captada para ser levada ao sistema de subdrenagem.

A captação da água pode ser feita da seguinte maneira:

- ◆ Colchão drenante.
- ◆ Subdrenos em forma de espinha de peixe ou subdrenos transversais.
- ◆ Implementar um colchão drenante com um Geocomposto drenante HF como um sistema mais eficiente.

◆ Colchão drenante com material granular e Geotêxtil

O colchão drenante é formado por uma espessura de material que deve cobrir toda a superfície e deve ser protegida com um Geotêxtil adequado que cumpra a função de filtração, de maneira que a água passe e retenha os solos finos da cobertura vegetal; assim, será evitada a contaminação do colchão drenante. Para uma adequada seleção do Geotêxtil, verificar o capítulo 9.

Para projetar a espessura necessária do colchão drenante, deve-se levar em consideração o seguinte:

$$\begin{aligned}Q_{C.O.} &= Q_{C.D.} \\Q_{C.O.} &= k_{C.O.} * i * A_{C.O.} \\Q_{C.D.} &= k_{C.D.} * i * A_{C.D.}\end{aligned}$$

Onde:

$Q_{C.O.}$ = Vazão que passa através da cobertura orgânica.

$k_{C.O.}$ = Permeabilidade da cobertura orgânica.

i = Gradiente hidráulico.

$A_{C.O.}$ = Área da seção transversal da cobertura orgânica por metro linear.

$Q_{C.D.}$ = Vazão que passa através do colchão drenante.

$k_{C.D.}$ = Permeabilidade do colchão drenante.

$A_{C.D.}$ = Área da seção transversal do colchão drenante por metro linear.

Substituindo as equações anteriores, têm-se:

$$\begin{aligned} Q_{C.O.} &= Q_{C.D.} \\ Q_{C.O.} &= k_{C.D.} \cdot i \cdot A_{C.D.} \\ Q_{C.O.} &= k_{C.D.} \cdot i \cdot 1.0 \cdot e_{C.D.} \\ e_{C.D.} &= Q_{C.O.} / (k_{C.D.} \cdot i \cdot 1.0) \end{aligned} \quad (\text{Eq. 10.1})$$

Onde:

$$e_{C.D.} = \text{Espessura do colchão drenante.}$$

Além disso, deve-se certificar que a espessura do colchão drenante não deve ser menor que 20 cm.

◆ Colchão drenante com Geocomposto HF

Outra alternativa para o colchão drenante é o uso do Geocomposto HF, o qual apresenta grandes vantagens, tais como:

- ◆ Facilidade de instalação.
- ◆ Grande capacidade de drenagem em inclinações muito baixas (ver Anexo B).
- ◆ Espessura muito pequena. (Aprox. 1 cm.)

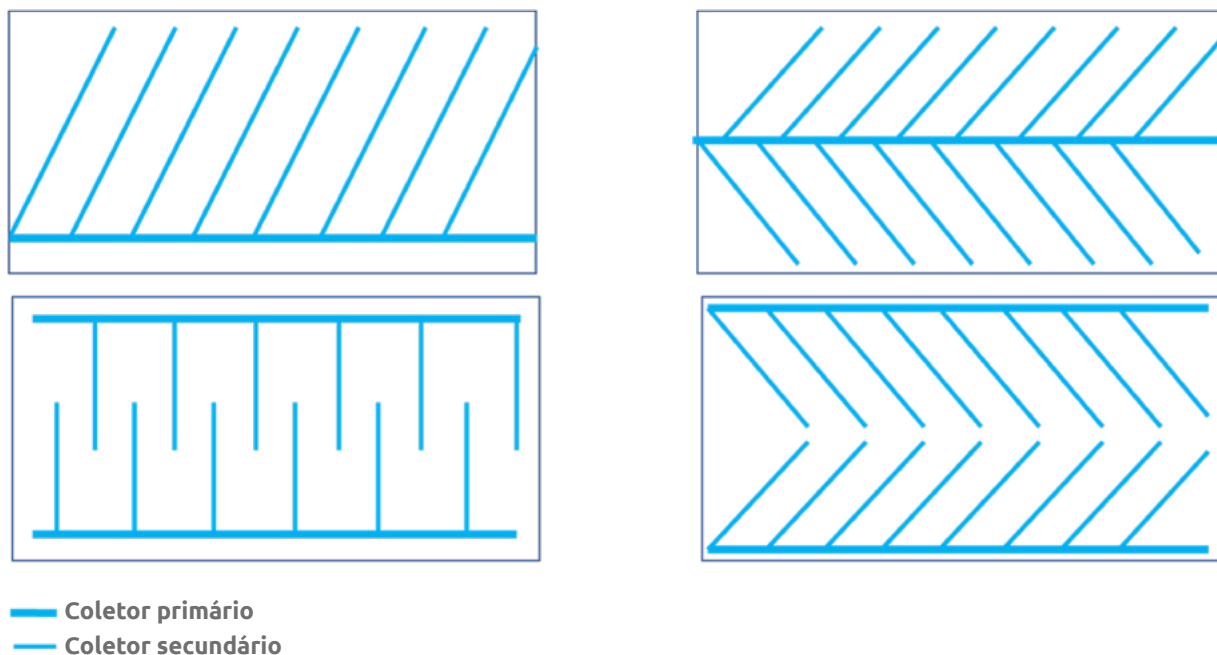
O Geocomposto HF substitui o colchão drenante que é normalmente construído, com Geotêxtil e material granular com uma espessura de 20 ou 30 cm.

O projeto e a seleção desse tipo de sistema se baseia em metodologias de projetos de sistemas de drenagens, itens 10.3.2. a 10.3.5. nos quais se avaliam as propriedades do Geotêxtil como meio filtrante e ao Geocomposto como meio drenante, verificando sua permissividade e sua capacidade de condução no seu plano com inclinações mínimas.

◆ Coletores principais e coletores secundários

Os coletores secundários são os encarregados de transportar a água até os coletores principais.

Esses coletores podem ser subdrenos do tipo francês (ver Capítulo 9) ou subdrenos compostos por Geocomposto drenante vial. As configurações geométricas mais comuns são ilustradas na Figura 10.11.



▲ *Figura 10.11 | Configurações Geométricas em Sistemas de subdrenagem.*

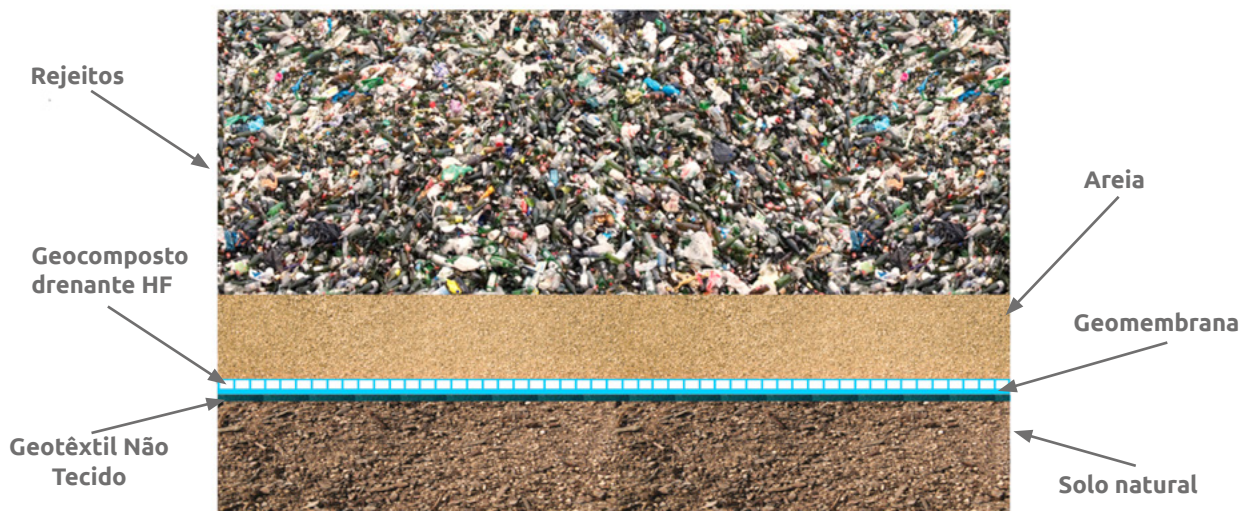
Para a escolha do Geocomposto que cumpra com as características hidráulicas e mecânicas resultantes dos projetos e a vazão que se apresenta no local, deve-se seguir a metodologia descrita nos itens 10.3.3. a 10.3.5.

Para o projeto de coletores secundários e o colchão drenante, utilizam-se áreas aferentes para determinar a quantidade de vazão que cada seção aporta ao Geocomposto; caso o fator de segurança global não seja cumprido para o sistema, recomenda-se aumentar o número de coletores secundário com o objetivo de reduzir sua área aferente, para que esses tenham a capacidade de transmitir o fluido ao coletor primário.

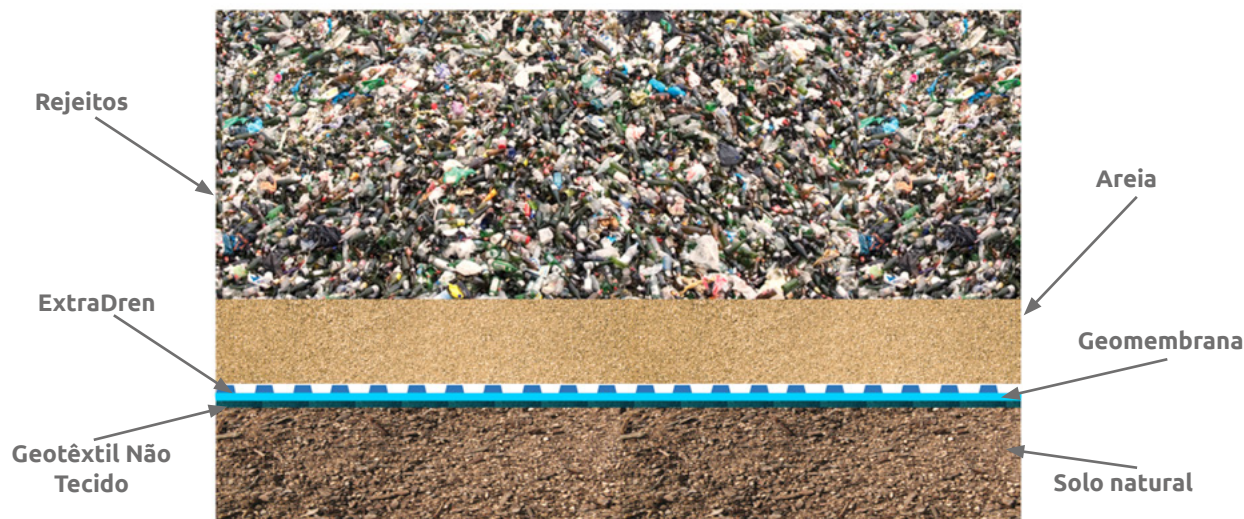
O exemplo 10.4.2. apresenta os passos a seguir para o projeto de um sistema de drenagem para campos esportivos, utilizando o Geocomposto drenante HF como colchão de drenante e o Geocomposto com tubulação como coletores primários e secundários.

10.3.1.4 Dreno em aterros sanitários

No caso de aterros sanitários, além de dissipar subpressão de fluxo e subpressões de gases, o sistema de subdrenagem tem a capacidade de drenar lixiviados, já que está composto por materiais sintéticos não biodegradáveis. (Ver Figura 10.12 e 10.13).



▲ Figura 10.12 | Aplicação do Geodreno HF em aterros sanitários.



▲ Figura 10.13 | Aplicação do ExtraDren em aterros sanitários.

10.3.2 Estimativa da vazão de projeto

A seguir, apresenta-se uma metodologia para estimar a vazão de projeto no caso de sistemas de subdrenagem.

As possíveis vazões de contribuição, que formam a vazão final e as quais podem afetar as diferentes estruturas, são:

- ◆ A vazão gerada pela infiltração da água da chuva.
- ◆ A vazão gerada pelo rebaixamento do nível de água subterrânea.

🍃 A vazão gerada por escoamento superficial.

Essa metodologia inclui a maneira de estimar as duas primeiras vazões, as quais, na maioria dos casos, estarão presentes no projeto dos subdrenos para estradas, drenagem em campos esportivos, drenagem em estruturas de concreto e estruturas de subdrenagem prediais. Agora, para a vazão gerada por escoamento, como pode ser a vazão proveniente de taludes adjacentes a estruturas de drenagem e que não seja possível captar suas águas, devem ser quantificados para serem incluídos no projeto.

10.3.2.1. Vazão por infiltração

A água da chuva cai diretamente na camada do pavimento, campos esportivos ou áreas verdes. Uma parte dela invariavelmente se infiltra em qualquer uma das aplicações mencionadas anteriormente, em umas se infiltra mais do que em outras, já que nenhuma das superfícies levadas em conta para os sistemas de subdrenagem são impermeáveis. É importante determinar adequadamente as áreas aferentes para o cálculo da vazão de infiltração, levando em consideração que muitas vezes o subdreno também pode captar água de infiltração das encostas vizinhas (ver item 10.3.2.3).

Levando em conta a premissa anterior, para estimar a vazão de infiltração, tem-se a seguinte equação:

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R \quad (\text{Eq. 10.2})$$

Onde:

I_R = Precipitação máxima horária anual, registrada na área do projeto. (ver anexo C).

B = Para subdrenos longitudinais, B é a metade da largura estrada¹. Para o caso de subdrenos transversais, é a distância entre subdrenos. Para o caso de campos esportivos, é a distância entre coletores secundários. Para outras, é o comprimento das áreas verdes afetadas pelas estruturas a serem drenadas.

L = Comprimento do tramo de drenagem até a descarga.

F_i = Fator de infiltração ² (Ver Tabela 10.1).

F_R = Fator de retenção da base, reflete o fato de que as bases, dado seu tempo de serviço, diminuem sua permeabilidade³ (Ver Tabela 10.2).

¹ Comprimento da estrada/2, quando se tem a drenagem longitudinal em ambas as margens da estrada..

² Para campos esportivos, considera-se o efeito de perda de água por efeito de evaporação e saturação do solo.

³ Esse fator se aplica unicamente para drenagem em estradas.

A precipitação máxima horária anual, registrada na área do projeto, pode-se extrair das curvas intensidade - duração - frequência (para as diferentes áreas do território brasileiro, ver o Anexo C). Normalmente, toma-se o intervalo entre 60 e 120 minutos e escolhe-se a curva de 2 anos.

Alternativamente, a critério do projetista, a precipitação pode ser determinada empregando equações correlacionadas com os dados pluviométricos medidos em campo.

Tabela 10.1 Valores recomendados para F_i

Tipo de camada	F_i
Revestimentos asfálticos muito bem conservados	0.3
Revestimentos asfálticos normalmente conservados	0.4
Revestimentos asfálticos pobremente conservados	0.5
Camadas de concreto de cimento Portland	0.67
Campos esportivos ou terreno natural	0.7 – 0.8

Tabela 10.2 Valores recomendados para F_R

Tipo de Base	F_R
Bases bem graduadas, em funcionamento 5 anos ou mais	1/4
Bases bem graduadas, em funcionamento por menos de 5 anos	1/3
Bases de graduação aberta, em funcionamento 5 anos ou mais	1/3
Bases de graduação aberta, em funcionamento por menos de 5 anos	1/2

10.3.2.2. Vazão por rebaixamento do nível freático

Em locais onde o nível freático ou a água proveniente a pressão alcance uma altura tal que supere o nível do subleito, afetando a estrutura, é necessário reduzir esse nível de modo que não cause inconvenientes por excesso de água. O cálculo dessa vazão se baseia nos seguintes parâmetros:

$$\begin{aligned} Q_{NF} &= k \cdot i \cdot A_a \\ i &= (N_d - N_f) / B \\ A_a &= (N_d - N_f) \cdot L \end{aligned} \quad (\text{Eq. 10.3})$$

Onde:

k = É o coeficiente de permeabilidade do solo adjacente.

i = É o gradiente hidráulico.

N_d = Cota inferior do subdreno. (Ver Figura 10.9a).

N_f = Cota superior do nível freático. (Ver Figura 10.9a).

A_a = É a área efetiva para o caso de rebaixamento do nível freático.

B = Para subdrenos longitudinais, metade da largura da estrada⁴. Para o caso de subdrenos transversais, é a distância entre subdrenos. Para o caso de campos esportivos, é a distância entre coletores secundários. Para outras estruturas, a largura da área aferente a ser drenada.

L = Comprimento do tramo de drenagem até a descarga.

Observação: A vazão por rebaixamento do nível freático na maioria dos casos se apresenta do lado da seção transversal do subdreno; por esse motivo, a vazão de projeto (Q_{NF}) deve ser duplicada.

10.3.2.3 Vazão por infiltração em taludes e escoamento superficial

A vazão de escoamento pode ser controlada com métodos de captação tais como calhas, valas de talude, sarjetas, canaletas flexíveis e bueiros, de forma a limitar o aporte de água na estrutura.

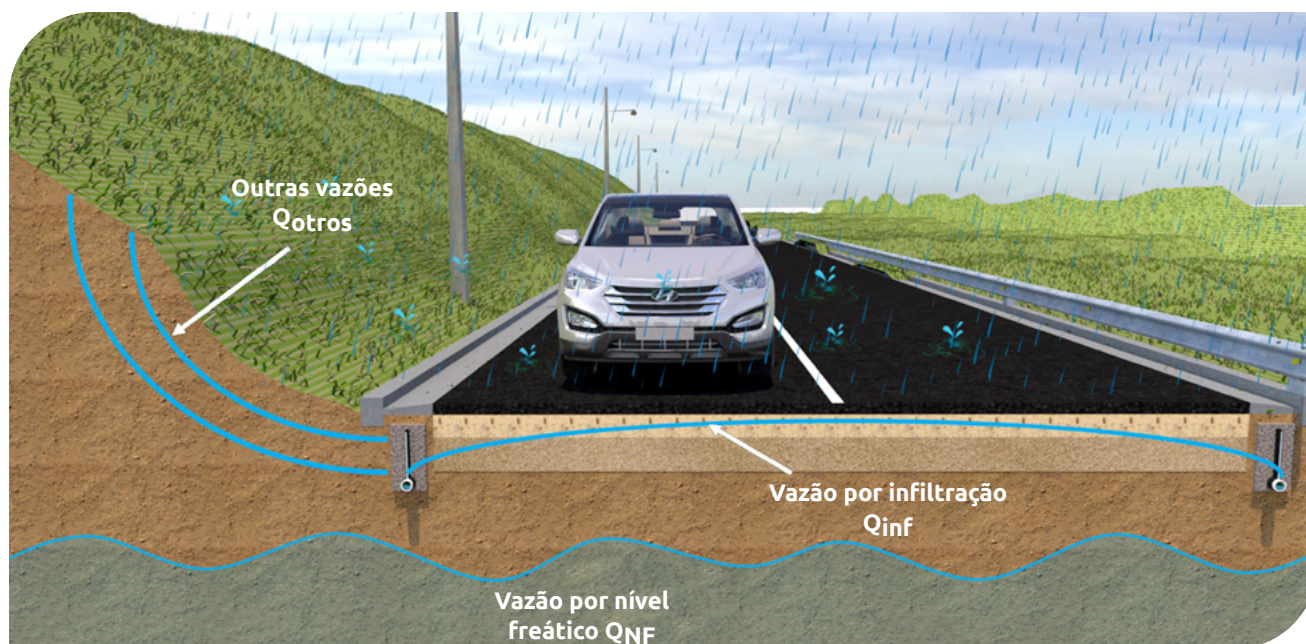
Além disso, em tramos em que se considere a vazão de água infiltrada proveniente do escoamento superficial e dos taludes adjacentes como vazão de contribuição, se somará à vazão total como outras vazões, o qual deve ser calculado pelo critério do projetista sob a metodologia mais conveniente.

10.3.2.4. Vazão total de projeto

Uma vez que as vazões de abastecimento para o sistema tenham sido estimadas, a vazão de projeto é obtido:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF} + Q_{otros} \quad (\text{Eq. 10.4})$$

⁴ Comprimento da estrada/2, quando se tem a drenagem longitudinal em ambas as margens da estrada.



▲ Figura 10.14 | Variáveis de projeto.

Para estimativa de vazão em estruturas de contenção, recomenda-se o uso de redes de fluxo, conforme ilustrado no exemplo do projeto de drenagem de muros de contenção (ver item 10.4.3).

10.3.3 Avaliação do Geotêxtil a ser utilizado no Geocomposto drenante

O filtro evita uma migração excessiva de partículas de solo e simultaneamente permite a passagem de água; o anteriormente exposto implica que o Geotêxtil deve ter uma abertura aparente máxima adequada para reter o solo, possuindo, por sua vez, um valor mínimo admissível de permeabilidade, que permita a passagem do fluxo de uma maneira eficiente para a georrede. Para a seleção do Geotêxtil, também é preciso levar em conta a resistência a colmatagem e a durabilidade, os critérios anteriores explicam-se a seguir:

10.3.3.1. Critério de retenção (TAA)⁵

Esse critério assegura que as aberturas do Geotêxtil sejam suficientemente pequenas para evitar a migração do solo até o meio drenante ou até onde o fluxo se dirige.

De acordo com o estabelecido no “Geotextiles Engineering Manual” da Federal Highway Administration (FHWA) e baseados nos critérios de retenção de Christopher e Holtz (1989), Carroll (1983), um Geotêxtil deve cumprir com as seguintes condições:

⁵ HOLTZ, Robert, Geosynthetic Engineering. Junio 1997, Pags. 36 – 38.

$$TAA < D_{85} \times B \quad (\text{Eq. 10.5})$$

Onde:

TAA = Tamanho de abertura aparente, dado fornecido pelo fabricante. Corresponde à abertura dos espaços livres (em milímetros). É obtido peneirando esferas de vidro de diâmetros conhecidos, quando 5% de um determinado tamanho de esferas passa-se através do Geotêxtil, define-se o TAA. Ensaio ASTM D4751.

D_{85} = Tamanho de partículas (em milímetros) que corresponde a 85% do solo que passa a ser peneirado. Esse dado é obtido da curva granulométrico do solo em consideração.

B = Coeficiente que varia entre 1 e 3. Depende do tipo do solo a ser filtrado, das condições de fluxo e do tipo de Geotêxtil.

- Para areias, areias com brita, areias siltosas e areias argilosas (com menos de 50% passando a peneira # 200), B é uma função do coeficiente de uniformidade C_u , onde $C_u = D_{60}/D_{10}$, da seguinte maneira:

$$\begin{aligned} C_u \leq 2 \text{ ó } C_u \geq 8 &\rightarrow B = 1 \\ 2 < C_u \leq 4 &\rightarrow B = 0.5 \times C_u \\ 4 < C_u < 8 &\rightarrow B = 8 / C_u \end{aligned}$$

- Para solos arenosos mal graduados: B entre 1.5 e 2

- Para solos finos (mais de 50% passa por uma peneira # 200) B é uma função do tipo de Geotêxtil.

$$\begin{aligned} \text{Para Tecidos: } B = 1 &\rightarrow TAA \leq D_{85} \\ \text{Para Não Tecidos: } B = 1.8 &\rightarrow TAA \leq 1.8 * D_{85} \end{aligned}$$

- Segundo Christopher e Holtz, para solos coesivos com um índice de plasticidade maior que 7, o valor do Tamanho de abertura aparente deve ser de:

$$TAA < 0.30 \text{ m}$$

10.3.3.2. Critério de permeabilidade

Esse critério considera que o coeficiente de permeabilidade é a propriedade hidráulica por meio da qual o Geotêxtil permite uma passagem adequada do fluxo perpendicular a seu plano, considerando sua capacidade para isso. Para revisar a permeabilidade do Geotêxtil, deve-se considerar o seguinte:

- Para condições de fluxo estável ou fluxo laminar com porcentagens de finos não maiores que 50% e de acordo com o critério de Schober e Teindl (1979); Wates (1980); Carroll (1983); Christopher e Holtz (1985) e outros:

$$k_g > k_s \quad (\text{Eq. 10.6})$$

Onde:

k_g = Permeabilidade do Geotêxtil.

k_s = Permeabilidade do solo.

- Para condições de fluxo críticas, gradientes hidráulicos elevados e que buscam um desempenho de longo prazo reduzindo risco de colmatação, recomenda-se utilizar o critério de Carroll (1982); Christopher e Holtz (1985):

$$k_g > 10 * k_s \quad (\text{Eq. 10.7})$$

Nessas condições, recomenda-se também colocar uma camada de areia de média a grossa.

10.3.3.3. Critério de colmatação

Em aplicações críticas ou em projetos que envolvam solos muito finos, recomenda-se realizar ensaios de colmatação com os solos do local, a norma que descreve esse ensaio é a ASTM 5101-90, a qual é mencionada no Capítulo 2 do presente livro.

Esse critério considera que existe a possibilidade de tamponamento de alguns dos vazios do Geotêxtil devido à intrusão de partículas do solo, gerando uma redução da permeabilidade; por isso, o Geotêxtil deve ter uma porcentagem mínima de espaços vazios ou uma alta porosidade.

Os Geotêxteis com uma maior resistência à colmatação são os Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas, nos quais a probabilidade de tamponamento de grande parte dos seus orifícios é muito baixa devido à espessura que possuem e aos altos valores de porosidade que apresentam. Os Geotêxteis Não Tecidos, unidos pela temperatura ou calandrados são muito mais finos e rígidos, por isso se assemelham a Geotêxteis Tecidos em seu comportamento, Leuttich (1993).

Os Geotêxteis Tecidos têm baixa porosidade e risco de colmatação muito elevado, com a consequência de ter uma perda súbita na permeabilidade, motivo pelo qual não se recomenda utilizá-los como

filtros em sistemas de drenagem. De acordo com o critério de Chistopher e Holtz, 1985; R. Koerner, 1990, os Geotêxteis utilizados como meio de filtragem devem ter uma porosidade > 50%, motivo pelo qual não se devem utilizar Geotêxteis Tecidos nos sistemas de subdrenagem.

10.3.3.4. Critério de durabilidade

Esse critério se baseia na resistência que um Geotêxtil deve ter durante o tempo, seja a ataque químico, biológico ou intemperismo.

Os Geotêxteis, por serem um material fabricado de polipropileno, não são biodegradáveis, são altamente resistentes ao ataque químico, como, por exemplo, no manejo de lixiviados.

Não se recomenda o uso dos Geotêxteis como sistemas de drenagem em locais onde ficarão expostos aos raios ultravioleta por muito tempo, por motivos de instalação e funcionamento. Caso fiquem expostos aos raios ultravioletas (UV), os Geotêxteis deverão ser fabricados com uma proteção à degradação UV.

10.3.4 Cálculo hidráulico para a escolha do Geocomposto

10.3.4.1. Avaliação segundo a permissividade do sistema

No caso em que o Geocomposto é utilizado como sistema de subdrenagem no tardo de estruturas de contenção ou como sistemas de subdrenagem em estradas, onde estão envolvidos solos de alta permeabilidade ou, em geral, quando este Geocomposto é usado como meio filtrante para grandes fluxos, deve-se revisar a quantidade fluxo volumétrico (taxa de fluxo) que pode passar por unidade de área, no plano normal ao Geocomposto, versus a quantidade de fluxo volumétrico a evacuar por metro linear. Para isso, realiza-se o seguinte procedimento:

$$\psi = k/t \quad (\text{Eq. 10.8})$$

Onde:

ψ = Permissividade. (s^{-1})

k = Permeabilidade do Geocomposto.(m/s)

t = Espessura do Geotêxtil de uma face do Geocomposto. (m)

Sabendo a vazão que deve passar pelo filtro, que corresponde a vazão calculada por metro linear do subdreno, calcula-se a permissividade exigida do Geotêxtil, fazendo uso da equação de Darcy.

$$\begin{aligned} Q &= k * i * A \\ Q &= k * \Delta h / t * A \\ \Psi_{req} &= Q / (\Delta h * H * L) \end{aligned} \quad (\text{Eq. 10.9})$$

Onde:

- Ψ_{req} = Permissividade exigida do Geotêxtil, k/t.
- Q = Vazão total a evacuar calculada.
- Δh = Carga hidráulica, que é igual à altura do Geocomposto.
- A = Área formada pela face perpendicular na entrada da vazão.
- H = Altura do Geocomposto.
- L = Comprimento do tramo de drenagem em questão.

Posteriormente, calcula-se a permissividade admissível, a qual é obtida a partir da permissividade fornecida pelo fabricante (Norma ASTM D4491), dividida pelos fatores de redução (ver Capítulo 3, Tabela 3.3).

$$\Psi_{adm} = \Psi_{ult} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}) \quad (\text{Eq. 10.10})$$

Onde:

- Ψ_{adm} = Permissividade admissível.
- Ψ_{ult} = Permissividade última, fornecida pelo fabricante. (Ver Anexo B)
- FR_{SCB} = Fator de redução por colmatação e vedação.
- FR_{CR} = Fator de redução por creep ou fluência.
- FR_{IN} = Fator de redução por intrusão.
- FR_{CC} = Fator de redução por colmatação química.
- FR_{BC} = Fator de redução por colmatação biológica.

Cálculo do fator de segurança global:

$$FS_g = \frac{\text{Permissividade admissível}}{\text{Permissividade exigida}}$$
$$FS_g > 1.0$$

10.3.4.2. Avaliação da condução da água no plano do Geocomposto

Uma vez que se tenha verificado que o Geotêxtil permite a entrada da vazão total no sistema, deve-se revisar a capacidade do Geocomposto de transportar uma quantidade de fluxo volumétrico em seu plano, conduzindo-o dessa maneira a um sistema de evacuação. Essa capacidade do Geocomposto é conhecida como taxa de fluxo; para entender esse conceito, analisaremos o referido valor utilizando a equação de Darcy.

$$\begin{aligned} Q_t &= k * i * A \\ Q_t &= k * i * (W * t) \\ Q_t &= (k * t) * i * W && \text{(Eq. 10.11)} \\ Q_t / W &= (k * t) * i \\ q_w &= \theta * i \end{aligned}$$

Onde:

q_w = Taxa de fluxo. (m³/s-m).

θ = Transmissividade exigida (m²/s).

i = Gradiente hidráulico.

Q_t = Vazão total estimada.

W = Largura do Geocomposto (comprimento do sistema de drenagem).

Pode-se observar que as unidades para as taxas de fluxo e a transmissividade são as mesmas, ainda que se empregue nomenclatura diferente para poder diferenciá-las. Os valores da taxa de fluxo e a transmissividade são os mesmos para um gradiente igual a um ($i = 1.0$), valor que é adquirido quando o Geocomposto é instalado de forma vertical, como, por exemplo, no tardo de um muro de contenção ou as laterais de uma estrada.

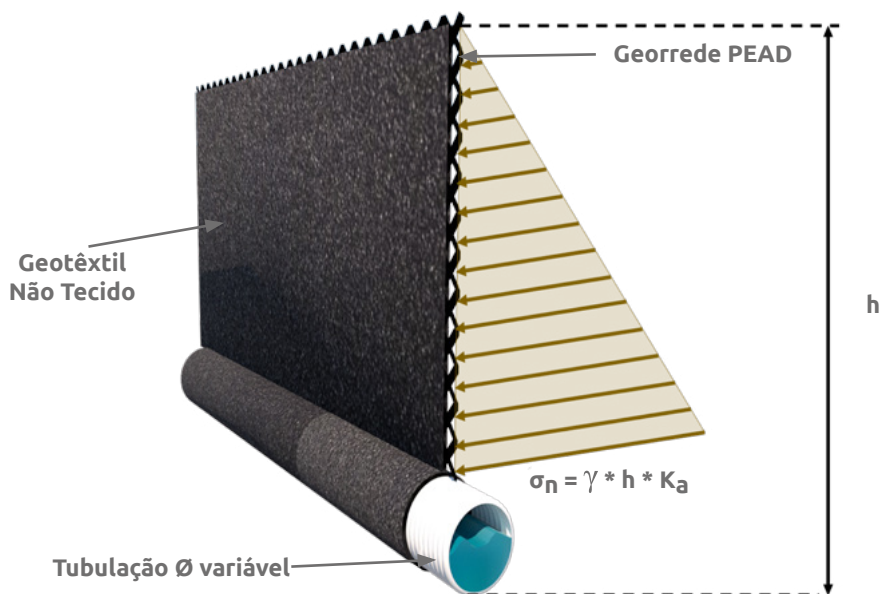
Devido ao fato de que nem sempre as condições de fluxo laminar e a condição saturada no sistema são cumpridas, recomenda-se trabalhar com a taxa de fluxo.

Calculada a taxa de fluxo exigida pelo sistema, determina-se a taxa de fluxo última, que se obtém com base nos dados fornecidos pelo fabricante e calculada por meio da Norma ASTM D4716-03, a que se faz referência no capítulo 2. A taxa de fluxo última é variável e muda para as condições de cada projeto. Os fatores que modificam a capacidade de transmitir um fluido através de seu plano no caso dos Geocompostos são os seguintes:

10.3.4.3. Esforços normal sobre o Geocomposto

Deve-se estabelecer o esforço normal máximo a que o Geocomposto será submetido, figura 10.15, devido ao fato do empuxo de solo ou cargas aplicadas sobre o sistema em casos críticos podem reduzir a capacidade de transmissão do fluido.

$$\sigma_n = \gamma * h * K_a \quad (\text{Eq. 10.12})$$



▲ Figura 10.15 | Esforço normal aplicado sobre o Geocomposto drenante vial.

Onde:

σ_n = Esforço normal máximo (KPa).

γ = Peso específico do solo no qual o Geocomposto vai ser instalado (KN/m³).

h = Altura na qual o esforço normal é máximo (m).

K_a = Coeficiente de empuxo de solo⁶.

⁶ Em aplicações nas quais o Geocomposto se encontre instalado na posição vertical, esse fator será levado em conta devido ao fato de os esforços laterais serem menores que os esforços verticais, gerados pelo solo e as cargas aplicadas.

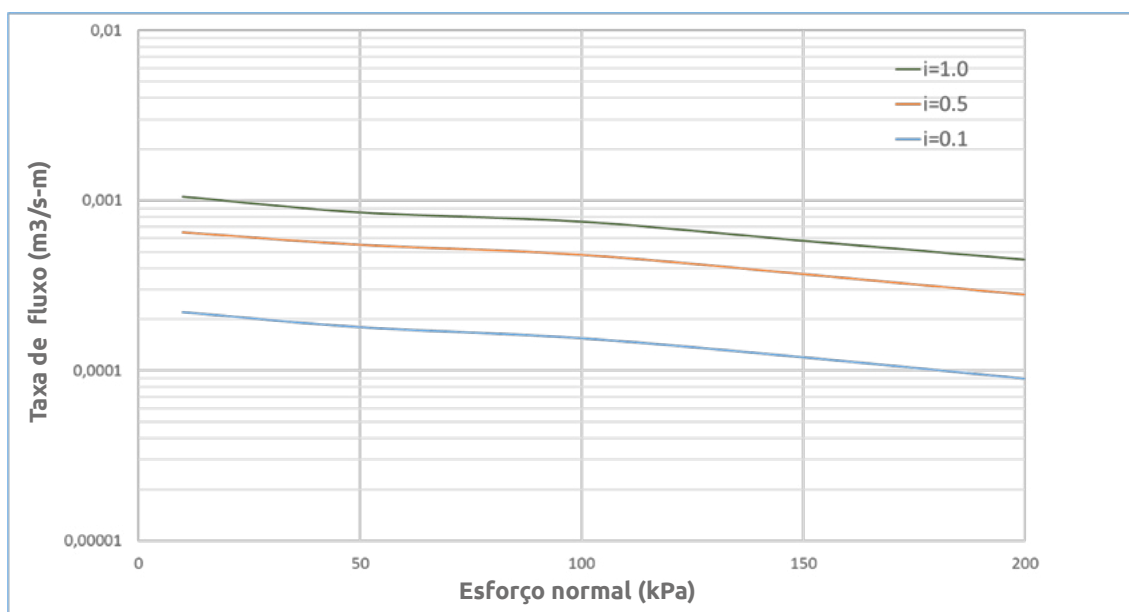
10.3.4.4. Gradiente Hidráulico (i)

Devido à taxa de fluxo do sistema ser proporcional ao gradiente hidráulico, o declive ou inclinação que o Geocomposto tiver afetará diretamente a quantidade de fluido que ele poderá transmitir.

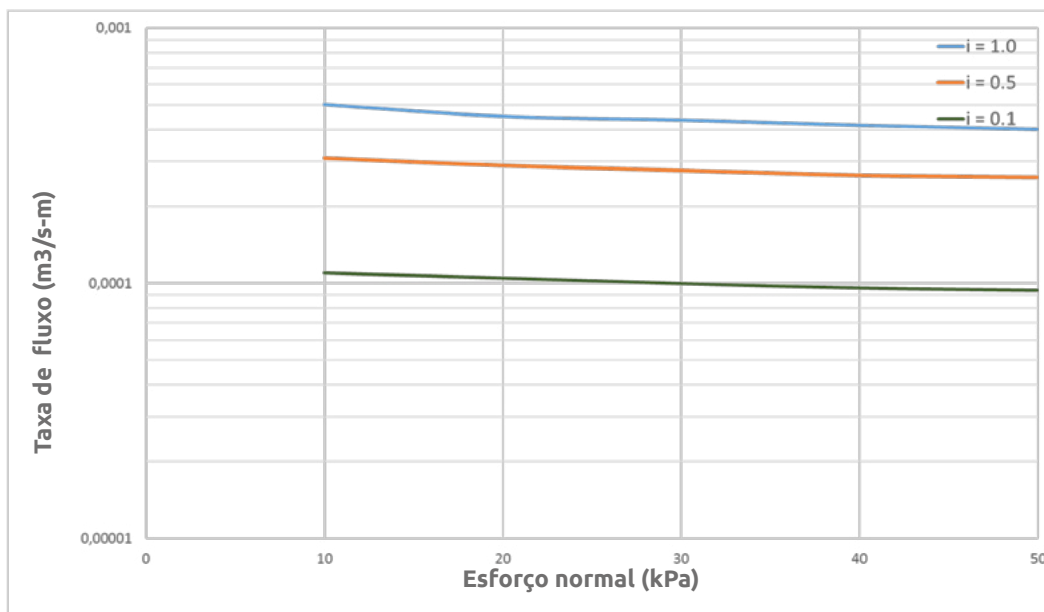
Em aplicações para sistemas de subdrenagem no tardo de muros ou em estradas, o valor do gradiente é 1.0; isso é devido ao fato do Geocomposto estar localizado de forma vertical, motivo pelo qual os fluidos terão uma maior facilidade de serem transmitidos no Geocomposto.

Nos casos em que o Geocomposto seja instalado de forma horizontal ou com muito pouca inclinação, como, por exemplo, nos casos em que seja necessário diminuir o nível freático de uma estrutura de pavimento, ou em aterros sanitários, maneja-se um gradiente aproximado de 0.1. Condição na qual a transmissão de fluxo é menor devido à perda da carga hidráulica por unidade de distância que é maior em comparação com a perda da carga hidráulica do Geocomposto instalado de maneira vertical. Esse valor é recomendado e deve ser calculado para cada projeto.

A seguir, apresentam-se os gráficos para a estimativa da taxa de fluxo em função do gradiente hidráulico e do esforço normal a que o Geocomposto drenante Planar está submetido, no sentido máquina (sentido do fluxo de água paralelo à construção do Geocomposto) e sentido transversal (direção do fluxo de água transversal ao processo de construção do Geocomposto).



▲ *Figura 10.16 | Taxa de fluxo em função do esforço normal e o gradiente hidráulico Geocomposto drenante planar i=1.0, i=0.5 e i=0.1 – Sentido Máquina.*



▲ Figura 10.17 | Taxa de fluxo em função do esforço normal e o gradiente hidráulico Geocomposto drenante planar $i=1.0$, $i=0.5$ e $i=0.1$ – Sentido Transversal.

Uma vez que se obtenha o valor da taxa de fluxo última, aplicada nas Figuras 10.16 e 10.17, calcula-se o valor admissível tendo-se em conta os fatores de redução, os quais variam segundo as condições do projeto (ver Capítulo 3, Tabela 3.4.).

$$q_{w \text{ adm}} = q_{w \text{ ult}} / (FR_{IN} * FR_{CR} * FR_{CC} * FR_{BC}) \quad (\text{Eq. 10.13})$$

Onde:

- $q_{w \text{ adm}}$ = Taxa de fluxo admissível (m³/s-m).
- $q_{w \text{ ult}}$ = Taxa de fluxo última (Ver Figuras 10.16 – 10.17).
- FR_{IN} = Fator de redução por intrusão.
- FR_{CR} = Fator de redução por creep ou fluência.
- FR_{CC} = Fator de redução por colmatação química.
- FR_{BC} = Fator de redução por colmatação biológica.

Finalmente, para a verificação do Geocomposto proposto verifica-se o fator de segurança global:

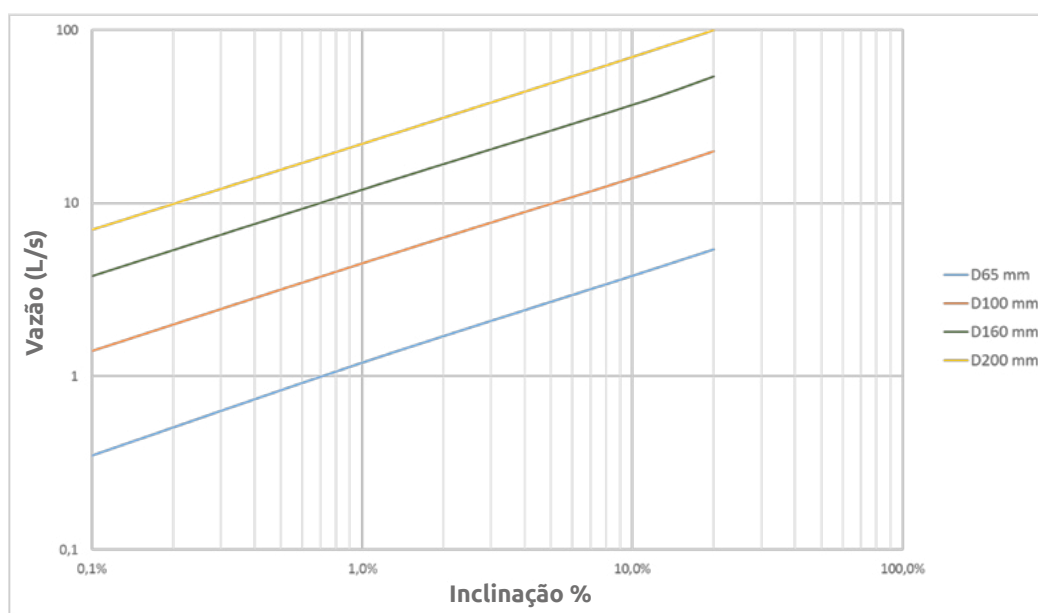
$$FS_g = \frac{\text{Taxa de fluxo admissível}}{\text{Taxa de fluxo exigida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

10.3.5 Sistema de evacuação de líquidos captados pelo Geocomposto

Uma vez que os fluidos são captados, eles devem ser evacuados. Para estabelecer o tipo e diâmetro da tubulação, deve-se revisar o seguinte:

Que o tubo tenha a capacidade de conduzir a totalidade da vazão de projeto determinada no item 10.3.2.4. Para estimar a vazão máxima que o tubo pode transportar, estabelece um nomograma com base na equação de Prandtl Colebrook, Figura 10.19, no qual, conhecendo a inclinação e a vazão do projeto, pode-se estabelecer o diâmetro da tubulação a ser utilizada.



▲ Figura 10.18 | Nomograma para o cálculo do diâmetro de tubulação a ser utilizada.

Tabela 10.3 Resumo de aplicações, usos e tipo de Geocomposto de drenagem

Aplicação	Uso	Tipo de Geocomposto
Estradas	Drenagem transversal	Geocomposto drenante HF
	Drenagem longitudinal	Geocomposto drenante vial
Edificações	Fundações	Geocomposto drenante vial
	Drenagem perimetral	Geocomposto drenante vial
	Lajes de subpressão	ExtraDren
	Muros	ExtraDren + Geocomposto vial

Aplicação	Uso	Tipo de Geocomposto
Estruturas de concreto	Muros de contenção de concreto	ExtraDren + Geocomposto vial
Campos esportivos	Drenagem perimetral	Geocomposto drenante vial
	Drenagem do campo	Geocomposto drenante vial
Aterros sanitários	Controle de lixiviados	ExtraDren
	Controle de lixiviados	Geocomposto drenante HF
Muros em solo reforçado (ver capítulo 11)	Drenagem no tardo	Geocomposto Planar + Geocomposto Vial
	Drenagem interna	Altura até 8m Geocomposto planar
		Alturas superiores a 8m Geocomposto HF
	Colchão drenante	Geocomposto drenante HF

10.4 Exemplos de projeto

10.4.1 Sistemas de subdrenagem em uma estrada

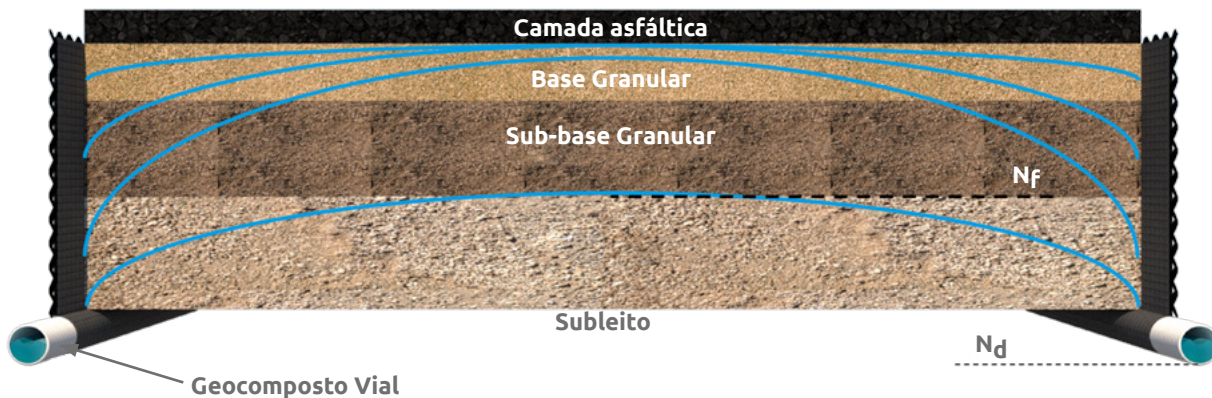
É necessário projetar os subdrenos para uma estrada localizada na zona andina colombiana. O setor em questão apresenta uma inclinação média de 1%, a largura da estrada é de 12 metros. A posição do nível freático é 0.20 m a partir do nível original. No projeto da estrutura de pavimento, foi estabelecido que será escavado 0.50 m abaixo do nível freático e se substituirá por materiais selecionados. O material do subleito apresenta as seguintes características:

Classificação U.S.C.S.: CL

Permeabilidade (k) = 8.5×10^{-6} m/s (Obtida por ensaios in-situ)

D_{85} = 0.06 mm (Dado extraído de curva granulométrica).

Projetar os sistemas de subdrenagem com Geocomposto drenante estabelecendo o comprimento máximo no qual a tubulação poderá realizar a descarga.



▲ Figura 10.19 | Geocomposto Vial (com tubulação perfurada).

Solução:

1. Determinação da vazão total do projeto

🌿 Vazão por infiltração

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

$$I_R = 60 \text{ mm/h} = 1.67 \times 10^{-5} \text{ m/s (Obtido do Anexo C)}$$

$$B = 6.0 \text{ m (metade da largura da via)}$$

$$L = ?$$

$$F_i = 0.4$$

$$F_R = 0.5$$

$$Q_{inf} = 1.67 \times 10^{-5} \text{ m/s} * 6.0 \text{ m} * L * 0.4 * 0.5$$

$$Q_{inf} = 2.004 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s} * L$$

🌿 Fluxo por rebaixamento do nível freático (em ambas as margens)

$$Q_{NF} = k * i * A$$

$$i = (N_d - N_f) / B = (0.7 - 0.2) / 6 = 0.0834$$

$$k = 8.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$A = (0.7 \text{ m} - 0.2 \text{ m}) * L$$

$$Q_{NF} = 8.5 \times 10^{-6} \text{ m/s} * 0.0834 * 0.5 \text{ m} * L * 2 = 7.09 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} * L$$

Vazão total de projeto

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF} = 2.075 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s} * L$$

2. Determinação do diâmetro da tubulação

Para estabelecer o comprimento de tramos nos quais se exige fazer a descarga de água na atmosfera, deve-se considerar a capacidade máxima de fluxo da tubulação, nesse caso, para 1% da inclinação. Determina-se da figura 10.18 uma vazão total de 4.3 l/s para uma tubulação de 4" de diâmetro.

Levando em consideração a vazão determinada para a tubulação, projeta-se de modo que a cada 150 m realizem-se descargas d'água na atmosfera utilizando uma tubulação de 4" de diâmetro.

Então:

$$Q_T = 150.0 \text{ m} * 2.075 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q_T = 3.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, o sistema está em conformidade, uma vez que a vazão projetada é menor do que a vazão que o tubo de 4 "pode transportar.

3. Avaliação do tipo de Geotêxtil a ser utilizado no Geocomposto

Certifica-se que o Geotêxtil do Geocomposto cumpre com todos os critérios de projeto.

Critério de retenção (TAA)

Para solos coesivos com um índice de plasticidade maior que 7, o valor do tamanho de abertura aparente deve ser de:

$$TAA < 0.30 \text{ mm}$$

$$0.18 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm (Ver Anexo B)}$$

Critério de permeabilidade

Como é um solo fino, deve-se cumprir:

$$K_g = 0.0046 \text{ m/s (Ver Anexo B)}$$

$$K_s = 8.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$K_g = 10 * k_s$$

📌 Critério de colmatção

A porosidade dos Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas são superior a 80%.

4. Cálculo hidráulico para a escolha do Geocomposto

📌 Avaliação segundo a permissividade do sistema

Realiza-se o cálculo da permissividade exigida pelo Geotêxtil como meio filtrante.

$$Q = k * i * A$$

$$Q = k * \Delta h / t * A$$

$$k / t = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\Psi_{req} = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\Psi_{req} = 3.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / (0.70 \text{ m} * 0.70 \text{ m} * 150.0 \text{ m})$$

$$\Psi_{req} = 4.23 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

Uma vez calculada a permissividade exigida pelo sistema, toma-se a permissividade fornecida pelo fabricante com a permissividade última para a realização do projeto.

$$\Psi_{ult} = 2.9 \text{ s}^{-1} \quad (\text{Ver anexo B})$$

Com base na permissividade última do Geocomposto, calcula-se a permissividade admissível, levando-se em conta os fatores de redução para sistemas de subdrenagem (Ver Capítulo 3, Tabela 3.3.)

$$\Psi_{adm} = \Psi_{ult} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC})$$

$$\Psi_{adm} = 2.9 \text{ s}^{-1} / (2.0 * 1.1 * 1.1 * 1.2 * 2.0)$$

$$\Psi_{adm} = 0.50 \text{ s}^{-1}$$

Finalmente, compara-se a permissividade admissível com a exigida para determinar o fator de segurança global:

$$FS_g = \Psi_{adm} / \Psi_{req}$$

$$\begin{aligned}FS_g &= 0.50 \text{ s}^{-1} / 4.23 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1} \\FS_g &>> 1.0\end{aligned}$$

De modo que o Geotêxtil Não Tecido está apto como meio “filtrante” no sistema.

🍃 Avaliação da condução da água no plano do Geocomposto

Calcula-se o esforço normal atuante com base no peso específico do solo e a profundidade mais crítica onde se encontra o Geocomposto, devido ao fato de que o Geocomposto estará localizado verticalmente, a tensão normal é calculada, levando em consideração o coeficiente de empuxo ativo do solo:

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \gamma * h * K_a \\ \sigma_n &\approx 20.0 \text{ KN/m}^3 * 0.70 \text{ m} * 0.33 \\ \sigma_n &\approx 4.62 \text{ KPa}\end{aligned}$$

O valor do gradiente hidráulico será igual ou aproximado a 1.0, devido à posição do Geocomposto.

Com esses dois valores, determina-se a taxa de fluxo final para o Geocomposto vial segundo a Figura 10.17; toma-se o esforço normal mínimo do gráfico, devido ao fato do Geocomposto estar em uma profundidade menor que 1.0 m.

$$q_{w_{ult}} = 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Com base nesse dado, calcula-se a taxa de fluxo admissível. Levando-se em consideração os fatores de redução para sistemas de subdrenagem em estrada (ver Capítulo 3, Tabela 3.4.).

$$\begin{aligned}q_{w_{adm}} &= q_{w_{ult}} / (FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}) \\ q_{w_{adm}} &= 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m} / (1.2 * 1.5 * 1.1 * 1.0) \\ q_{w_{adm}} &= 2.47 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m}\end{aligned}$$

O valor da taxa de fluxo exigida é determinado dividindo a vazão total do projeto pelo comprimento do Geocomposto entre as descargas:

$$\begin{aligned}q_{w_{req}} &= Q_T / L \\ q_{w_{req}} &= 3.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / 150.0 \text{ m} \\ q_{w_{req}} &= 2.075 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}\end{aligned}$$

Finalmente, compara-se a taxa de fluxo admissível com a exigida para determinar o fator de segurança global:

$$FS_g = q_{w \text{ adm}} / q_{w \text{ req}}$$

$$FS_g = 2.47 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m} / 2.075 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$$

$$FS_g = 11.9 \gg 1.0$$

Por isso, o Geocomposto vial é adequado para o sistema de subdrenagem no tramo da estrada em questão.

10.4.2 Sistema de subdrenagem em um campo esportivo

Foi solicitado projetar os sistemas de subdrenagem para um campo de futebol, localizado na cidade de Manizales (Colômbia), de dimensões 100 m x 60 m.

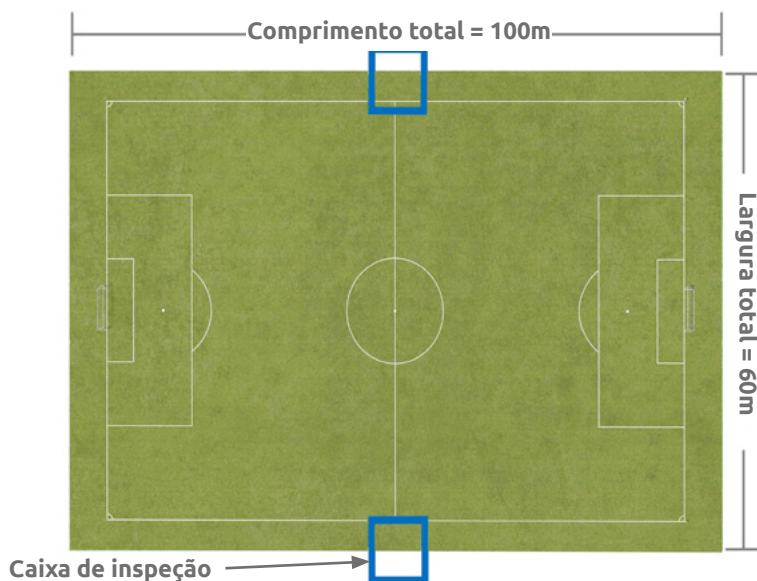
No terreno foi encontrado um solo orgânico (silte), com as seguintes características:

LL = 40, LP = 31, IP = 9

Classificação USCS.: ML, 100 % fino.

Permeabilidade (k) = 3.86×10^{-7} m/s

1. Estimativa da vazão de projeto



▲ Figura 10.20 | Dimensionamento do exemplo para campos esportivos.

A vazão do projeto está conformada pela vazão precedente da água da chuva, chamada vazão por infiltração unicamente, devido ao fato de que no terreno em questão não há presença de nível freático.

🍃 Fluxo por infiltração

$$Q_{inf} = I_R * A_T * F_i$$

Onde:

$$I_R = 32 \text{ mm/h} = 8.88 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

Precipitação máxima horária de frequência anual, registrada na área mais próxima ao projeto.

Toma-se a estação mais próxima, nesse caso o Aeroporto la Nubia, baseado nas curvas de intensidade, duração e frequência. Curva 2 anos, 120 min (Ver Anexo C).

$$A_T = 100 \text{ m} * 60 \text{ m} = 6,000 \text{ m}^2$$

$$F_i = 0.7 \text{ (ver tabla 10.1)}$$

Então:

$$Q_{inf} = I_R * A_T * F_i$$

$$Q_{inf} = 8.88 \times 10^{-6} \text{ m/s} * 6,000 \text{ m}^2 * 0.70$$

$$Q_{inf} = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_T = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ devido ao fato de que não há presença de nível freático.}$$

2. Permeabilidade da cobertura orgânica.

Como o solo encontrado é um silte orgânico, torna-se necessária uma mistura com areia, buscando aumentar a permeabilidade do solo sobre o sistema de drenagem.

Na Tabela 10.4 apresentam-se resultados dos ensaios de permeabilidade de carga constante realizados para diferentes misturas de um silte orgânico com uma areia de tamanho médio a grosso.

Tabela 10.4 Testes de permeabilidade de carga constante, realizados no laboratório da faculdade de Engenharia Civil da Pontificia Universidad Javeriana

Material	Permeabilidade em 80% proctor modificado k (cm/s)	Permeabilidade em 90% proctor modificado k (cm/s)
100% Silte - 0% Areia	9.36×10^{-4}	3.86×10^{-5}
90% Silte - 10% Areia	-	1.06×10^{-4}
80% Silte - 20% Areia	2.93×10^{-3}	2.30×10^{-4}
70% Silte - 30% Areia	3.83×10^{-3}	-
60% Silte - 40% Areia	6.52×10^{-3}	1.29×10^{-3}
50% Silte - 50% Areia	-	1.50×10^{-3}
40% Silte - 60% Areia	2.38×10^{-3}	-
100% Areia	1.54	1.54

Areia média a grossa: NL - NP

Classificação USC: SP

Peneira No.	% Pasa
4	100
8	62.5
10	41
20	9
40	0
Fundo	0

Com base no anteriormente exposto, observa-se que uma porcentagem ótima de areia, nesse caso e para esse tipo de material orgânico, para aumentar a permeabilidade, é de 40%.

A permeabilidade do silte orgânico é de 3.86×10^{-5} m/s, ao misturá-lo com 60% de areia, ela aumenta para 2.38×10^{-3} m/s.

É importante saber que, para o bom funcionamento de um sistema de subdrenagem, a permeabilidade do solo não pode ser menor que 1×10^{-3} m/s.

3. Método de captação de água

Os coletores principais e secundários são projetados com o sistema Geocomposto com tubulação de drenagem e função da geometria do terreno e da vazão do projeto definido.

3.1 Colchão drenante com Geocomposto drenante HF

Avaliação do tipo de Geotêxtil a ser utilizado no colchão drenante

Certifica-se que o Geotêxtil do Geocomposto cumpre com todos os critérios de projeto.

🍃 Critério de retenção (TAA)

Para solos finos com um índice de plasticidade maior que 7, o valor do tamanho de abertura aparente deve ser de:

TAA	< 0.30 mm	
0.15mm	< 0.30 mm	(Ver Anexo B)

🍃 Critério de permeabilidade

Como é um solo fino, deve-se cumprir:

$$k_g = 0.0044 \text{ m/s} \quad (\text{Ver Anexo B})$$

$$k_s = 2.38 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$k_g = 10 * k_s$$

🍃 Critério de colmatação

A porosidade dos Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas é superior a 80%.

Cálculo hidráulico para a escolha do Geocomposto drenante HF como colchão drenante

🍃 Avaliação segundo a permissividade do sistema

Assumindo uma altura média de 10 cm de cobertura orgânica sobre o Geocomposto HF, calcula-se a permissividade exigida do Geotêxtil.

$$Q = k * i * A$$

$$Q = k * \Delta h / t * A$$

$$k / t = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\Psi_{req} = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\Psi_{req} = 0.037 \text{ m}^3/\text{s} / (0.10 \text{ m} * 60.0 \text{ m} * 100.0 \text{ m})$$

$$\Psi_{req} = 6.17 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

Para esse cálculo, tomou-se a vazão total de projeto e a área total do campo de futebol, como seção transversal perpendicular ao fluxo.

Uma vez calculada a permissividade exigida pelo sistema, toma-se a permissividade fornecida pelo fabricante com a permissividade última para a realização do projeto.

$$\Psi_{ult} = 2.9 \text{ s}^{-1} \text{ (Ver Anexo B).}$$

Com base na permissividade última do Geocomposto HF, calcula-se a permissividade admissível, levando-se em conta os fatores de redução para sistemas de subdrenagem (Ver Capítulo 3, Tabela 3.3.)

$$\Psi_{adm} = \Psi_{ult} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC})$$

$$\Psi_{adm} = 2.9 \text{ s}^{-1} / (2.0 * 1.1 * 1.1 * 1.2 * 2.0)$$

$$\Psi_{adm} = 0.50 \text{ s}^{-1}$$

Finalmente, compara-se a permissividade admissível com a exigida para determinar o fator de segurança global:

$$FS_g = \Psi_{adm} / \Psi_{req}$$

$$FS_g = 0.50 \text{ s}^{-1} / 6.17 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

$$FS_g \gg 1.0$$

De modo que o Geotêxtil NT do Geocomposto HF está apto como meio “filtrante” no sistema.

Avaliação da condução da água no plano do Geocomposto HF

Para o projeto do colchão drenante, utiliza-se a área aferente para determinar a quantidade de

fluxo que deve ser conduzida no Geocomposto HF; caso o fator de segurança não seja suficiente para o sistema, recomenda-se diminuir o comprimento de descarga do colchão drenante; para esses casos, recomenda-se a distância entre coletores, reduzindo, dessa forma, sua área aferente, para que esses tenham a capacidade de transmitir o fluido aos coletores secundários.

$$\begin{aligned}A_a &= L_{c-c} * W \\A_a &= 6.0 \text{ m} * 2.0 \text{ m} \\A_a &= 12.0 \text{ m}^2\end{aligned}\tag{Eq. 10.14}$$

Onde:

A_a = Área unitária do colchão drenante com Geocomposto Planar (m^2)

L_{c-c} = Comprimento entre coletores é o comprimento máximo que a água deve viajar no colchão drenante para ser captado pelo coletor (m)

W = Largura do Geocomposto HF, dimensão normal no sentido do fluxo (m)

A vazão para essa área aferente calcula-se da seguinte forma:

$$\begin{aligned}Q_{Aa} &= Q_T * A_a / A_T \\Q_{Aa} &= 0.037 \text{ m}^3/\text{s} * 12 \text{ m}^2 / 6,000 \text{ m}^2 \\Q_{Aa} &= 7.4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}\tag{Eq. 10.15}$$

Uma vez obtida a vazão que capta o colchão drenante por área aferente, verifica-se se o Geocomposto HF a ser selecionado pode conduzir em seu plano a vazão calculada.

$$q_{w \text{ req}} = Q_{Aa} / W\tag{Eq. 10.16}$$

Onde:

$q_{w \text{ req}}$ = Taxa de fluxo exigida para o coletor ($\text{m}^3/\text{s-m}$)

Q_{Aa} = Vazão calculada para a área aferente do coletor (m^3/s)

W = Largura do Geocomposto HF (m)

Nesse caso, a largura do Geocomposto é a unidade pela qual o valor da taxa de fluxo será a mesma que a vazão da área aferente. Substituindo os valores na fórmula anterior, obtém-se:

$$q_{w_{req}} = 7.4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} / 2.0 \text{ m}$$

$$q_{w_{req}} = 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Para determinar a taxa de fluxo última do Geocomposto HF como colchão drenante, utilizam-se as tabelas da ficha técnica (ver Anexo B) e, como dados de entrada, o gradiente igual a 0.1 pela posição quase horizontal do Geocomposto e o esforço normal mínimo da tabela, devido ao fato do Geocomposto estar em uma profundidade menor que 1.0 m de profundidade.

$$q_{w_{ult}} = 24.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Com base na taxa de fluxo última para o Geodreno instalado de forma horizontal, calcula-se a taxa de fluxo admissível, levando-se em conta os fatores de redução para colchão drenante (Ver Capítulo 3, Tabela 3.4.)

$$q_{w_{adm}} = q_{w_{ult}} / (FRCR * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC})$$

$$q_{w_{adm}} = 24.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m} / (1.3 * 1.2 * 1.0 * 1.0)$$

$$q_{w_{adm}} = 15.4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Finalmente, compara-se a taxa de fluxo admissível com a exigida para determinar o fator de segurança global:

$$FS_g = q_{w_{adm}} / q_{w_{req}}$$

$$FS_g = 15.4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m} / 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

$$FS_g = 4.16 > 1.0$$

Por isso, o Geocomposto drenante HF é adequado como colchão drenante para o campo de futebol.

3.2 Coletores secundários

Os coletores secundários são projetados para manejar a vazão de água aferente em cada uma das áreas em que se encontrem e logo se conectam ao coletor principal que permite evacuar a água até os deságues existentes.

A forma de se conectar com os Geocompostos com tubulação de 160 mm de diâmetro (6”), que corresponde aos coletores principais, é diretamente no local da obra, empregando um acessório denominado Conexão T para tubulação (os acessórios são para tubos sanitários).

O importante é que cheguem a um nível superior ao do tubo do Geocomposto dos coletores principais, em contato direto com o Geotêxtil e a Georrede.

Colocaram-se 16 coletores secundários com Geocomposto em cada lado dos coletores principais, separados por uma distância de 6 m entre eles. Já que se verificou que a essa distância o colchão drenante é capaz de conduzir o fluxo aportado pela infiltração no campo de futebol.

Esses coletores secundários devem chegar a uma cota superior aos coletores principais e, no momento de interceptá-los, deve-se dá-los uma pequena curva no sentido do fluxo para que se acoplem corretamente. É importante que nestes setores de interseção a vala seja preenchida com areia para que a água chegue ao sistema coletor principal sem problemas e para apoiar o Geocomposto neste setor.

Para o projeto dos coletores secundários, suas áreas aferentes são calculadas para determinar a quantidade de vazão que cada setor contribui para o Geocomposto. Deve-se revisar o fator de segurança esteja em conformidade com o sistema, garantindo a transmissão do fluido ao coletor primário.

$$A_a = 6.0 \text{ m} * 60.0 \text{ m} / 2 = 180 \text{ m}^2 \text{ por cada coletor secundário}$$

$$Q_{Aa} = Q_T * A_a / A_T$$

$$Q_{Aa} = 0.037 \text{ m}^3/\text{s} * 180 \text{ m}^2 / 6,000 \text{ m}^2$$

$$Q_{Aa} = 1.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Tendo uma inclinação de 1% e em relação com o nomograma baseado na equação de Prandtl - Colebrook (Figura 10.18) determina-se que o diâmetro da tubulação de 65mm (2 1/2”) está em conformidade, mas isso está muito próximo ao limite e, graças a isso, é mais adequado para os

coletores secundários empregar diâmetros de 100 mm (4").

Uma vez obtida a vazão que capta cada coletor por área aferente, verifica-se se o Geocomposto a ser selecionado pode conduzir em seu plano a vazão calculada.

$$q_{w \text{ req}} = Q_{Aa} / L_c \quad (\text{Eq. 10.17})$$

Onde:

$$q_{w \text{ req}} = \text{Taxa de fluxo exigida para o coletor (m}^3\text{/s-m)}$$

$$Q_{Aa} = \text{Vazão calculada para a área aferente do coletor (m}^3\text{/s)}$$

$$L_c = \text{Comprimento do coletor secundário (m)}$$

Neste caso, o comprimento de cada coletor secundário é o mesmo e equivale à metade do comprimento do campo de futebol, de modo que, substituindo os valores na fórmula anterior, obtém-se:

$$q_{w \text{ req}} = 1.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3\text{/s} / 30.0 \text{ m}$$

$$q_{w \text{ req}} = 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3\text{/s-m}$$

Para determinar a taxa de fluxo final do Geocomposto utiliza-se a Figura 10.17 e, como dados de entrada, o gradiente igual a 1.0 pela posição quase horizontal do Geocomposto e o esforço normal mínimo da tabela, devido ao fato do Geocomposto estar em uma profundidade menor que 1.0 m de profundidade.

$$q_{w \text{ ult}} = 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3\text{/s-m}$$

O cálculo da vazão admissível do coletor secundário é realizado utilizando os fatores de redução para campos esportivos (Ver capítulo 3, tabela 3.4.)

$$q_{w \text{ adm}} = q_{w \text{ ult}} / (\text{FR}_{CR} * \text{FR}_{IN} * \text{FR}_{CC} * \text{FR}_{BC})$$

$$q_{w \text{ adm}} = 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3\text{/s-m} / (1.0 * 1.0 * 1.0 * 1.1)$$

$$q_{w \text{ adm}} = 4.45 \times 10^{-4} \text{ m}^3\text{/s-m}$$

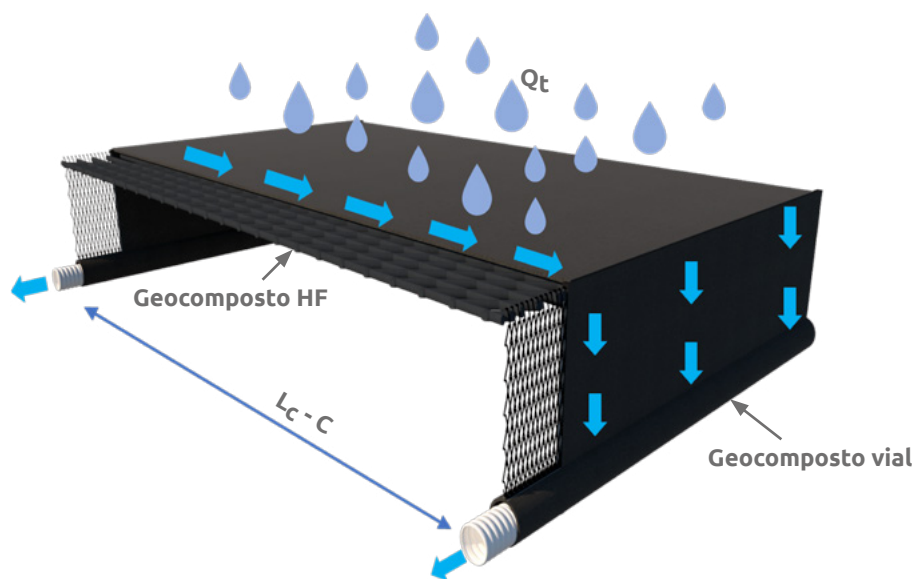
Finalmente, compara-se a vazão admissível com a exigida para determinar o fator de segurança global:

$$FS_g = q_{w \text{ adm}} / q_{w \text{ req}}$$

$$FS_g = 4.45 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m} / 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$$

$$FS_g = 12.0 \gg 1.0$$

Por isso, o Geocomposto é adequado como coletor secundário para o campo de futebol.



▲ Figura 10.21 | Detalhe do trajeto da água, colchão drenante e coletor secundário.

3.3 Coletores principais

Vão ser projetados 4 coletores principais, com Geocomposto com tubulação, que correm de maneira longitudinal e paralela com a maior dimensão do campo de futebol; devido às condições topográficas, recomenda-se conectar os coletores aos deságues existentes na área.

$$A_T = 100\text{m} * 60\text{m} = 6,000\text{m}^2$$

$$Q_T = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}$$

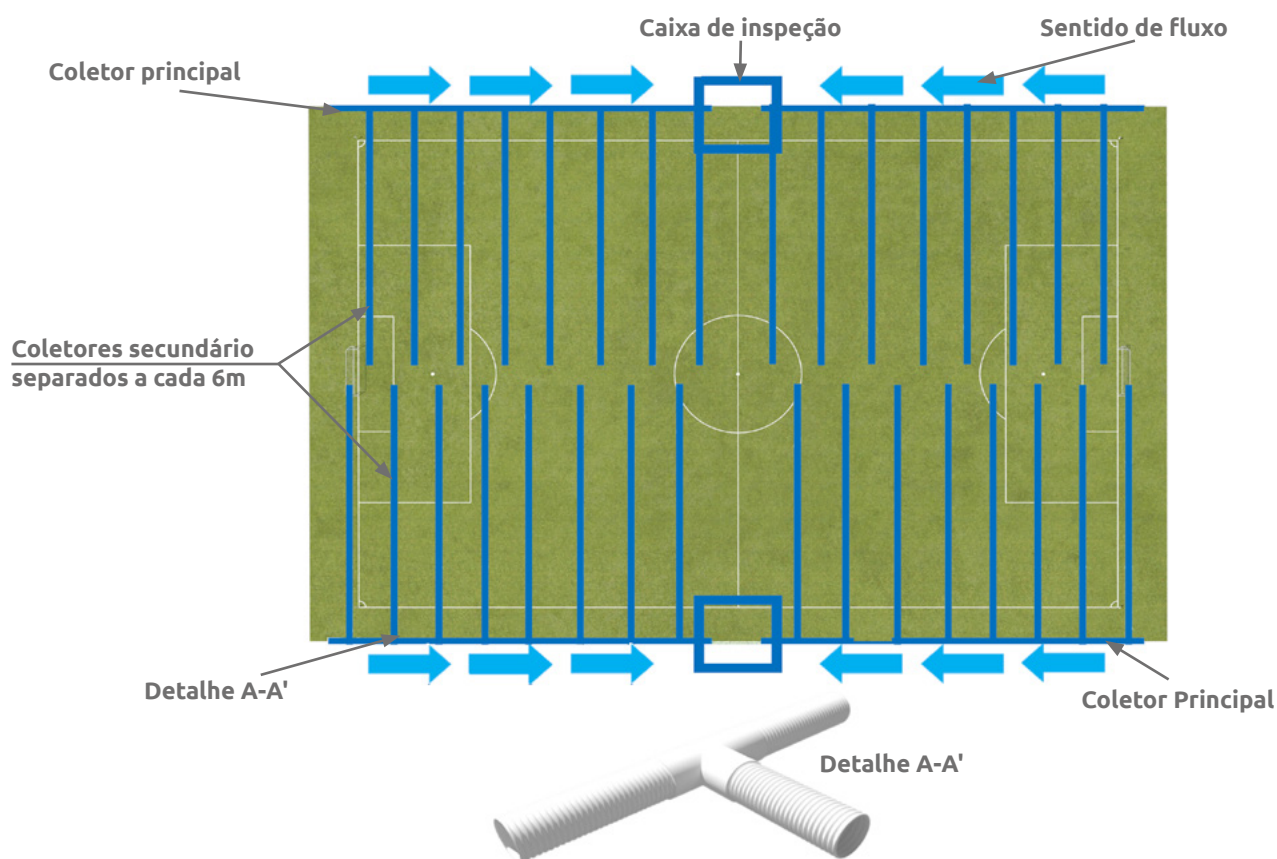
$$S = 1\% \text{ (Selecionada)}$$

O diâmetro da tubulação a ser utilizada pode ser determinado utilizando o nomograma baseado na equação de Prandtl - Colebrook (Figura 10.18)

Segundo o nomograma, para uma inclinação de 1% e os quatro diâmetros de tubulações existentes para o Geocomposto, o fluxo máximo a ser transportado é o seguinte:

Tubulação de 65 mm (2.5")	→	$Q_{\max} = 0.00119 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubulação de 100 mm (4")	→	$Q_{\max} = 0.00433 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubulação de 160 mm (6")	→	$Q_{\max} = 0.01174 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubulação de 200 mm (8")	→	$Q_{\max} = 0.02157 \text{ m}^3/\text{s}$

A vazão exigida para cada coletor principal é igual a $9.25 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ (resultado da divisão da área total nos 4 coletores principais; por isso, a tubulação a ser utilizada para os coletores principais é de 160 mm (6")).



▲ Figura 10.22 | Distribuição esquemática dos coletores principais e dos coletores secundários.

Os Geocompostos com tubulação podem ser fabricados com 1.05 m de altura ou 0.52 m, de acordo com a profundidade de escavação definida. Sem dúvida, o sistema de Geocomposto é muito flexível e se em alguns tramos sobra um pouco de altura, pode-se dobrá-los sem nenhum problema.

A largura mínima das valas deve ser de 30 cm, largura que se consegue com uma pequena pá de escavação e a profundidade deve ser definida de acordo com a inclinação e a cota na qual se encontra os deságues e o poço final. O material de preenchimento das valas deve ser um material permeável, que permita a passagem de água aos Geocompostos, mas não necessariamente deve ser um material selecionado com o que se utilizaria nos sistemas tradicionais de filtro francês. De acordo com as propriedades de permeabilidade do material de escavação, este pode ser utilizado se a permeabilidade for adequada e se o conteúdo de siltes e argila for mínimo. Para definir se o material de escavação pode ser utilizado, é necessário conhecer seu tipo e suas propriedades, levando em conta as seguintes premissas:

- Índice de plasticidade < 7
- Coeficiente de permeabilidade $k_s > 1.0 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$

10.4.3 Drenagem para um muro de contenção

Vai ser construído um muro em solo reforçado para estabilizar um talude, o muro terá 7 m de altura e 30 m de largura. O material do talude é uma areia siltosa (SM) com um peso específico de 18.5 kN/m^3 e uma permeabilidade k_s de $1.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, de acordo com a curva granulométrica apresenta um D_{85} de 0.25 mm.

Projetar e avaliar o sistema de drenagem utilizando inicialmente Geotêxtil e verificar se é adequado para o projeto. Em seguida, faça o mesmo projeto empregado Geocomposto com rede de 7 mm.

Solução:

1. Cálculo da vazão total do projeto

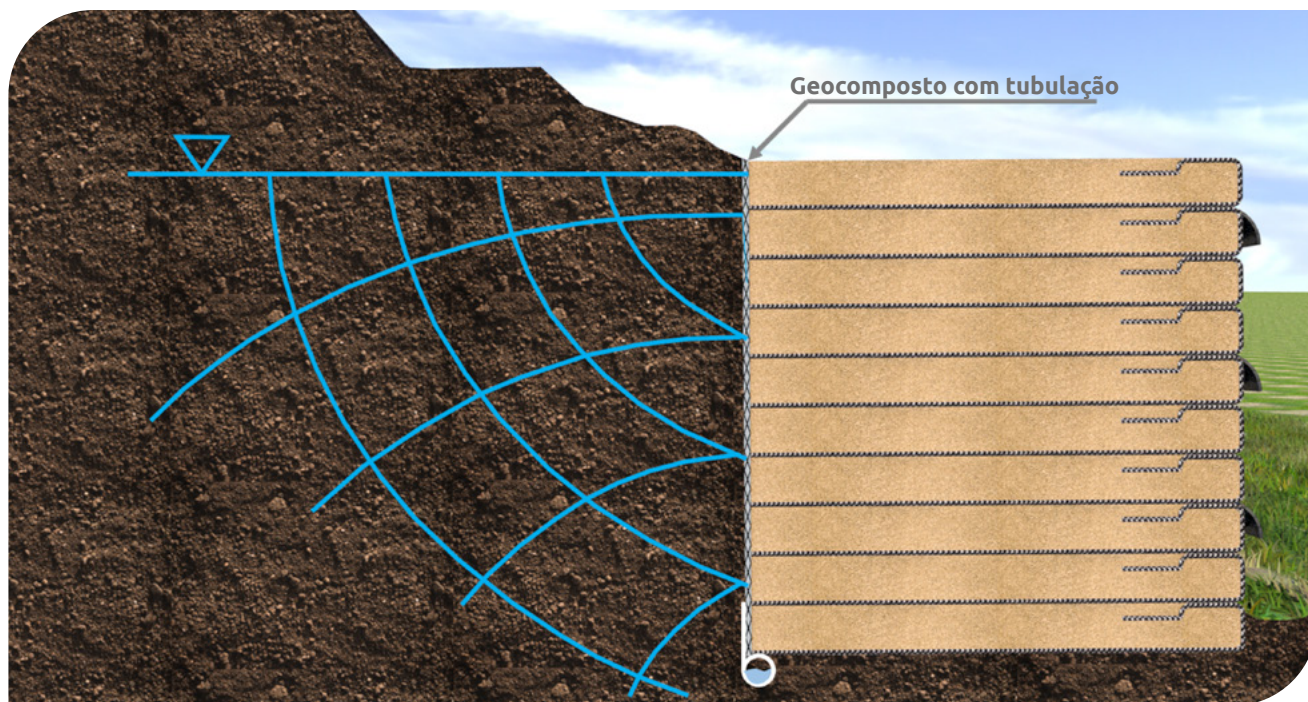
Número de canais de fluxo $n_c = 4$

Número de equipotenciais $n_f = 5$

$$Q_T = k * h * n_c / n_f * L$$

$$Q_T = 1.6 \times 10^{-5} \text{ m/s} * 7.0 \text{ m} * (4/5) * 30.0 \text{ m} \quad (\text{Eq. 10.18})$$

$$Q_T = 2.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$



▲ Figura 10.23 | Muro de contenção em solo reforçado.

2. Escolha do tipo de Geotêxtil a ser utilizado como material de dreno

Para escolher o Geotêxtil mais adequado para essa aplicação, realiza-se uma verificação com base nos critérios da referida aplicação e os dados do enunciado.

🍃 Critério de retenção (TAA)

$$\begin{aligned} \text{TAA} &< B * D_{85} \\ B &= 1.8; \text{ para Geotêxteis Não Tecidos.} \\ \text{TAA} &\leq 1.8 * 0.25 \text{ mm} \\ \text{TAA} &< 0.45 \text{ mm} \end{aligned}$$

🍃 Critério de permeabilidade

Como é um solo com alto conteúdo de finos, deve-se cumprir:

$$\begin{aligned} k_g &> 10 * k_s \\ k_s &= 1.6 \times 10^{-5} \text{ m/s} \\ k_g &> 1.6 \times 10^{-4} \text{ m/s} \end{aligned}$$

📌 Critério de colmatção

A porosidade dos Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas é superior a 50%; por isso, todos os Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas cumprem esse critério. Os Geotêxteis Tecidos e Não Tecidos termounidos ou calandrados não cumprem com esse critério.

3. Cálculo hidráulico para a escolha do Geotêxtil

A vazão por unidade de comprimento ou taxa de fluxo que é necessária evacuar é:

$$\begin{aligned}Q_T &= 2.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \\q_{w \text{ req}} &= Q_T / L \\q_{w \text{ req}} &= 2.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / 30.0 \text{ m} \\q_{w \text{ req}} &= 8.96 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}\end{aligned}$$

Cálculo da taxa de fluxo última do Geotêxtil:

$$\begin{aligned}Q &= k * i * A \\Q &= k * i * t * W \\Q/W &= i * (k * t) \\q_{w \text{ ult}} &= i * (k * t)\end{aligned}$$

Onde:

$$\begin{aligned}q_{w \text{ ult}} &= Q / W. \text{ Taxa de fluxo última do Geotêxtil.} \\i &= \text{Gradiente hidráulico.} \\k &= \text{Permeabilidade do Geotêxtil (Ver Anexo B).} \\t &= \text{Espessura do Geotêxtil (Ver Anexo B).}\end{aligned}$$

Substituindo os valores, obtém-se a taxa de fluxo última para o Geotêxtil Não Tecido:

$$\begin{aligned}q_{w \text{ ult}} &= 1.0 * (4.4 \times 10^{-3} \text{ m/s} * 1.5 \times 10^{-3} \text{ m}) \\q_{w \text{ ult}} &= 6.6 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s-m}\end{aligned}$$

Uma vez obtida a taxa de fluxo última para o Geotêxtil, calcula-se a taxa de fluxo admissível, levando-se em conta os fatores de redução para drenagem por gravidade (Ver Capítulo3, Tabela3.3.)

$$q_{w \text{ adm}} = q_{w \text{ ult}} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC})$$
$$q_{w \text{ adm}} = 6.6 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s-m} / (2.0 * 2.0 * 1.2 * 1.2 * 1.2)$$
$$q_{w \text{ adm}} = 9.55 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Finalmente, compara-se a taxa de fluxo admissível com a exigida para determinar o fator de segurança global:

$$FS_g = q_{w \text{ adm}} / q_{w \text{ req}}$$
$$FS_g = 9.55 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s-m} / 8.96 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$
$$FS_g = 0.0106 \ll 1.0$$

Motivo pelo qual não é viável usar um Geotêxtil Não Tecido como meio “drenante” no sistema devido à magnitude da vazão a ser conduzida no seu plano. É por isso que se faz necessário para esse tipo de projeto a instalação de um sistema de subdrenagem composto por brita e Geotêxtil Não Tecido ou avaliar qual a melhor opção para instalar Geocomposto Planar como meio de captação e condução de vazões consideráveis, como as que se apresentam nessa espécie de projetos.

4. Avaliação do Geotêxtil a ser utilizado no Geocomposto

Na seleção do Geotêxtil como drenante, os critérios foram revisados para a sua escolha, obtendose como resultado que o Geotêxtil Não Tecido tem propriedades de resistência à tração pelo Método Grab de 440 N e resistência ao puncionamento pelo Método CBR superior a 1.4 kN, com o qual é fabricado o Geocomposto e cumpre todos os critérios de seleção, sendo assim, é apropriado para esse projeto em particular.

5. Cálculo hidráulico para a escolha do Geocomposto

Avaliação segundo a permissividade do sistema

Cálculo da permissividade exigida pelo Geotêxtil da Georrede como meio filtrante.

$$Q = k * i * A$$
$$Q = k * \Delta h / t * A$$

$$\begin{aligned}k/t &= Q / (\Delta h * H * L) \\ \Psi_{req} &= Q / (\Delta h * H * L) \\ \Psi_{req} &= 2.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / (7.0 \text{ m} * 7.0 \text{ m} * 30.0 \text{ m}) \\ \Psi_{req} &= 1.83 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}\end{aligned}$$

Uma vez calculada a permissividade exigida pelo sistema, toma-se a permissividade fornecida pelo fabricante com a permissividade última para a realização do projeto.

$$\Psi_{ult} = 2.9 \text{ s}^{-1} \quad (\text{Ver anexo B})$$

Com base na permissividade última do Geocomposto, calcula-se a permissividade admissível, levando-se em conta os fatores de redução para filtros no tardo de muros de contenção (Ver Capítulo 3, Tabela 3.3.)

$$\begin{aligned}\Psi_{adm} &= \Psi_{ult} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}) \\ \Psi_{adm} &= 2.9 \text{ s}^{-1} / (2.0 * 1.5 * 1.1 * 1.0 * 1.0) \\ \Psi_{adm} &= 0.88 \text{ s}^{-1}\end{aligned}$$

Finalmente, compara-se a permissividade admissível com a exigida para determinar o fator de segurança global:

$$\begin{aligned}FS_g &= \Psi_{adm} / \Psi_{req} \\ FS_g &= 0.88 \text{ s}^{-1} / 1.83 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1} \\ FS_g &>> 1.0\end{aligned}$$

Motivo pelo qual o Geotêxtil Não Tecido com Resistência à Tração pelo Método Grab de 440 N e resistência ao puncionamento pelo Método de CBR de 1.4 kN é apto como meio “filtrante” no sistema.

Avaliação da condução da água no plano do Geocomposto

Determina-se o esforço normal no Geocomposto com base no peso específico do solo e a profundidade mais crítica onde se encontra o Geocomposto, como nesse projeto, o Geocomposto será instalado de forma vertical, o esforço normal é equivalente ao empuxo lateral de solo, considerando-se o coeficiente de empuxo ativo, que deve ser calculado para cada projetado

segundo os parâmetros fornecidos pelo tipo de solo e geometria do sistema; para esse caso e com o objetivo de ilustrar o cálculo, adota-se um valor aproximado:

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \gamma * h * K_a \\ \sigma_n &\approx 18.5 \text{ KN/m}^3 * 7.0 \text{ m} * 0.33 \\ \sigma_n &\approx 42.74 \text{ KPa}\end{aligned}$$

Como o Geocomposto será instalado verticalmente, o gradiente hidráulico é igual a 1.0.

Com esses dois valores, determina-se a taxa de fluxo última para o Geocomposto, segundo a Figura 10.17.

$$q_{w_{ult}} = 4.14 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Com base nesse dado, calcula-se a taxa de fluxo admissível, levando em conta os fatores de redução para muros de contenção (ver Capítulo 3, Tabela 3.4.).

$$\begin{aligned}q_{w_{adm}} &= q_{w_{ult}} / (FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}) \\ q_{w_{adm}} &= 4.14 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m} / (1.3 * 1.2 * 1.1 * 1.0) \\ q_{w_{adm}} &= 2.41 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m}\end{aligned}$$

Finalmente, compara-se a taxa de fluxo admissível com a exigida para determinar o fator de segurança global:

$$\begin{aligned}FS_g &= q_{w_{adm}} / q_{w_{req}} \\ FS_g &= 2.41 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m} / 8.96 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m} \\ FS_g &= 2.69 > 1.0\end{aligned}$$

Assim, o Geocomposto formado pelo Geotêxtil Não Tecido e Georrede de espessura de 7 mm é adequado para o sistema de subdrenagem no tardo do muro.

6. Sistema de evacuação dos líquidos

Revisa-se a capacidade de condução da vazão total (ver Figura 10.18). As tubulações que cumprem com o anteriormente exposto com uma inclinação de 1% são: $\phi 100$, $\phi 160$, $\phi 200$. Escolhe-se a tubulação $\phi 100$ mm por ser a solução técnica e economicamente mais conveniente.

10.4.4 Sistemas de Subdrenagem em Predial (1)

Para um projeto na cidade do Pasto, Colômbia, planeja-se a construção de um edifício de seis pisos e um nível de subsolo. De acordo com os estudos geotécnicos, conhece-se a profundidade do nível freático que está localizado em 6 m por abaixo do nível do terreno na época do inverno, e que não se apresentaram ascensões devido à capilaridade que possam afetar a estrutura.

O solo de fundação é um silte arenoso MS com uma permeabilidade igual a 2.5×10^{-5} m/s. Com o objetivo de fornecer um manejo adequado à água que, por infiltração, pode afetar a edificação, planeja-se a construção de um sistema de subdrenagem empregando Geocomposto Vial para captar, conduzir e evacuar essa água. O estudo hidrossanitário mostrou que haverá caixas de inspeção a cada 30 m e que a inclinação a ser administrada entre cada uma é de 1%.



▲ Figura 10.24 | Esquema de exemplo de sistema de subdrenagem.

1. Estimativa da vazão de projeto

Devido a não ter se encontrado presença de nível freático que possa afetar a estrutura, somente se leva em conta a vazão por infiltração da superfície (área verde) adjacente à estrutura.

🌿 Vazão por infiltração

$$Q_{inf} = I_R * A_T * F_i$$

Onde:

$$I_R = 24 \text{ mm/h} = 6.66 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

Precipitação máxima horária de frequência anual, registrada na área mais próxima ao projeto. Como não há precipitação máxima horária para a cidade de Pasto, adota-se a estação mais próxima, nesse caso o Aeroporto la Nubia, baseado nas curvas de intensidade, duração e frequência. Para a curva de 2 anos, 120 min (Ver Anexo C).

$$A_T = 30 \text{ m} * 6 \text{ m} = 180 \text{ m}^2 \text{ (área aferente de cada colector).}$$

$$F_i = 0.7 \text{ (ver tabla 10.1)}$$

Então:

$$Q_{inf} = I_R * A_T * F_i$$

$$Q_{inf} = 6.66 \times 10^{-6} \text{ m/s} * 180 \text{ m}^2 * 0.70$$

$$Q_{inf} = 0.00084 \text{ m}^3/\text{s}$$

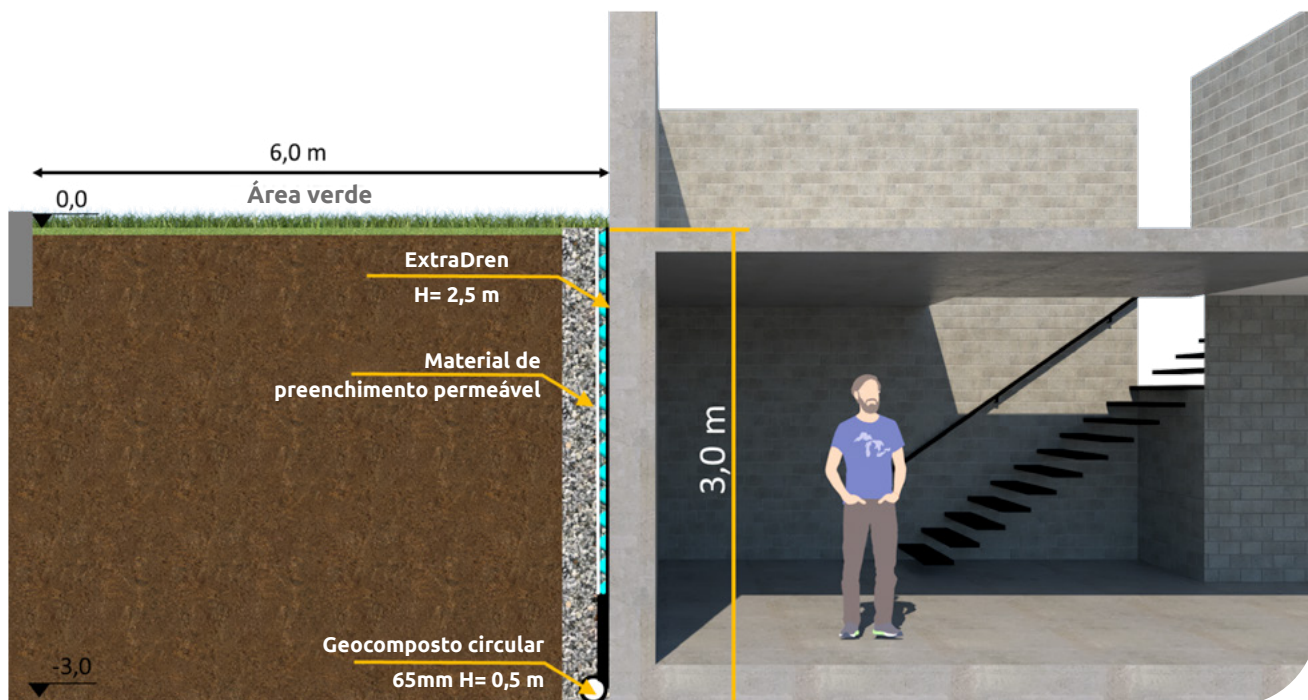
$$Q_{inf} = 0.00084 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ devido ao fato de que não há presença de nível freático.}$$

2. Seleção do Geocomposto adequado

Segundo o nomograma, para uma inclinação de 1% e os quatros diâmetros de tubulações existentes para o Geocomposto vial, a vazão máxima a ser transportada é a seguinte:

Tubulação de 65 mm (2.5")	→	$Q_{max} = 0.00119 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubulação de 100 mm (4")	→	$Q_{max} = 0.00433 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubulação de 160 mm (6")	→	$Q_{max} = 0.01174 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubulação de 200 mm (8")	→	$Q_{max} = 0.02157 \text{ m}^3/\text{s}$

A vazão determinada para cada tramo de 30 metros entres caixas para cada coletor principal é igual a $0.00084 \text{ m}^3/\text{s}$. Com essa vazão total determina-se que a tubulação adequada a ser empregada para esses coletores principais é de 65 mm (2.5").



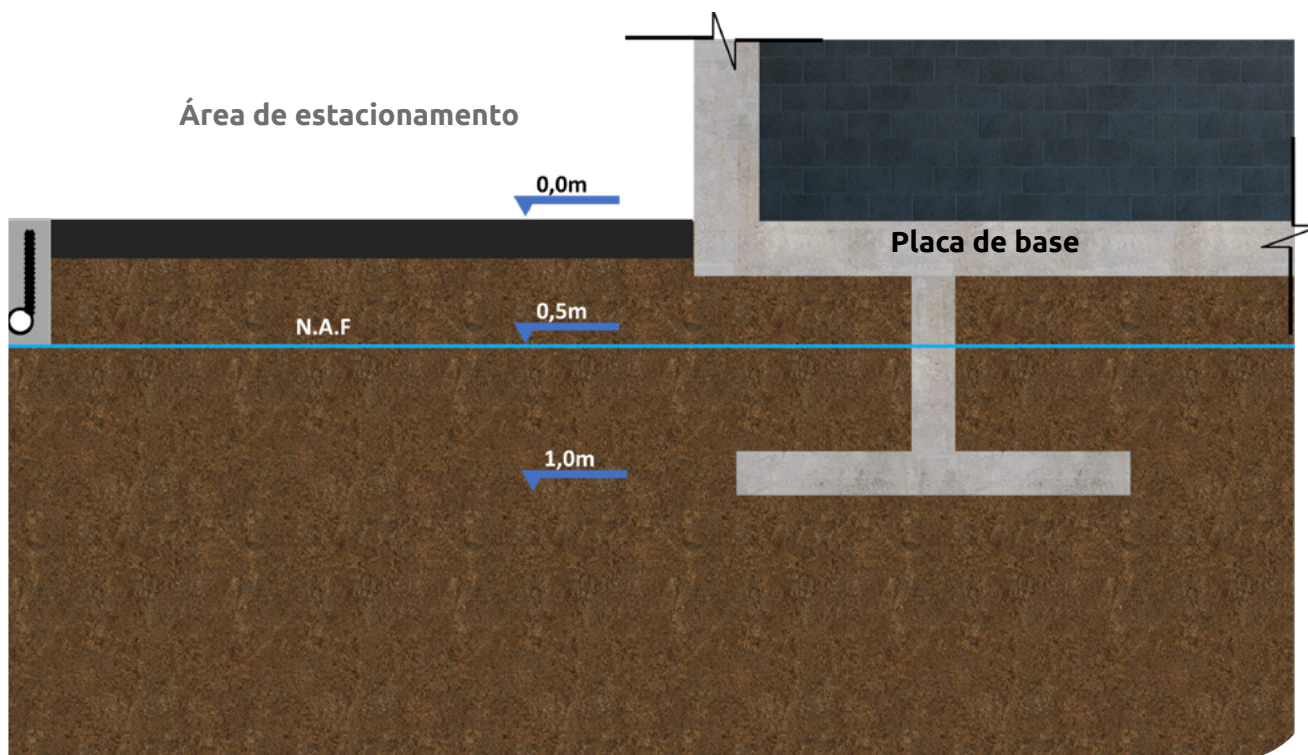
▲ Figura 10.25 | Esquema da proposta para o sistema de subdrenagem.

Para a seleção da altura do ExtraDren, o parâmetro mais adequado nesse caso é a altura que a estrutura terá em contato direto com o solo. Nesse caso, o nível mais baixo do subsolo estará em 3.0 m abaixo do nível do terreno; por isso, essa é a altura selecionada.

10.4.5 Sistemas de Subdrenagem em Predial (2)

Planeja-se a construção de um galpão de dois níveis que conta com uma área de 80 m x 120 m. De acordo com os resultados obtidos pelo estudo geotécnico, determinou-se que a altura do nível freático se encontra em 0.5 m abaixo do nível final do terreno. O solo de fundação é uma argila normalmente consolidada que se classifica como CH; de acordo com os testes realizados, tem uma permeabilidade igual a 1.5×10^{-5} m/s. Devido a considerações estruturais de cálculo para o projeto, determinou-se que a profundidade da fundação seria realizada mediante sapatas isoladas em uma profundidade de 1 m abaixo do nível final do terreno.

Devido à necessidade de controlar o nível freático que afetará a estrutura no nível da fundação e do solo da fundação, será instalado um sistema de subdrenagem com Geocomposto vial, o qual é necessário projetar. O estudo hidrossanitário determinou que serão localizadas caixas de inspeção a cada 40 m com um inclinação de 1%.

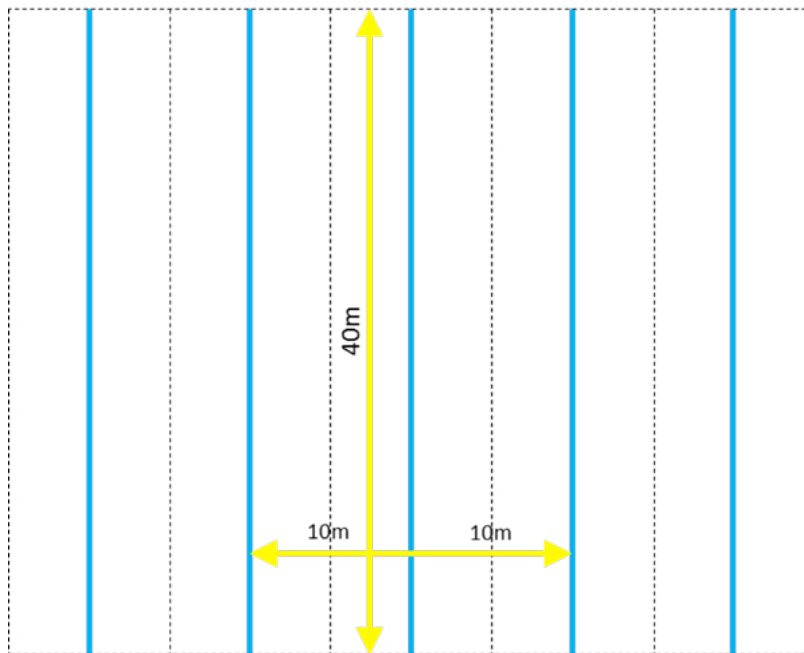


▲ Figura 10.26 | Esquema de exemplo de sistema de subdrenagem

1. Estimativa da vazão de projeto

Devido ao fato de a superfície próxima à estrutura ser feita em pavimento asfáltico e ter um sistema adequado de drenagem superficial, não será considerado o aporte de vazão por infiltração.

Primeiro, deverá ser definido um esquema de planta de distribuição dos Geocompostos de modo que esses não interfiram com a fundação, outras redes, e que esteja em conformidade com os pontos de deságue mais adequados; dessa maneira, será determinada a área aferente para cada Geocomposto (recomenda-se que a referida distância não seja maior que 10 m).



▲ Figura 10.27 | Planta das áreas aferentes propostas.

🍃 Vazão por rebaixamento do nível freático

$$Q_{NF} = k \cdot i \cdot A$$

$$i = (N_d - N_f) / B$$

$$i = (1.0 - 0.5) / 10 = 0.05$$

$$k = 1.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$A = (1.0 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) \cdot 40 = 20 \text{ m}^2$. (Área de afetação sobre o Geocomposto para o caso de rebaixamento do nível freático).

$$Q_{NF} = 1.5 \times 10^{-5} \text{ m/s} \cdot 0.05 \cdot 20 \text{ m}^2 \cdot 2 = 3.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_T = 3.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, devido ao fato de que não há presença de vazão de infiltração.

2. Seleção do Geocomposto Adequado para os coletores secundários

Segundo o nomograma, para uma inclinação de 1% e os quatros diâmetros de tubulações existentes para o Geocomposto vial, a vazão máxima a ser transportada é o seguinte:

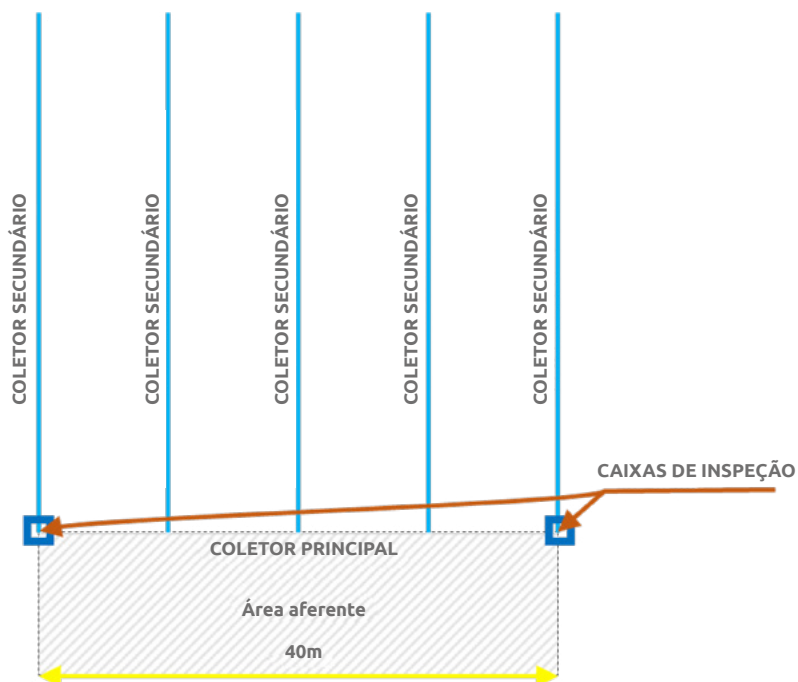
$$\text{Tubulação de 65 mm (2.5")} \rightarrow Q_{\text{max}} = 0.00119 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tubulação de 100 mm (4")	→	$Q_{max} = 0.00433 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubulação de 160 mm (6")	→	$Q_{max} = 0.01174 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubulação de 200 mm (8")	→	$Q_{max} = 0.02157 \text{ m}^3/\text{s}$

A vazão determinada para cada tramo selecionado é igual a $0.00003 \text{ m}^3/\text{s}$. Com essa vazão, determina-se que os coletores secundários (internos) podem ser feitos com Geocomposto vial com tubulação de 65 mm (2.5").

3. Seleção do Geocomposto Adequado para os coletores primários

Após realizada a seleção da solução adequada para os coletores secundários ou internos, é necessário conectá-los a um coletor primário que fará a evacuação da água, finalmente, nos deságuas disponíveis, e dali para fora da estrutura. O coletor principal conduzirá uma vazão aportada por uma área aferente de 40 m (distância entre caixas), segundo o estabelecido pelo projeto hidrossanitário, mais o aporte da vazão de três coletores secundários que se conectam a esse.



▲ Figura 10.28 | Planta esquema dos coletores propostos.

10.5 Exemplo de relação custo-benefício

Um tramo de estrada em execução tem uma largura de rodovia de 14 m, comprimento de 250 m, inclinação de 2%, e apresenta problemas de estabilização ocasionados pelo nível freático da área. Há a necessidade de se projetar os subdrenos longitudinais e avaliar a alternativa mais econômica entre o uso de um Geocomposto e um filtro francês convencional, se a vazão estimada para a área é de 5.6 l/s. O material do agregado disponível na área tem um tamanho de 1".

Solução:

Com uma vazão de 5.600 l/s e uma inclinação de 2%, segundo o nomograma de Prandtl Colebrook (Figura 10.18) é necessário empregar uma tubulação perfurada de drenagem de 100 mm (ϕ 4") para o sistema com Geocomposto.

Para calcular a dimensão necessária da seção do filtro francês em uma estrada com inclinação de 2%, tomou-se como referência o capítulo 9.

Onde:

Geocomposto 100 mm			Dreno francês		
Inclinação	Vazão máxima cm ³ /s	Tamanho agregado	Velocidade cm/s	Área seção cm ²	Altura base 80 cm
0.5%	2.840	1"	0.281	10.098	130
1.0%	4.020	1"	0.563	7.147	90
1.5%	4.850	1"	0.844	5.748	75
2.0%	5.680	1"	1.125	5.049	65
2.5%	6.320	1"	1.406	4.494	60
3.0%	6.960	1"	1.688	4.124	55
3.5%	7.495	1"	1.969	3.807	50

Fazendo a comparação de custos das duas alternativas para um metro linear do sistema de subdrenagem, tem-se o seguinte:

Dreno francês				
Descrição	Unidade	Quantidade	Custo	Total
Geotêxtil Não Tecido	m ²	3.50	U\$,95	U\$ 3.33
Tubulação de drenagem 100 mm	ml	1.00	U\$ 4.00	U\$ 4.00
Material de preenchimento*	m ³	0.78	U\$ 12.00	U\$ 9.36
Escavação e bota-fora	m ³	0.78	U\$ 6.19	U\$ 4.83
Mão de obra	Hr/MI	1.00	U\$ 5.54	U\$ 5.54
Total:				U\$ 27.05

Geocomposto Vial				
Descrição	Unidade	Quantidade	Custo	Total
Geocomposto Vial 100 mm x 1,0 m	ml	1.00	U\$ 9.70	U\$ 9.70
Material permeável (areia grossa)*	m ³	0.39	U\$ 6.00	U\$ 2.34
Escavação e bota-fora	m ³	0.39	U\$ 6.19	U\$ 2.41
Mão de obra	Hr/MI	1.00	U\$ 5.54	U\$ 5.54
Total:				U\$ 19.99

* O custo do material de preenchimento do sistema de subdrenagem depende da área do projeto, na análise está incluído um preço provisório (estimativo).

Para um comprimento de 250 ml, e construindo a drenagem dos dois lados da seção transversal da via, temos:

Custo do Geocomposto ϕ 4":

$$19.99 \text{ U\$/m.l} \times 250 \text{ m} \times 2 = 9,995 \text{ U\$}$$

Custo do dreno francês:

$$27.05 \text{ U\$/m.l} \times 250 \text{ m} \times 2 = 13,525 \text{ U\$}$$

O que equivale a uma diferença de custos de 26% entre o uso do Geocomposto e o dreno francês tradicional.

10.6 Bibliografia

- ◆ CEDERGREN H.R., DRAINAGE OF HIGHWAY AND AIRFIELD PAVEMENTS, REPRINT ED., U.S.A., 1987.
- ◆ KOERNER R.M., DESIGNING WITH GEOSYNTHETICS, 5 ED., U.S.A., 2005.
- ◆ KOERNER R.M. GEOSYNTHETICS IN FILTRATION, DRAINAGE AND EROSIÓN CONTROL, REPRINT ED., ENGLAND, 1992.
- ◆ HOLTZ R., Geosynthetic Engineering. Junio 1997, Pags. 36 – 38
- ◆ VARGAS R., DIAZ-GRANADOS M., CURVAS SINTÉTICAS REGIONALIZADAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA PARA COLOMBIA. 1998.
- ◆ FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, GEOSYNTHETICS DESIGN AND CONSTRUCTION GUIDELINES, PUBLICATION. NO HI – 95 038, 1995.



Capítulo 11

M U R O S E M

Solo reforçado

11.1 Generalidades

Um dos tipos de obras mais comuns na engenharia são os muros de contenção, seja para a conservação das dimensões da margem em rodovias, contenção de solos ou conformação de áreas planas.

Tradicionalmente, têm-se utilizado muros de contenção por gravidade, que absorvem as pressões horizontais graças à sua grande massa. Uma das alternativas apresentadas na metade da década de sessenta foi criada pelo engenheiro francês Henry Vidal, que consistia na inclusão de uma série de tiras, amarradas a elementos externos que compoñham a face do muro, até um determinado comprimento dentro do aterro utilizado, para formar, assim, a massa de contenção. Isso deu início ao que hoje se conhece como muros estabilizados mecanicamente.

Graças ao desenvolvimento de novos materiais que podem suportar as condições de umidade, risco biológico e químico do solo, tem-se implementado o uso de elementos sintéticos tais como os Geotêxteis e Geogrelhas para o reforço de materiais, devido às características mecânicas que eles possuem, como sua resistência à tração.

Os estudos que conduziram ao uso dessa nova tecnologia tiveram origem na França e na Suécia no fim da década de setenta.

Os muros de contenção reforçados com Geossintéticos tornaram-se mundialmente uma alternativa de construção diante de muros de concreto reforçado e aterros conformados, principalmente quando há deficiências na capacidade de carga do solo de fundação ou quando as condições geométricas das seções a serem desenvolvidas não permitem que as áreas de aterro sejam conformadas com um ângulo igual ou maior ao de repouso natural do solo de aterro. Na última década, sua utilização converteu-se em um fator importante por temas econômicos, ambientais e construtivos; já que, atualmente, em muitos projetos reincorporam-se materiais de corte da mesma obra.

Não é necessário que as condições sejam tão graves como as mencionadas anteriormente; a grande vantagem é que são alternativas mais econômicas, de fato, sob as mesmas condições geotécnicas e construtivas, um muro de solo reforçado pode gerar uma redução de custos totais de 30% a 60%, se comparados aos muros de concreto reforçado, devido ao fato de que podem se empregar materiais térreos do local.

Esse sistema é empregado massivamente em estradas e na conformação de áreas planas, com o objetivo de ganhar área útil em lotes que tenham sido perdidos por conta de deslizamento ou

rompimentos topográficos naturais.

A evolução nesse campo tem sido tão grande hoje em dia, graças às investigações realizadas pela FHWA (Federal Highway Administration) e a “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, 7ª edição (2014) dos Estados Unidos, desenvolveram-se métodos construtivos e de projeto para conformar muros em solo com Geossintéticos de acesso a pontes.

No presente capítulo, faz-se referência às metodologias de projeto WSD e LRFD. Na primeira, deve-se garantir fatores de segurança que relacionam os estados de forças, esforços ou momentos resistentes sobre as forças, esforços ou momentos atuantes. Na segunda, aplicam-se fatores de carga que aumentam as forças, esforços ou momentos atuantes na estrutura e fatores de resistência que diminuem as forças, esforços ou momentos de resistência que dão equilíbrio à estrutura.

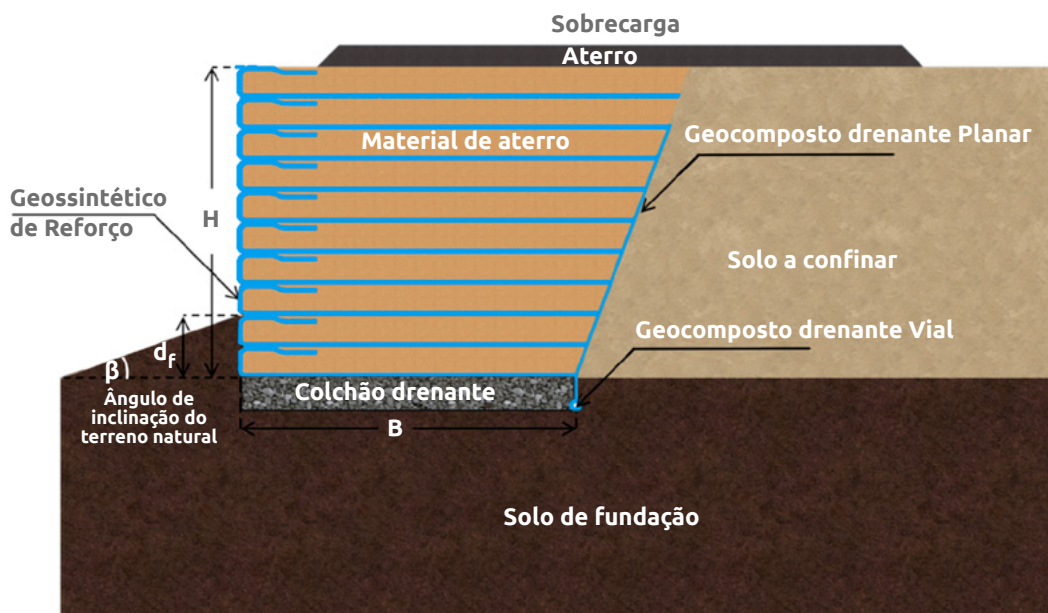


▲ Fotografia 11.1 | Muro em solo reforçado, Concessão ALMA, Honda-Tolima-Colombia.

11.2 Projeto de Muro em Solo Reforçado

Um Muro em solo reforçado é uma estrutura que funciona pela gravidade e é seu próprio peso o que a torna estável e encontra o equilíbrio de forças presentes no sistema. Seus principais componentes são o material para aterro e os Geossintéticos de reforço com os quais podem ser configuradas diferentes tipos de geometrias que dependem das condições do projeto.

A seguir há uma configuração típica de um muro em solo reforçado com Geossintéticos, com escalonamento no tardoz e fachada vertical:



▲ Figura 11.1 | Esquema Geral de um MSR.

Ao incluir um material com resistência à tração dentro de uma massa de solo que deve suportar uma série de empuxos, consegue-se aumentar a resistência geral do conjunto, basicamente pelo esforço de interação desenvolvido entre o Geossintético e o solo adjacente. A interação do material do Geossintético pode ser por atrito ou travamento de agregados.

Existem inúmeras abordagens para resolver o projeto de um muro em um solo mecanicamente estabilizado, dentro dos quais podem ser indicados o do Serviço Florestal dos Estados Unidos (Revisado em 1983), Broms (1978), Collin (1986), Bonaparte et al. (1987), Leshinsky e Perry (1987), Schmertmann et al. (1987), Whitcomb e Bell (1979) e Gómez (1998).

A diferença entre esses métodos está assentada principalmente na maneira de focar nas distribuições de esforços, a superfície de falha e os valores para os diversos fatores de segurança envolvidos. Sua semelhança se baseia no fato de assumirem que, na estrutura, não se apresentam pressões hidrostáticas e que na superfície de falha transversal é uma superfície plana definida pela metodologia de Rankine e derivada de um empuxo ativo. Sem dúvida, demonstrou-se que a inclusão de um reforço altera o estado de esforços e tensões em uma massa de solo, fazendo com que a superfície de falha seja diferente a uma massa de solo não reforçada.

Atualmente, na América Latina estão se utilizando duas metodologias de projeto. A primeira é que,

desde o princípio e até o fim da última década, era a única filosofia de projeto utilizada, conhecida como “projeto por esforços de trabalho” WSD; a referida metodologia serviu para projeto e construir milhares de estruturas em solo reforçado ao redor do mundo. Ainda se recomenda sua utilização nos campos de engenharia.

Nos últimos anos, foram executadas normas e especificações para a grande maioria dos países. Algumas dessas normas estão baseadas na filosofia do projeto, com fatores de cargas e resistência LRFD, fundamentada no uso confiável dos métodos estatísticos mediante procedimentos facilmente utilizáveis pelos projetistas de pontes.

Nesse manual, será apresentado o procedimento de projeto para cada uma dessas duas metodologias mencionadas anteriormente e as quais são amplamente utilizadas.

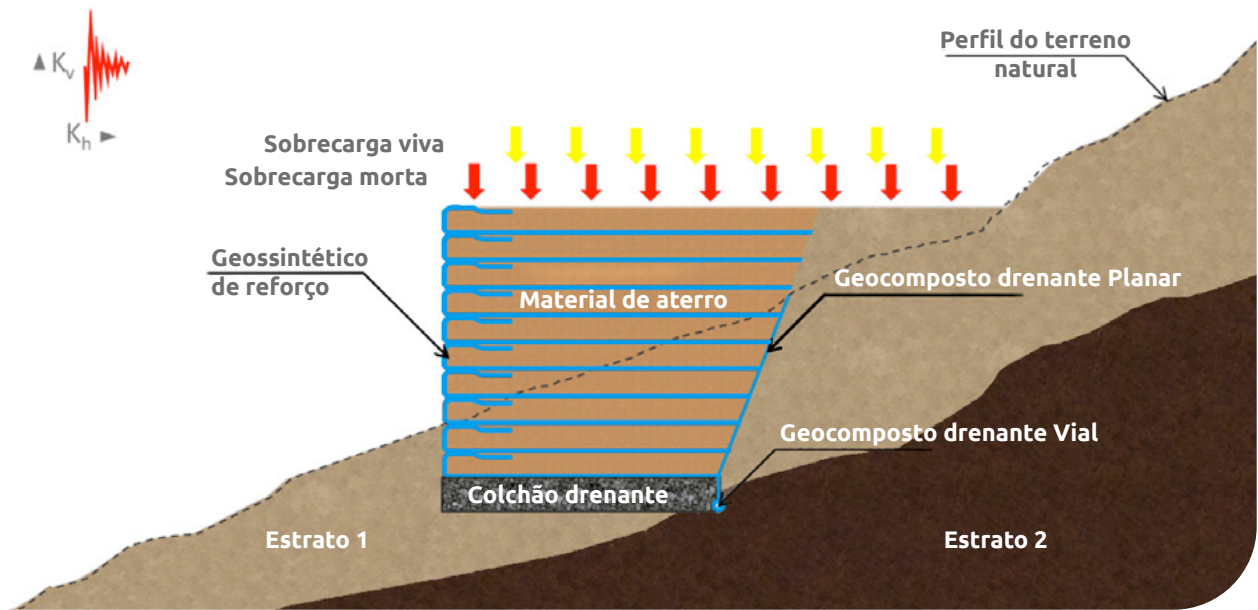
O projeto de um muro em solo reforçado é realizado em 4 etapas, principalmente, cada uma dessas análises busca garantir uma estabilidade e funcionamento adequados da estrutura no longo prazo:

- ◆ Estabilidade interna.
- ◆ Estabilidade externa.
- ◆ Estabilidade global ou composta.
- ◆ Sistema de drenagem interno e externo.
- ◆ Proteção ou fachada na face externa do muro.

Para permitir a familiarização com o processo de projeto dos muros em solo reforçado, será listada a seguir algumas etapas necessárias, com o objetivo de avaliar a estabilidade e funcionalidade do muro.

11.2.1 Variáveis de entrada

Como projetistas, o primeiro que nos perguntamos é sobre quais são os dados ou variáveis de entrada de que necessitam para projetar um muro em solo reforçado; a seguir, vamos enumerar essas variáveis.



▲ Figura 11.2 | Variáveis de entrada para o Projeto de um MSR.

🍃 **Topografia:** É necessário contar com a topografia do terreno natural (como se encontra o terreno antes da instalação da obra) e a topografia do terreno projetada (como deve ficar depois da implantação da obra).

É importante que, a partir dessas duas topografias, obtenham-se seções transversais (principalmente as críticas) e a seção longitudinal projetada sobre a borda do MSR.

🍃 **Estudo de solos:** Faz-se necessário um estudo de solos completo no qual se estabeleça o perfil estratigráfico da área onde se projeta a construção da obra e determinese as propriedades geomecânicas da camada que a constitui, enfatizando o material de fundação e material de confinamento.

🍃 **Caracterização do material de aterro:** Para cada projeto, é necessário definir as propriedades índice e de classificação do material a ser utilizado para a conformação do muro.

Em alguns casos, é necessário realizar um estudo geomecânico e de comportamento com os materiais de aterro, devido ao fato de sua classificação estar fora dos padrões estabelecidos, como pode ser no caso de serem considerados materiais finos. Esse estudo é realizado com o objetivo de validar se é possível utilizar esses materiais de aterro.

🍃 **Cargas:** É importante definir quais são as cargas externas e sua localização, as quais vão gerar esforços sobre a estrutura em solo reforçado.

◆ **Considerações sísmicas:** É necessário determinar o coeficiente de aceleração horizontal (k_h) e vertical (k_v) da zona onde se projeta a construção do MSR.



▲ Fotografia 11.2 | Projeto e construção de muro em solo reforçado, APP GICA, Ibagué-Tolima-Colômbia.



▲ Fotografia 11.3 | Projeto e construção de muro em solo reforçado, APP GICA, Ibagué-Tolima-Colômbia

11.2.2 Estados limite de resistência ou condições de projeto para um muro em solo reforçado

Nas etapas do projeto de um muro em solo reforçado, devem ser analisadas e controladas os seguintes tipos de falhas para cada estado limite de resistência e evento extremo.

11.2.2.1 Estado limite de resistência - condição estática

- ❖ Falha por resistência dos reforços.
- ❖ Falha por arrancamento dos reforços.
- ❖ Falha por capacidade de carga.
- ❖ Deslizamento lateral.
- ❖ Perda de contato na base do muro, devido à excentricidade da carga.
- ❖ Falha por estabilidade global ou composta.
- ❖ Falha estrutural*

11.2.2.2 Estado limite evento extremo I - Condição pseudo-estática

- ❖ Falha por arrancamento dos reforços.
- ❖ Falha por capacidade de carga.
- ❖ Deslizamento lateral.
- ❖ Perda de contato na base do muro, devido à excentricidade da carga.
- ❖ Falha por estabilidade global ou composta.
- ❖ Falha estrutural*

**A falha estrutural se calcula somente quando, para o muro em solo reforçado, projeta-se na fachada um elemento rígido; esse elemento rígido pode ser blocos de concreto, paredes de alvenaria, blocos tipo Keystone etc.*

No item 11.2.9, apresentam-se detalhadamente os tipos de fachadas que podem ser utilizadas nos muros em solo reforçado.

11.2.3 Fatores de estabilidade na Metodologia WSD

Como foi mencionado anteriormente, nesse capítulo do manual de projeto, apresenta-se o procedimento de projeto sob a metodologia WSD e LRFD.

A metodologia WSD baseia-se na aplicação de fatores de segurança. Funciona relacionando os estados de forças, esforços ou momentos de resistência sobre as forças, esforços ou momentos atuantes. A

relação dos resistentes sobre os atuantes é comparada com um fator de segurança mínimo, definido para cada tipo de análise nas etapas de estabilidade interna, externa e global.

A seguir são apresentados os fatores de segurança aplicados em cada estado de análise para a estabilidade externa e global.

Tabela 11.1 Fatores de segurança mínimos

Tipo de análise	Fator de segurança estático (FS)	Fator de segurança pseudo-estática
Deslizamento	1.50	1.05
Tombamento	3.00	2.00
Capacidade de carga	3.00	N.A.
Estabilidade global	1.50	1.05

11.2.4 Fatores de carga e fatores de resistência na metodologia LRFD

A metodologia LRFD aplica fatores de carga e fatores de resistência. Normalmente, um fator de carga aumenta a força, esforços ou momentos atuantes na estrutura, enquanto um fator de resistência diminui as forças, esforços ou momentos de resistência que dão equilíbrio à estrutura.

Os fatores de carga e resistência utilizados nesse manual são os determinados através dos métodos estatísticos pela ASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7ª edição. Em cada uma das etapas de projeto, foram apresentados os fatores de carga e fatores de resistência aplicados, que são os seguintes:

Tabela 11.2 Fatores de Carga

Tipo de análise	Fator de carga, Estado limite de resistência	Fator de carga, Estado limite Evento extremo I
Pressão vertical ou peso próprio (γ_{EV})	1.35	1.00
Pressão horizontal do solo (γ_{EH})	1.50	1.00
Sobrecarga morta (γ_{ES})	1.50	1.00

Tipo de análise	Fator de carga, Estado limite de resistência	Fator de carga, Estado limite Evento extremo I
Sobrecarga viva (γ_{LS})	1.75	1.00
Sobrecarga viva (γ_{DC})	1.25	0.90

Tabela 11.3 Fatores de Resistência

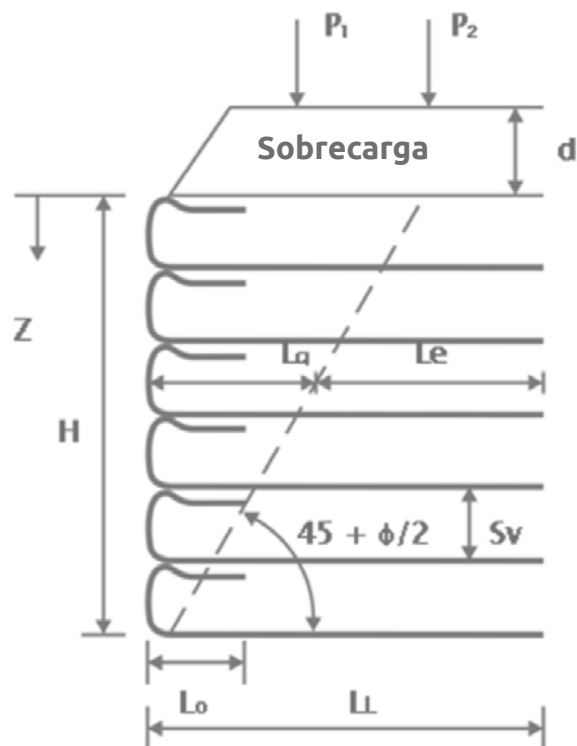
Tipo de análise	Fator de resistência, Estado limite de resistência	Fator de resistência, Estado limite Evento extremo I
Deslizamento	1.00	1.00
Capacidade portante	0.65	0.90
Resistência ($z_{yt} \ \phi_{t_sis}$)	0.90	1.20
Resistência ao arrancamento dos reforços ϕ_p	0.90	0.90

É importante esclarecer que um fator de carga ou um fator de resistência não deve ser aplicado se ele está favorável à estabilidade do sistema. Por exemplo, para a análise do deslizamento na estabilidade externa, não se deve aplicar um fator de carga ao peso próprio do muro em solo reforçado, já que esse fator reforçaria a estabilidade diante do deslizamento.

11.2.5 Projeto por estabilidade interna de um Muro em solo reforçado

No projeto por estabilidade interna de um muro em solo reforçado, devem ser determinadas, principalmente, três variáveis:

1. Separação entre camadas, S_v .
2. Resistência à tração última ou admissível do Geossintético, T_{ult} , T_{adm} .
3. Comprimento de ancoragem do Geossintético L_e .



▲ Figura 11.3 | Diagrama Geral, projeto por estabilidade interna.

Em primeiro lugar, de forma iterativa, determinam-se as duas primeiras variáveis, mediante as seguintes equações:

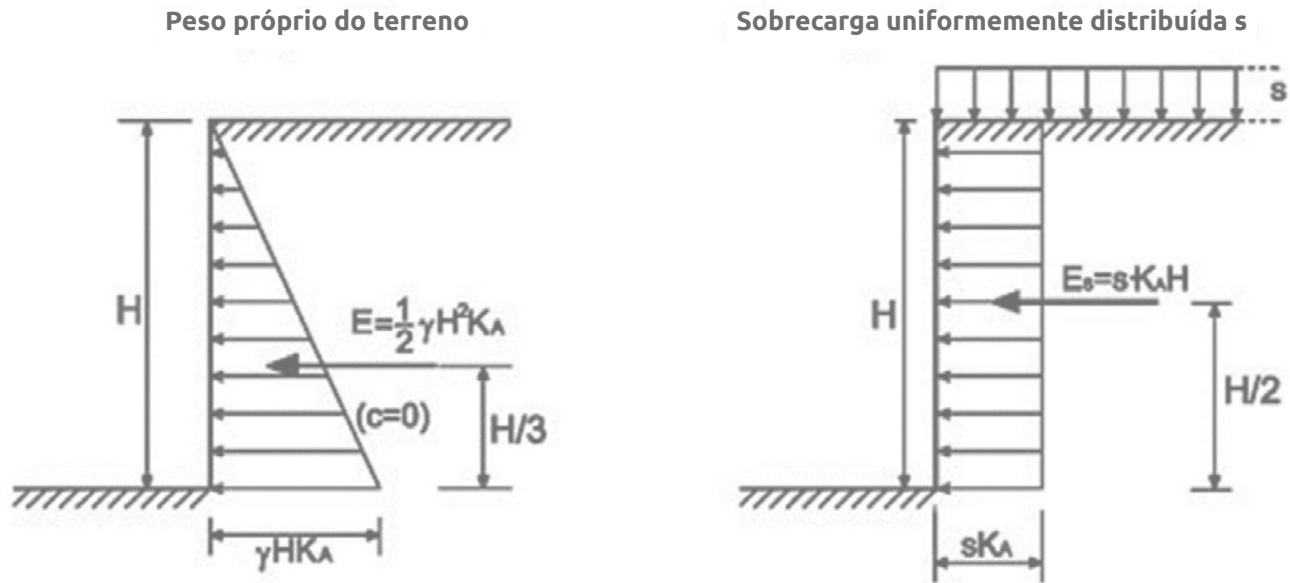
Metodologia WSD	Metodologia LRFD
$S_V = \frac{T_{adm}}{\sigma_H \cdot FS_g}$	$S_V = \frac{T_{adm}}{\sigma_H}$

(Eq. 11.1)

Os valores recomendados do FSg variam entre 1.3 e 1.5 para condições estáticas. O engenheiro projetista deve revisar e selecionar o fator de segurança mais apropriado de acordo com as características de cada projeto, segundo as características dos materiais e a aplicação que seja dada a esse tipo de estrutura.

Para facilitar o cálculo, é recomendável selecionar ou condicionar uma separação típica de camadas Sv; para muros em solo reforçado, a separação entre camadas está entre 0.2 m e 0.6 m por facilidades construtivas. Uma vez selecionada a separação entre as camadas, calcula-se o esforço horizontal e determina-se a resistência última que necessita o Geossintético.

O esforço horizontal na face do muro deve ser determinado para cada cota ou altura onde se projeta a instalação da camada de Geossintético, levando em conta a pressão ativa do peso próprio do material de aterro e aquela sobre cargas vivas ou mortas que estejam sobre a estrutura.



▲ Figura 11.4 | Diagrama de Esforços horizontais dentro de um MSR.

Metodologia WSD	Metodologia LRFD	(Eq. 11.2)
$\sigma_H = [(\gamma_r * K_{a_r} * z) + ((ES + LS) * K_{a_r})]$	$\sigma_H = [(\gamma_r * K_{a_r} * z) + ((ES + LS) * K_{a_r})] * \gamma_{EV}$	

A resistência à tração admissível do Geossintético é avaliada da seguinte maneira.

Metodologia WSD	Metodologia LRFD	(Eq. 11.3)
$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$	$T_{adm} = \frac{T_{ult} \Phi_t R_c}{RF}$	

Onde:

$$FS \text{ o } RF = RF_{ID} * RF_{FL} * RF_{DQB} \quad (\text{Eq. 11.4})$$

T_{ult} = Resistência última do Geotêxtil pelo método da faixa larga. (ASTM D 4595).

RF_{ID} = Fator de redução por danos durante a instalação. $RF_{ID} = 1.1 - 2.0$.

RF_{FL} = Fator de redução por carga contínua sobre o Geossintético (fluência). $RF_{FL} = 1.5 - 3.0$.

RF_{DBQ} = Fator de redução por degradação química/biológica. $RF_{DBQ} = 1.1 - 1.5$.

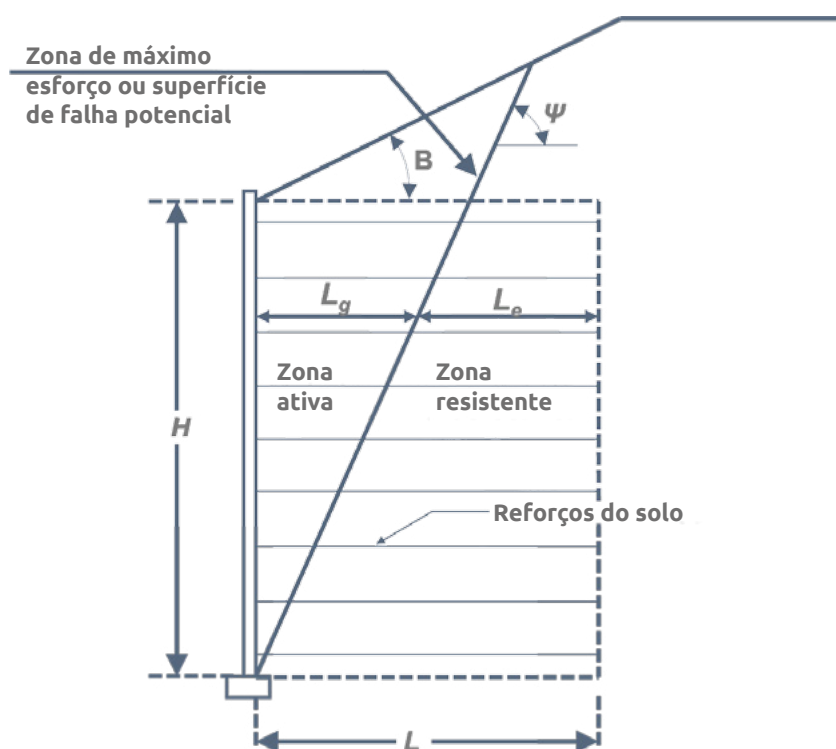
Φ_t = Fator de resistência à tração dos Geossintéticos (0.9).

R_c = Relação de cobertura dos reforços.

Recomenda-se pela facilidade construtiva e de compra de materiais que o projeto seja feito contemplando um ou, no máximo, três tipos de Geossintéticos, dependendo da altura do muro, e deixando uma única separação vertical S_V entre camadas.

◆ Comprimento de ancoragem do Geossintético, L_e .

A linha teórica de falha divide o corpo do muro em solo reforçado em duas partes, a zona ativa e a zona de resistência. Dentro da ativa, encontra-se o comprimento de desenvolvimento L_g e, dentro da zona de resistência, encontra-se o comprimento de ancoragem L_e . Conforme figura abaixo:



▲ Figura 11.5 | Zonas de Reforço.

O comprimento do Geossintético é a soma do comprimento de desenvolvimento L_d , ao comprimento de ancoragem, a separação entre camadas S_v e a dobra L_o (as dobras, em todos os casos, devem ser iguais ou superiores a 1.0m).

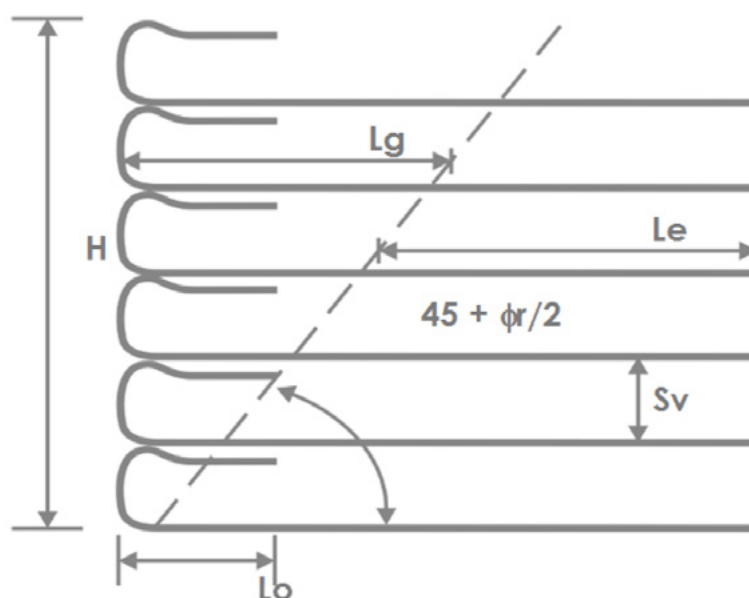
$$L_T = L_g + L_e + L_o + S_v \quad (\text{Eq. 11.5})$$

1. Comprimento de desenvolvimento

É o comprimento geométrico até a linha de falha, L_g (Ver Figura 11.6). Quando se utilizam materiais de aterro com grande porcentagem de finos (argilas ou siltes), a linha teórica de falha tende a ter uma forma circular, sua geometria pode ser determinada em um programa de equilíbrio limite.

$$\frac{L_g}{(H - Z)} = \tan \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \quad (\text{Eq. 11.6})$$

$$L_g = \tan \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) * (H - Z) \quad (\text{Eq. 11.7})$$



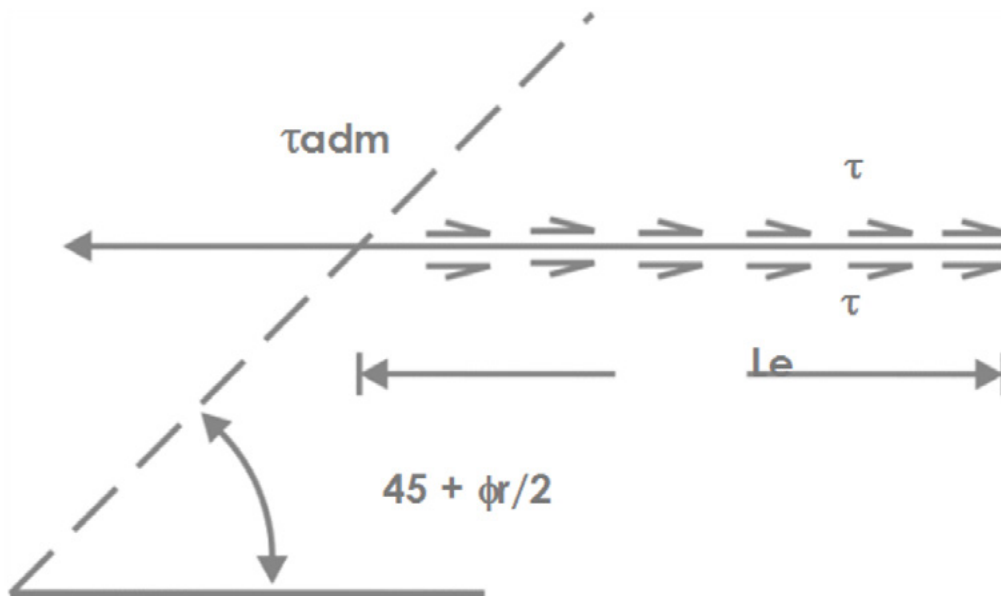
▲ Figura 11.6 | Vista das camadas.

Para muros com inclinações na face:

$$L_g = \left\{ \left[\tan \left(45 - \frac{\Phi_r}{2} \right) \right] * (H - z) \right\} - \{ [\tan (90 - \beta_1)] * (H - z) \} \quad (\text{Eq. 11.8})$$

2. Comprimento de ancoragem, L_e

Corresponde à superfície de ancoragem atrás da zona de falha, onde, devido à interação de solo-Geossintético, desenvolvem-se as forças resistentes.



▲ Figura 11.7 | Cálculo do comprimento de ancoragem do reforço.

Com o objetivo de calcular o comprimento de ancoragem, realiza-se a somatória de forças no eixo X, ou seja, no nível de cada camada, comparando as forças atuantes horizontais sobre a camada do Geossintético com as forças resistentes derivadas do grau de confinamento e a interação solo Geossintético: $\sum F_x$, se obtém:

Metodologia WSD	Metodologia LRFD	
$\sigma_h * S_v * FS_g = F_{za.corte}$	$\sigma_h * S_v = F_{za.corte}$	(Eq. 11.9)
$F_{za.corte} = \tau * L_e$	$F_{za.corte} = \tau * L_e$	(Eq. 11.10)
$\tau = C_a + \sigma_v * F$	$\tau = \phi_p * F * \alpha * \sigma_v * C * R_c$	(Eq. 11.11)
$L_e = \frac{F_{za.corte}}{C * (C_a + \sigma_v * F)}$	$L_{e_{est}} = \frac{F_{za.corte}}{(\phi_p * F * \alpha * \sigma_v * C * R_c)}$	(Eq. 11.12)

Onde:

Metodologia WSD	Metodologia LRFD
C_a = Fator de adesão solo - Geotêxtil, definido em ensaio de laboratório ou assumir um valor de 1.0 kPa	Φ_p Fator de resistência correspondente ao arrancamento dos reforços. $\Phi_p = 0.90$
F = Fator de atrito para o arrancamento dos reforços. $F = \left(\text{entre } 1 \text{ y } \frac{2}{3} \right) \tan \phi_r = \tan \delta$	F = Fator de atrito para o arrancamento dos reforços. $F = \frac{2}{3} \tan \phi_r = \tan \delta$
C = Fator que considera a geometria da área superficial dos reforços. $C = 2$, para todos os casos	C = Fator que considera a geometria da área superficial dos reforços. $C = 2$, para todos os casos
σ_v = Tensão vertical no nível dos reforços na zona resistente.	σ_v = Tensão vertical não majorada no nível dos esforços na zona resistente.
$F_{za.corte}$ = Tração aplicada aos reforços.	$F_{za.corte}$ = Tração majorada aplicada aos reforços.
	R_c = Relação de cobertura dos reforços.
	α = Tração majorada aplicada aos reforços.

A força de interação solo-Geotêxtil dissipa os esforços gerados pelas pressões laterais a que são submetidas as estruturas em solos granulares e coesivos da seguinte forma:

O ângulo δ é o atrito entre o solo e o Geossintético de Reforço, obtido por meio do método de ensaio da norma ASTM D 5321, com o qual se determina a resistência ao cisalhamento na superfície de contato entre o solo e o Geossintético ou entre Geossintético e Geossintético conforme o caso. Esse é um dos ensaios mais importantes a nível de projeto que se recomenda realizar em aplicações de reforço com Geossintéticos, com os quais se obtém projetos ótimos e eficientes segundo os materiais presentes em cada projeto. Uma vez obtido o ângulo δ , calcula-se o fator de atrito F .

$$F = \tan \delta$$

(Eq. 11.13)

Como recomendação bibliográfica, obtida a partir de diferentes ensaios de interação entre o Geossintético e materiais de preenchimento, pode-se utilizar a seguinte expressão para calcular o

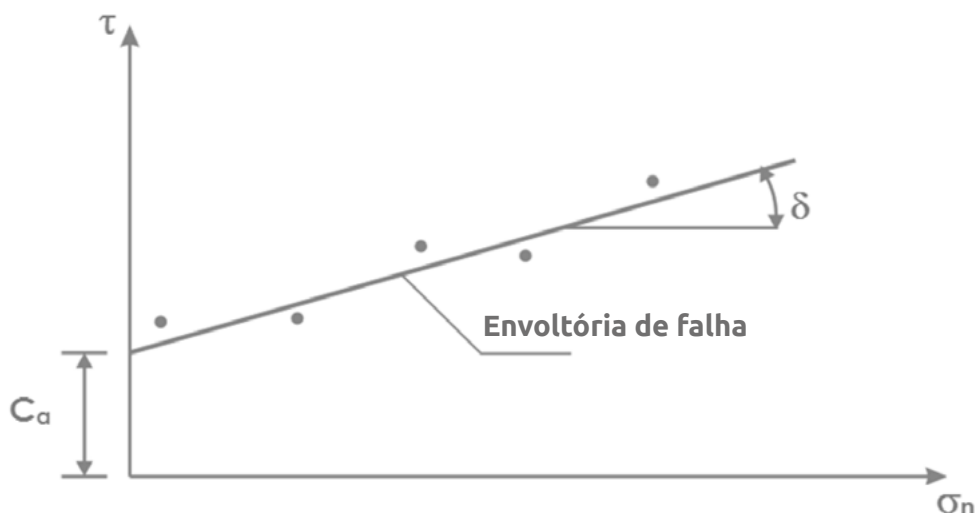
fator de atrito F:

$$F = \left(\text{entre } 1 \text{ y } \frac{2}{3} \right) \tan \phi_r \quad (\text{Eq. 11.14})$$

ϕ_r é o ângulo de atrito do material de aterro de MSR.

Abaixo demonstramos o procedimento de ensaio para medir a força de interação solo- Geossintético apresentado por Koerner¹. Esse procedimento é recomendado para projetos de grande tamanho, nos quais as informações geotécnicas devem ter um grau de precisão maior para o processo de realização e ajuste do projeto da estrutura. Este ensaio é uma variação do ensaio de cisalhamento direto, no qual se coloca uma amostra representativa do solo localizada na parte inferior da caixa de teste para ser compactada na porcentagem estimada a ser utilizada no campo (recomenda-se que seja a 95% do teste de Proctor modificado). Uma vez que seja compactada, a última camada de material é nivelada, coloca-se a parte móvel da caixa seguida da camada de Geossintético e, finalmente, o solo restante compactado e nivelado.

Fazendo vários testes com diferentes pressões normais, preferencialmente no intervalo de pressões a que o Geossintético estará submetido, encontra-se a variação da resistência ao cisalhamento máximo τ_{\max} em função do esforço normal σ_n . Desenhando a envoltória de falha para os diferentes níveis de tensões calculados (ver Figura 11.8), os valores de C_a e δ são medidos neste gráfico.



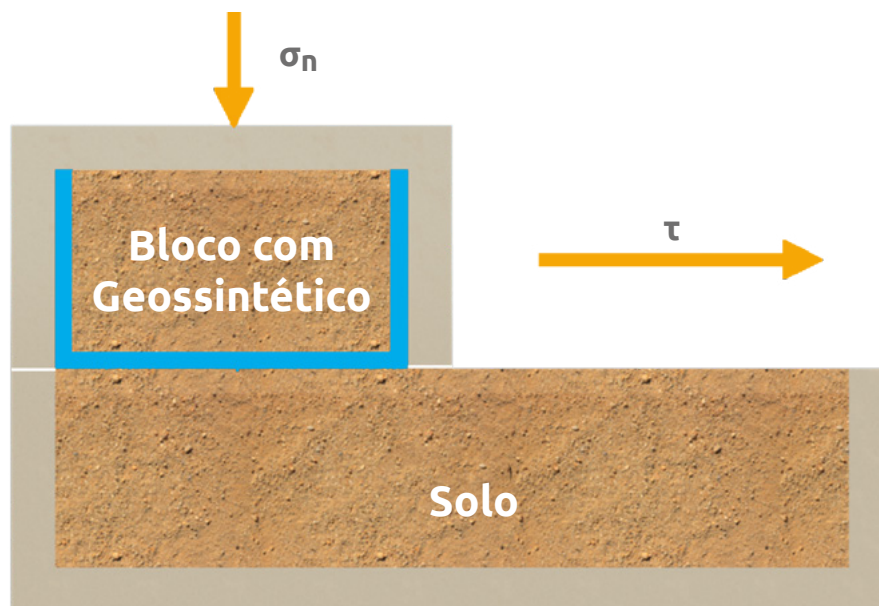
▲ Figura 11.8 | Envoltória de falha - ensaio de cisalhamento direto para Geossintéticos.

¹ Koerner R.M., Designing With Geosynthetics, 5 ED.

Uma vez finalizado o teste, pode-se realizar o ensaio de cisalhamento direto para o material de aterro para determinar qual é a eficiência do sistema solo-Geossintético diante da interação solo-solo.

Segundo a norma ASTM D 5321, as dimensões da caixa para o ensaio de cisalhamento direto deverão ser, pelo menos 300 mm x 300 mm. Koerner recomenda o uso desses tipos de caixas, especialmente para testes com uso de solo - Geogrelha, solo - georrede ou solo - Geomembrana, com a finalidade de minimizar os efeitos de escala. Entretanto, para testes solo - Geotêxtil, podem-se utilizar caixas de 100 mm x 100 mm, levando-se em consideração os seguintes parâmetros:

- ◆ Usar o tipo de solo específico do lugar do projeto.
- ◆ Controlar a densidade e a umidade da amostra.
- ◆ O teste deve ser realizado com o solo saturado.
- ◆ Utilizar o mesmo tipo de líquido encontrado "in-situ" (Ex: lixiviado).



▲ Figura 11.9 | Ensaio de cisalhamento com Geossintéticos.

As magnitudes de C_a e δ dependem diretamente do tipo de Geossintético e das propriedades físicas e mecânicas do solo de aterro, tais como sua granulometria, plasticidade e as mais importantes, coesão e ângulo de atrito do solo.

Nas Tabelas 11.4 e 11.5, faz-se referência a alguns dos ensaios realizados para determinar os valores de C_a e δ segundo o tipo de solo e o tipo de Geotêxtil. Esses valores também são expressos em função de c' e ϕ' como porcentagem deles.

Tabela 11.4 Valores típicos de δ para diferentes tipos de areias²

Tipo de Geotêxtil	Areia de grão médio a grosso $\phi=30^\circ$	Areia arredondada $\phi=28^\circ$	Areia siltosa $\phi=26^\circ$
Geotêxtil Tecido	24° (77%)	24° (84%)	23° (87%)
Geotêxtil Não Tecido Puncionado por Agulhas	30° (100%)	26° (92%)	25° (96%)

Para solos com diferentes porcentagens de conteúdo de finos, têm-se os seguintes valores:

Tabela 11.5 Valores de C_a y δ para solos com conteúdo de finos e Geotêxteis Tecidos de cinta plana

Misturas utilizadas	Coesão do solo (T/m ²)	Aderência do solo - Geotêxtil (T/m)	ϕ Solo (°)	δ Solo-Geotêxtil (°)	Porcentagem de ϕ (%)
0% Silte - 100% Areia	1.00	1.80	37.0	34.5	93.20%
50% Silte - 50% Areia	3.50	1.50	35.4	30.8	87.00%
60% Silte - 40% Areia	3.70	1.50	33.0	29.9	90.60%
70% Silte - 30% Areia	3.70	1.50	32.0	25.6	80.00%
90% Silte - 10% Areia	3.80	1.60	28.7	21.1	73.50%

Para projetos de muros em solo reforçado de baixa altura e submetidos a cargas mortas menores, pode-se tomar um valor de δ entre 0.7ϕ e 0.85ϕ , sendo 0.7ϕ o valor mais conservador.

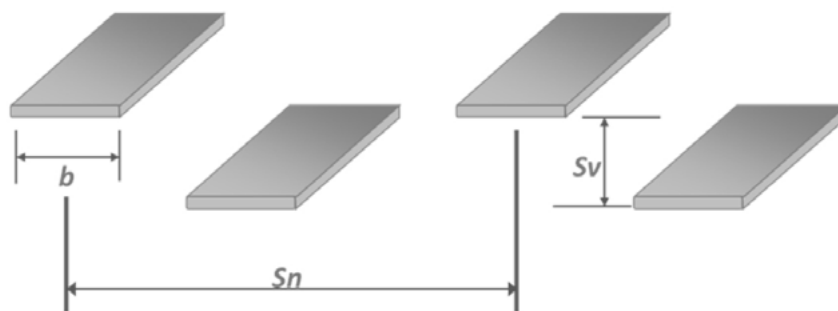
Em alguns tipos de aplicações, o conhecimento do ângulo de atrito entre o solo e o Geossintético é mais importante para a estabilidade externa, do que o conhecimento deste para a verificação da estabilidade interna.

A relação de cobertura dos reforços R_c para muros estabilizados mecanicamente, independentemente do reforço, é calculado com a seguinte expressão. Como os Geotextéis Tecidos e as Geogrelhas são elementos contínuos, **utiliza-se $R_c = 1$** .

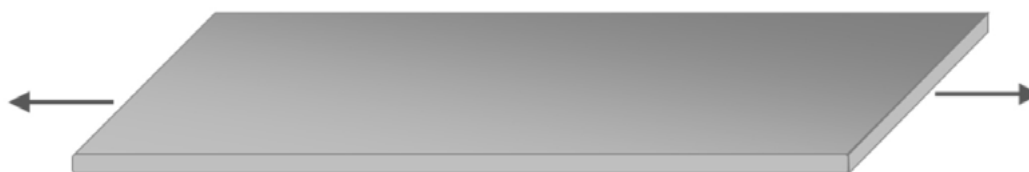
$$R_c = \frac{b}{S_h} \quad (\text{Eq. 11.15})$$

² Koerner R.M., Designing With Geosynthetics, 5 ED, pag.127, Tabla 2.5.

Lâminas Geossintéticas descontínuas



Lâminas Geossintéticas contínuas



O fator de correção que considera o efeito de interação entre o material de aterro e o Geossintético de Reforço depende do tipo de material de aterro e o tipo de Geossintético de Reforço.

Na construção de muros em solo reforçado, pode-se utilizar diferentes tipos de materiais de aterro; sem dúvida, alguns desses tipos de materiais geram melhor interação com o Geossintético de Reforço.

- ◆ Os materiais com passagem pela peneira # 4 > 50% geram atrito de agregados.
- ◆ Os materiais com passagem pela peneira # 4 < 50% geram travamento de agregados.

Os Geotêxteis Tecidos trabalham por atrito de agregados; isso quer dizer que geram uma melhor interação quando estão em contato com um material que promove atrito de agregados.

As Geogrelhas são elementos que trabalham através de travamento de agregados; isso quer dizer que geram uma melhor interação quando estão em contato com um material de promove travamento de agregados.

Tabela 11.6 Valores de α para diferentes tipos de materiais de aterro e Geossintéticos de Reforço

Tipo de reforço	Valor de α	
	passagem pela peneira # 4 < 50%	passagem pela peneira # 4 > 50%
Geogrelhas	0.80	0.60
Geotêxteis	0.60	0.80



▲ *Fotografia 11.4 | Materiais que geram travamento/materiais que geram fricção, com o Geossintético de Reforço.*

3. Comprimento da dobra superior

Para efeitos construtivos, esse comprimento da dobra superior L_o é igual ou superior a 1.0 m. O comprimento total a ser utilizado para cada camada de Geotêxtil será, então:

$$L_t = L_g + L_e + L_o + S_v \quad (\text{Eq. 11.16})$$

O Departamento de Transportes dos Estados Unidos e a FHWA em seu documento “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines” e a “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, 7ª edição (2014), recomendam que o comprimento mínimo do reforço nesse tipo de estruturas seja maior ou igual a 0.7 vezes a altura do muro e que o comprimento do reforço seja o mesmo em toda a altura do muro.

11.2.5.1 Projeto por estabilidade interna em condição de evento extremo I

Quando se aplica a metodologia LRFD para o projeto de muros em solo reforçado com Geossintéticos, é necessário realizar uma verificação do comprimento de ancoragem sob condição pseudo-estática.

Todos os fatores de carga sob essa condição são iguais a um (1), a não ser que se mencione o contrário. Isso quer dizer que o fator de carga não aumenta as cargas na condição de evento extremo I.

No cálculo do comprimento de ancoragem, soma-se uma força e/ou variável adicional conhecida como T_{md} . Essa força inicial é derivada do movimento da massa da zona ativa ou zona de movimento devido ao sismo.

$$L_{est} = \frac{F_{za.corte} + T_{md}}{(\Phi_p * 0.8F * \alpha * \sigma_v * C * R_c)} \quad (\text{Eq. 11.17})$$

$$T_{md} = \gamma_{EQ} \times \frac{P_i}{n} \quad (\text{Eq. 11.18})$$

$$P_i = W.k_h \quad (\text{Eq. 11.19})$$

Onde:

T_{md} = Força de inércia dinâmica incremental majorada na camada I

γ_{EQ} = Fator de carga para as cargas sísmicas = 0.5

P_i = Força inicial interna devida ao peso do aterro dentro da zona ativa

n = Número total de camadas de reforço no muro

W = Peso total da cunha ativa do muro em solo reforçado

k_h = Coeficiente de aceleração horizontal

11.2.5.2 Materiais de aterro para muros em solo reforçado

Uma das grandes vantagens dessas estruturas é poder aproveitar os materiais locais como elemento de aterro em sua conformação. Atualmente, ao redor do mundo, construíram-se muros em solo reforçado com diferentes tipos de materiais, utilizando desde materiais granulares até chegar a usar argilas plásticas ou cinzas vulcânicas, sob algumas condições especiais.

É importante verificar com os engenheiros da obra a disponibilidade e o tipo de materiais do aterro. A recomendação inicial começa com algumas similares utilizadas em normas internacionais, onde se estabelecem os requisitos mínimos dos materiais a serem utilizados na formação de aterros ou aterros estruturados. Esses requisitos são os seguintes:

Tabela 11.7 Especificações gerais do material para construção de aterros e aterros estruturais

Característica/ tipos de solo	Solos selecionados	Solos adequados	Solos toleráveis
Aplicação	Topo, núcleo, fundação	Topo, núcleo, fundação	Topo, núcleo, fundação
Tamanho máximo, mm	75	100	150
Porcentagem que passa na peneira de 2 mm (Nº 10) em massa, máximo (%)	80	80	-
Porcentagem que passa na peneira de 75µm (Nº 200) em massa, máximo (%)	25	35	35
Conteúdo de matéria orgânica, máximo (%)	0	1.0	1.0
Limite de liquidez, máximo (%)	30	40	40
Índice de plasticidade, máximo (%)	10	15	-
Densidade unitária, mínima (%)	GCl (90) >= 95.0 %	GCl (90) >= 95.0 %	GCl (90) >= 95.0 %

Em todos os casos, a compactação do material é realizada em espessuras de no máximo de 25 cm compactadas a 95% do ensaio Proctor modificado; o recebimento da camada por parte da fiscalização de obras, será feito para cada camada de no máximo 25 cm de espessura, estendida e compactada por meio de ensaios de densidade em campo. Deve-se realizar no mínimo um ensaio de densidade de campo para cada 100 metros lineares de camada ou para cada jornada de trabalho, seguindo as especificações técnicas de construção de aterros ou muros compactados de cada país.

Recomenda-se que o material de aterro para o muro em solo reforçado cumpra com as especificações técnicas descritas na tabela 11.7 para qualquer tipo de solo, na construção de aterros estruturais e/ou aterros reforçados com Geossintéticos. Se não for possível cumprir com as referidas características, é necessário elaborar uma especificação particular, conhecendo de antemão as características do material de aterro e seu comportamento a médio e longo prazos.

Para elaborar uma especificação particular, é necessário fazer ensaios de resistência mecânica e de comportamento aos materiais compactados que serão utilizados como aterros. Estes ensaios

podem ser triaxiais, cisalhamento, consolidações e de permeabilidade. Os resultados desses ensaios, em conjunto com a geometria dos muros em solo reforçado, devem ser utilizados para avaliar seu comportamento dentro da estrutura. Por exemplo, é bom realizar modelações em um programa de elementos finitos com o objetivo de avaliar seu comportamento no longo prazo.

No geral, o material mais apropriado para ser utilizado em aterros de terra reforçada é aquele selecionado com uma porcentagem baixa de finos, como o de tipo sub-base granular. Sem dúvida, essa espécie de material é cada vez mais escassa e seu transporte aumenta os custos de projeto, fazendo com que ele não seja economicamente viável.

Ao utilizar os materiais que se encontram disponíveis no próprio local da obra, é preciso ter cuidado com os procedimentos de compactação desse tipo de solo, devido ao fato de que, em épocas de chuva, aumenta-se a dificuldade de compactá-los e levá-los a uma densidade considerável. Deve-se fazer ênfase no sistema de drenagem a ser empregado, já que o aumento do conteúdo de umidade na massa do solo diminui rapidamente a resistência ao corte. No caso de ser considerada a utilização de materiais plásticos ou argilosos, recomenda-se que eles sejam melhorados com materiais granulares com o objetivo de reduzir suas características de deformação sob condições de umidade e carga.

Na Colômbia, existem experiências nas quais se empregaram materiais com passagem na peneira de $75\mu\text{m}$ (Nº 200) de mais de 70% e plasticidades de médias a altas. O muro em solo reforçado do Aeroporto de Matecaña na cidade de Pereira Colômbia foi construído sob uma especificação particular, onde se utilizaram cinzas vulcânicas como material de aterro.



▲ *Fotografia 11.5 | Projeto e construção de muro em solo reforçado, Aeroporto de Matecaña, Pereira – Risaralda - Colômbia.*

11.2.6 Projeto por estabilidade externa de um Muro em solo reforçado

Nos muros em solo reforçado, sendo estruturadas por gravidade, é necessário revisar sua estabilidade externa diante de condições de deslizamento, tombamento, excentricidade e capacidade de carga, utilizando-se cada uma das metodologias propostas.

Para fazer avançar o projeto por estabilidade externa, é importante ter definido o perfil estratigráfico e parâmetros mecânicos do solo de fundação, a configuração geométrica do muro em solo reforçado e as sobrecargas.

Para a metodologia LRFD, é necessário calcular as forças de empuxo lateral atuantes com os fatores de carga e fatores de resistência mencionados no item 11.2.5.

Os fatores de carga para o peso próprio, sobrecarga, empuxos, entre outros, devem ser aplicados unicamente quando o fator aumenta as forças ou esforços que vão contra a estabilidade do sistema. Aqueles fatores que podem atuar a favor da estabilidade do sistema não devem ser aplicados em tal análise.

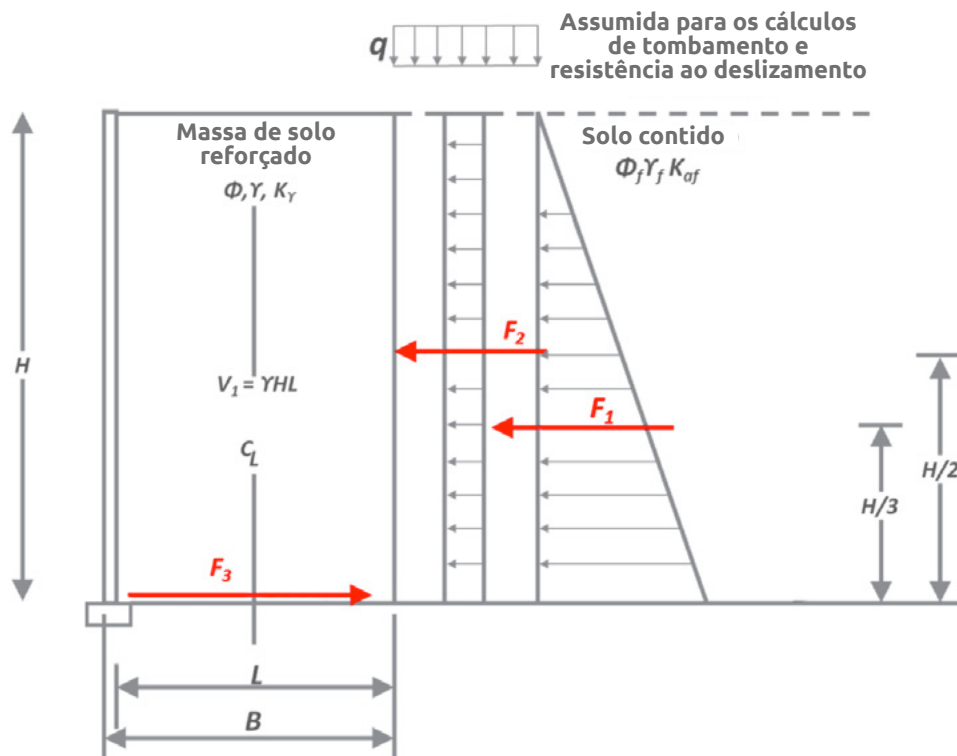
Na metodologia WSD, o cálculo dos empuxos, esforços, momentos, entre outros, deve ser realizados com as forças geoestáticas e sobrecargas sem ampliar. Uma vez calculada, a relação entre as forças resistentes e atuantes deve ser igual ou superior aos fatores de segurança citados no item 11.2.3. para cada tipo de análise.

11.2.6.1 Deslizamento

A verificação por deslizamento é onde se verifica que o muro não falha por um empuxo lateral excessivo e se desloca lateralmente. É preciso levar em conta que a principal força que resiste ao deslizamento é o atrito que se gera entre a base do muro e o solo.

Para fazer a verificação por deslizamento, é necessário conhecer que forças que atuam e podem gerar o deslizamento, bem como as que a ele se opõem.

No seguinte gráfico, mostra-se um exemplo geral, de quais podem ser as forças atuantes e resistentes em um modelo de deslizamento.



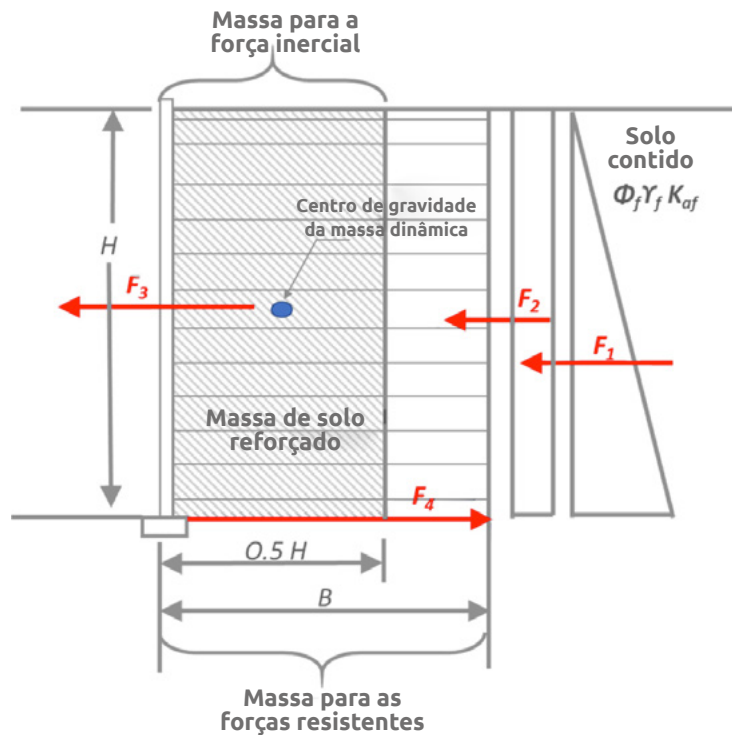
▲ Figura 11.10 | Análise por Deslizamento Estado Limite de Resistência.

Onde:

- F_1 = É a força atuante devido à sobrecarga viva e/ou morta na parte de trás da parede em solo reforçado, calculada a partir do coeficiente de empuxo ativo estático.
- F_2 = É a força atuante do empuxo ativo devido ao material que confina a parede em solo reforçado, calculado a partir do coeficiente de empuxo ativo estático (é considerado parte do muro em solo reforçado, até onde chegam os reforços com Geossintéticos)
- F_3 = É a força inercial devida ao movimento da massa de solo sombreada, devido ao efeito do terremoto. Calcula-se o peso da área sombreada e se multiplica pelo coeficiente de aceleração horizontal.

Existem diferentes metodologias para o cálculo de forças atuantes ou resistentes, cabe ao projetista aplicar a mais coerente em cada caso.

Quando aplicamos a metodologia LRFD no estado limite de evento extremo I, é necessário somar a força inercial devido ao fato de uma parte da massa da estrutura se mover graças ao sismo, tal como se observa na seguinte figura.



▲ Figura 11.11 | Análise por Deslizamento Evento Extremo I, metodologia LRFD.

Onde:

- F_1 = É a força atuante devido à sobrecarga viva e/ou morta na parte de trás da parede em solo reforçado, calculada a partir do coeficiente de empuxo ativo dinâmico.
- F_2 = É a força atuante do empuxo ativo devido ao material que confina o muro no solo reforçado, calculada a partir do coeficiente de empuxo ativo dinâmico (considera-se parte do muro em solo reforçado até onde cheguem os reforços com Geossintéticos).
- F_3 = É a força inercial devida ao movimento da massa de solo sombreada, devido ao efeito do terremoto. Calcula-se o peso da área sombreada e multiplica-se pelo coeficiente de aceleração horizontal.
- F_4 = É a força resistência de atrito na base do muro. Para a análise do evento extremo I, essa força é multiplicada por um fator de 0.8 (tomar o atrito entre a última camada de Geossintético e o material que esteja debaixo dessa camada).

Existem diferentes metodologias para o cálculo de forças atuantes ou resistentes derivadas de efeitos sísmicos, cabe ao projetista aplicar a mais coerente em cada caso.

11.2.6.2 Tombamento e excentricidade

Devido aos empuxos e forças a que está submetida a estrutura de contenção e conformação, é necessário verificar a condição de estabilidade ao tombamento e/ou excentricidade do muro em solo reforçado.

Na metodologia WSD, devem ser calculados os momentos resistentes e atuantes, com as forças geostáticas, geodinâmicas e sobrecargas, a relação desses momentos se compara com os fatores de segurança no item 11.2.3.

Para a metodologia LRFD, calcula-se unicamente a excentricidade para o estado limite de resistência (estático) e o estado limite evento extremo I (pseudo-estática), comparando-os com valores limite de excentricidade para cada um desses estados. A excentricidade é calculada com a seguinte expressão nos dois casos.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{\Sigma F_V} \quad (\text{Eq. 11.20})$$

Limite da excentricidade para o estado estático

$$e \leq \frac{B}{3} \quad (\text{Eq. 11.21})$$

Limite da excentricidade para o estado pseudo-estática:

$$e \leq \frac{2B}{5} \quad (\text{Eq. 11.22})$$

A diferença entre os dois estados limite são as condições de carga e os fatores de carga aplicados. Para o estado limite, evento extremo I, todos os fatores de carga são iguais a um (1).

11.2.6.3 Capacidade de Carga

Um dos componentes importantes na estabilidade de uma estrutura de contenção é a capacidade de carga, a qual é determinada tomando como base as propriedades mecânicas do solo de fundação, a base ou largura do muro em solo reforçado e a geometria do terreno.

Autores como Terzaghi, Hansen, Meyerhof, Vesic e Janbu, entre outros, propõem expressões matemáticas aplicadas para fundações superficiais e utilizadas há vários anos. As normas e metodologias

apresentadas nesse manual permitem que o engenheiro aplique as expressões matemáticas, destes e outros autores, mais convenientes para o projeto.

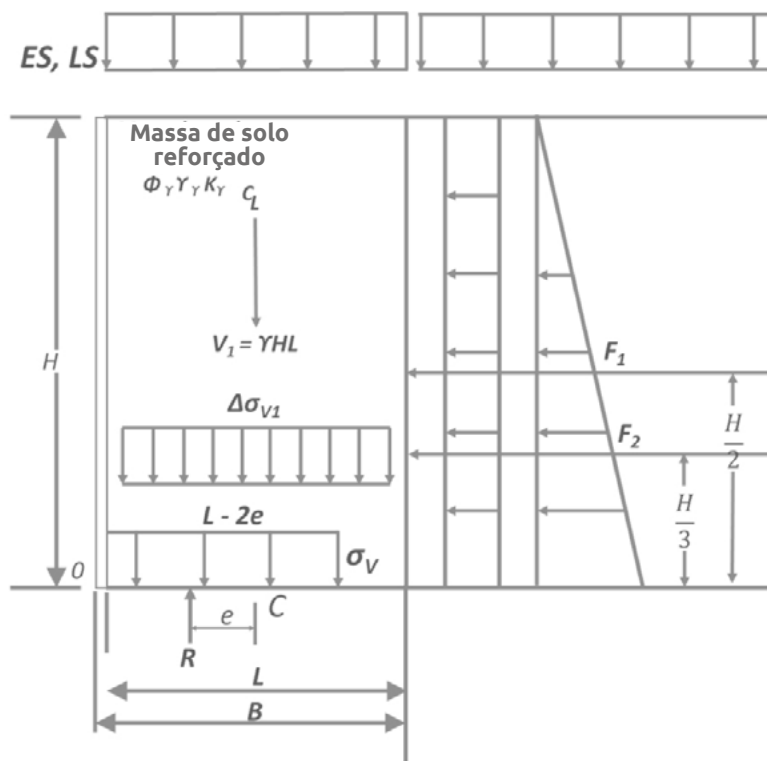
Como exemplo, apresenta-se a equação de capacidade de carga de Hansen e Vesic:

$$q_u = C' f N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_f B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (\text{Eq. 11.23})$$

É importante levar em conta que a base ou largura efetiva do muro (B') é determinada de acordo com a excentricidade da estrutura. Também deve-se ter em conta as implicações que se apresentam pelo ângulo de inclinação do talude na base do muro no solo reforçado.

Unicamente quando o muro em solo reforçado é utilizado como aterro, reforçando as duas faces e onde os reforços de Geossintéticos são instalados de lado a lado da estrutura, a base da estrutura B é igual a B' .

$$B' = B - 2e \quad (\text{Eq. 11.24})$$



▲ Figura 11.12 | Análise por capacidade de Carga, Determinação B' .

Onde:

F_1 = É a força atuante devido à sobrecarga viva e/ou morta sobre a parte de trás do muro em solo reforçado, calculada a partir do coeficiente de empuxo ativo estático e o coeficiente de empuxo ativo dinâmico.

F_2 = É a força atuante do empuxo ativo devido ao material que confina a parede em solo reforçado, calculado a partir do coeficiente de empuxo estático ativo, o coeficiente de empuxo ativo dinâmico (é considerado parte do muro em solo reforçado, até onde chegam os reforços com Geossintéticos).

O esforço no nível da fundação da estrutura é determinado aplicando o peso próprio da estrutura mais as sobrecargas. Caso se utilize a metodologia LRFD, devem-se aplicar os fatores de carga e resistência correspondentes.

Metodologia WSD	Metodologia LRFD
$q_{\max} = \left(\frac{\sum f_v}{B'} \right) + (\Delta ES) + (\Delta LS)$	$q_{\max} = \left(\frac{\sum f_v}{B'} * \gamma_{EV} \right) + (\Delta ES * \gamma_{ES}) + (\Delta LS * \gamma_{LS})$

(Eq. 11.25)

Onde:

q_{\max} = Esforço máximo aplicado no nível de fundação.

$\sum f_v$ = Somatória de forças verticais derivadas do peso próprio da estrutura.

ΔES = Sobrecarga morta dissipada no nível da fundação.

ΔLS = Sobrecarga viva dissipada no nível da fundação.

B' = Largura efetiva de muro em solo reforçado, afetada pela excentricidade da estrutura.

Finalmente, relaciona-se a capacidade de carga final com o esforço máximo aplicado, tomando como referência as considerações de fatores de segurança ou fatores limites correspondentes a cada metodologia aplicada. A análise deve ser realizada para a condição estática e pseudo-estática, segundo a área de estudo.

11.2.7 Projeto por estabilidade global ou composta

Ao construir um muro em solo reforçado sobre um talude ou a meia encosta, modifica-se o estado de esforços iniciais devido ao peso próprio da estrutura. Por esse motivo, é necessário fazer uma análise de estabilidade global ou composta do talude com o muro em solo reforçado projetado.

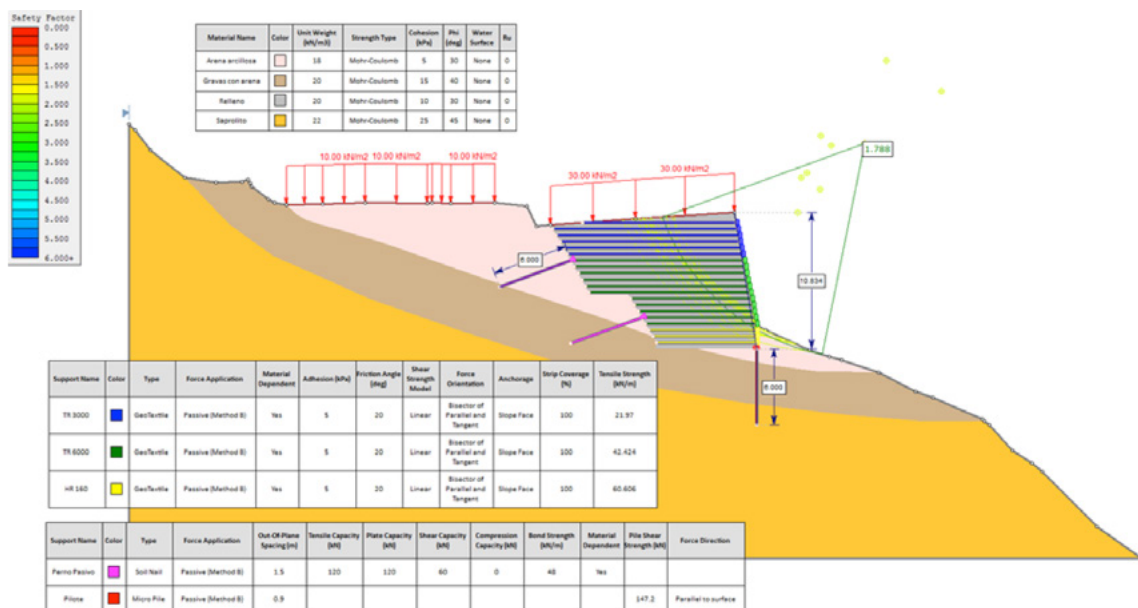
Na atualidade, para as análises de estabilidade global ou composta, utilizam-se programas de equilíbrio limite, como é o Slide da marca Rockscience. Esse tipo de programa permite avaliar a estabilidade de taludes onde se incluem modelos de muros em solo reforçado e, de forma geral, permite incluir as características dos Geossintéticos e sua interação com o material de aterro.

Dependendo da metodologia utilizada para a análise, devem ser aplicados fatores de resistência aos parâmetros mecânicos dos materiais do local e o material de aterro. Na seguinte tabela, são resumidos quais devem ser os fatores de resistência para cada metodologia e qual é o fator de segurança que devemos garantir no software de análise.

Metodologia	Tipo de análise	Parâmetros mecânicos	Fator da Resistência	Fator de segurança no software
WSD	Estático	C', ϕ'	1	1.50
	Pseudoestático		1	1.05
LRFD	Estático	C', ϕ'	0.65 / 0.75	1
	Pseudoestático		0.90	1

É importante esclarecer que, para a metodologia LRFD, é permitido buscar no software um fator de segurança inverso ao fator de resistência. Essa análise é realizada sem afetar os parâmetros mecânicos.

A resistência à tração do projeto que isso inclui no programa ou modelo matemático é a resistência admissível do Geossintético e é avaliada tal como se apresentou no item 11.2.5., equação 11.3.



▲ **Figura 11.13** | Análise de Estabilidade global muro em solo reforçado, APP GICA, Ibagué – Tolima, seção crítica H: 11.7m, K2+406.

Em alguns casos, as estruturas de contenção em solo reforçado podem exigir elementos adicionais, tais como chumbadores, tirantes ou estacas, de forma a garantir a estabilidade global temporária ou permanente do talude ou fundação do sistema; as paredes de solo armado são estruturas que se adaptam a estas condições especiais com estas obras complementares.



▲ **Fotografia 11.6** | Projeto e construção de muro em solo reforçado, APP GICA, Ibagué – Tolima, seção crítica H:11.7m, K2+406.

11.2.8 Sistema de drenagem interno e externo

Para garantir que o muro de solo reforçado funcione sob as condições do projeto, principalmente sob condição sem pressão hidrostática, deverá ser incluído um sistema adequado de drenagem. Para tal fim, deverá ser considerado o seguinte:

- ◆ Drenagem na base do muro: para controlar as ascensões dos níveis freáticos com as subseqüentes pressões hidrostáticas, deverá ser construído um sistema de drenagem em sua base. Essa drenagem poderá ser um colchão drenante composto por um Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas que cumpra a função de filtro e dentro do qual poderá ser colocado um material de drenagem que poderá ser brita com granulometria entre 1/2" e 3". Outra alternativa é a colocação de um sistema de drenagem com Geocomposto Drenante HF (ver capítulo 10) ou qualquer outra forma de drenagem sugerida pelo engenheiro projetista.



▲ *Fotografia 11.7 | Construção de colchão de dreno e filtro em encosta, muro em solo reforçado ALMA.*

O colchão drenante terá uma espessura mínima de 0.3 m; no que for possível, cobrirá toda a superfície da fundação do muro. O colchão ajudará na dissipação da poropressão e na diminuição do nível freático.

A presença do colchão drenante pode afetar o valor do ângulo de atrito gerado pelo muro na fundação, ângulo empregado na análise do deslizamento. Esse ângulo de atrito será gerado pelo contato entre Geotêxtil e Geotêxtil ou Geotêxtil e solo de aterro se for instalada uma camada de 5 a 10 cm de material sobre o colchão drenante (ver tabela 11.4). Para a drenagem no interior e na parte

de trás do muro existem dois principais sistemas; drenos internos e drenos no tardo (espaldar), com a finalidade de controlar a água proveniente de chuvas, escoamentos e águas de infiltração.

Os drenos internos evacuarão a água que possa chegar por infiltração até a área reforçada com o Geossintético. Esses drenos internos poderão ser construídos com uma tubulação perfurada forrada com um Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas, ou com Geocomposto Drenante Planar e que sobressaia da face do muro. Para a captação da água evacuada pelos drenos, recomenda-se construir uma canaleta ou vala de re-coleta na parte inferior da face do muro para evitar a erosão na sua base.



▲ *Fotografia 11.8 | Instalação de drenos internos de Geocomposto Drenante Planar, muro em solo reforçado Gualanday*

Para a encosta do muro, recomenda-se a instalação de um sistema composto por Geocomposto drenante Planar cobrindo a altura total do muro, terminando o sistema com um Geocomposto drenante Vial ou um dreno de trincheiro do tipo dreno francês.

Nos capítulos 9 e 10 do presente livro, apresenta-se um guia sobre o projeto dos sistemas de drenagem expostos.

11.2.9 Proteção e/ou fachada

Para proteger o muro da ação ambiental, especialmente da radiação ultravioleta, ou de atos de vandalismo, a fachada deve ser coberta com elementos rígidos ou flexíveis que proporcionem, além

disso, um toque arquitetônico e visualmente agradável, dependendo do entorno onde a estrutura é construída.

Quando se utilizam fachadas rígidas tais como muros de alvenaria, painéis ou blocos de concreto é necessário realizar análises adicionais às já determinadas. Essas análises são:

- ◆ Recalques diferenciais entre a fachada de concreto e o corpo do muro em solo de aterro. O recalque excessivo da fachada no que diz respeito ao solo de aterro pode induzir a uma falha ou perda de operacionalidade da estrutura.
- ◆ Análise da interação solo-estrutura em condição pseudo-estática. Sendo o solo o material de aterro e a estrutura a fachada rígida. Isso com o objetivo de evitar a ruptura da fachada rígida pela diferença de rigidez dos dois elementos.

Fachadas rígidas

- ◆ **Alvenaria:** podem ser utilizados blocos de qualquer tipo para formar a fachada, que não suportará nenhum tipo de empuxo horizontal provocado pela parede reforçada com Geossintético. Deverá ser verificado o comportamento estrutural da fachada, independentemente da estrutura em solo reforçado.



▲ *Fotografia 11.9 | Fachada em painéis de concreto pré-moldado, como estrutura independente da parede em solo reforçado com Geotêxtil.*

- ◆ **Painéis de concreto:** deverá ser levado em consideração durante o cálculo da separação vertical entre camadas de reforço a posição para inclusão de varetas de ancoragem para os painéis. Recomenda-se que as ancoragens fiquem localizadas de tal maneira que não façam o Geotêxtil romper sobre a face vertical do muro.



▲ *Fotografia 11.10 | Fachada em painéis em escamas de concreto, como estrutura fixada à parede em solo reforçado com Geogrelha.*

Fachadas flexíveis

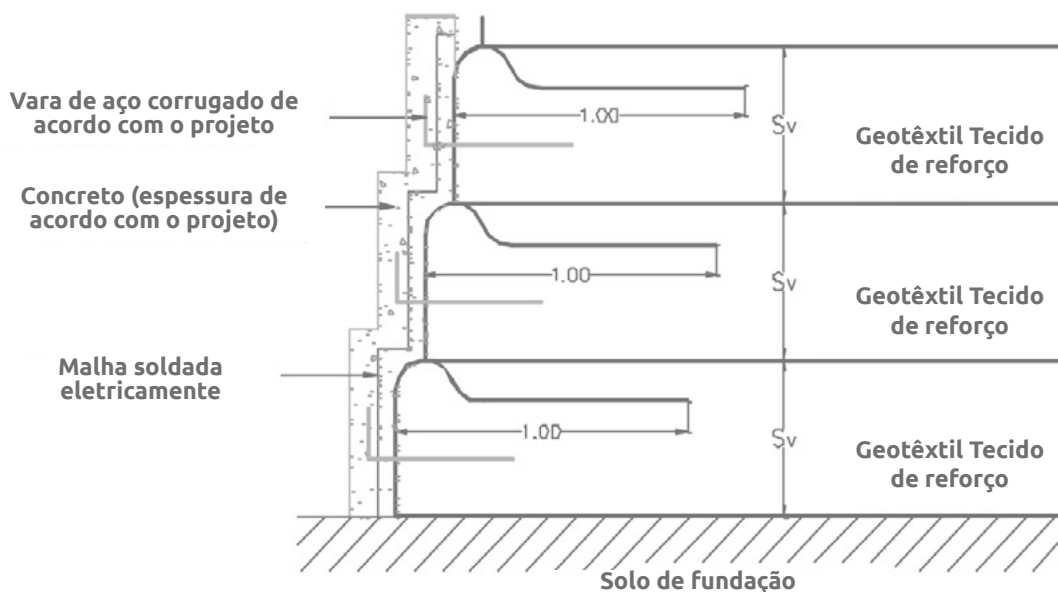
- ◆ **Proteção com manto de controle de erosão permanente TRM:** uma vez finalizada a construção do muro em solo reforçado e alcançada a parte final da estrutura, instala-se um manto de controle de erosão permanente TRM sobre toda a fachada exposta da estrutura, o qual terá como funções: melhorar as condições de crescimento da vegetação, evitar que o material orgânico pré-instalado se desgaste ou desprenda por conta da erosão e proteger o Geotêxtil.

Esse manto deve ficar ancorado na parte superior sob uma vala de ancoragem. Em todo o corpo da estrutura com varas de ancoragem que atravessem o manto e fiquem incrustadas nas camadas do muro. Por último, o manto deve ficar sob uma vala de ancoragem inferior de re-coleta na base do muro.



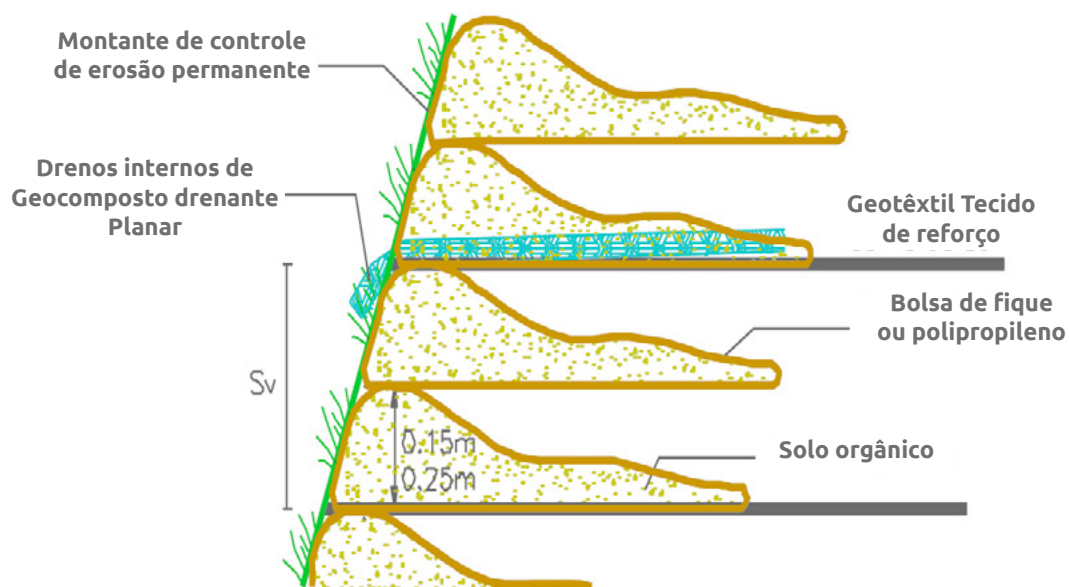
▲ Fotografia 11.11 | Fachada protegidas com Mantos Permanentes TRM.

◆ **Revestimento em argamassa ou concreto projetado ou moldado “in situ”:** para esse tipo de acabamento, deve-se considerar o uso de tela eletrossoldada adequadamente ancorada na face vertical da parede. Além disso, deve-se considerar a instalação de drenos internos em tubulação perfurada revestida com Geotêxtil Não Tecido, dispostos em uma fileira a cada 3,0 m na direção longitudinal e 1,0 m na vertical.



▲ Figura 11.14 | Fachada com recobrimento em concreto ou argamassa.

◆ **Fachada vegetal:** Para esse fim, são utilizados sacos de juta, fique ou polipropileno preenchidos com solo superficial e sementes, colocados simultaneamente à compactação das camadas de solo reforçado. Finalizando a construção do muro, pode-se instalar um manto de controle de erosão permanente TRM, o qual terá como funções: melhorar as condições de crescimento da vegetação, evitar que o material orgânico dos sacos sofra desgaste ou desprendimento por conta da erosão; e proteger o Geotêxtil até que a vegetação se estabeleça.



▲ Figura 11.15 | Fachada Vegetal.



▲ Fotografia 11.12 | Fachada protegidas com Mantos Permanentes TRM.

- Se as obras são temporárias, isso é, a duração da vida útil do muro não abrangerá um período de tempo maior que 1 ano, o Geotêxtil poderá ficar exposto.
- Para o caso em que os muros em solo reforçado empregam Geogrelhas como reforço, eles podem ser recobertos como qualquer um dos sistemas anteriormente mencionados. Para as fachadas com elementos pré-fabricados em concreto, que estão conectados com o reforço, deve-se fazer as verificações necessárias. Assim como para as fachadas com alvenaria estrutural, cujo comportamento quanto a estabilidade deve ser verificado independentemente da estrutura em solo reforçado.

11.3 Exemplo de projeto

Como exemplo, apresenta-se o projeto sob a metodologia WSD de uma estrutura de solo reforçado que foi construída para formar a plataforma de uma estrada em um acesso a uma ponte que receberá tráfego nos dois sentidos.

Geometria do muro:

Altura máxima = 10.00 m
Base = 10.00 m
Comprimento = 75.00 m
Inclinação da face = Semivertical 80°

O solo a ser utilizado como material de aterro na área reforçada tem as seguintes características e propriedades geomecânicas:

$C_f' = 10.00$ kPa
 $\Phi_f' = 28^\circ$
LL = 35
LP = 20
Passagem pela peneira 200 = 40%
 $\omega_n = 75\%$

$$\gamma_r = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\omega_{\text{opt}} = 16\%$$

Por tratar-se de um acesso a ponte em forma de aterro, o material ou solo a ser confinado é o mesmo material de aterro.

O solo ou material de fundação é um depósito aluvial que tem as seguintes características:

$$C_f' = 24.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_f' = 17^\circ$$

$$\gamma_T = 16.10 \text{ kN/m}^3$$

Têm-se uma estrutura de pavimento que gera uma carga morta distribuída ES de 20 kPa e uma carga viva distribuída devido ao tráfego de veículos LS de 10 kPa.

Devido às baixas características mecânicas do material de fundação, a altura do muro e as sobrecargas da estrutura, foi necessário projetar e construir uma plataforma de transferência de cargas reforçada com Geotêxteis de Alto Módulo HR com o objetivo de aumentar a capacidade de carga no nível da fundação do muro em solo reforçado.

No capítulo 14, apresenta-se a metodologia de projeto para plataformas de carga ou reforço de fundações superficiais com Geotêxteis Tecidos.

11.3.1 Análise de estabilidade interna

Realiza-se o projeto passo a passo para a camada inferior do reforço, sendo que esse procedimento é reiterativo para as camadas superiores.

$$\text{Altura máxima da estrutura} = 10.00 \text{ m}$$

$$\text{Base total da estrutura (B)} = 10.00 \text{ m}$$

Utiliza-se um coeficiente sísmico apropriado, ajustado à área onde se projeta a construção do muro em solo reforçado. Para esse caso, os coeficientes de aceleração horizontal e vertical são:

$$K_h = 0.20g$$

$$K_v = 0.02g$$

Os Geossintéticos selecionados para a realização desse exemplo são: Geotextêis Tecidos TR3000, TR6000HF e HR160, deve-se calcular a resistência admissível de cada Geossintético.

Resistência última HR160 = 160 kN/m (valor ficha técnica)

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} = \frac{160 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2.42} = 66.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{adm} = 66.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

FS o RF = $RF_{ID} * RF_{FL} * RF_{DBQ}$

RF_{ID} = Fator de redução por danos durante a instalação. $RF_{ID} = 1.1$

RF_{FL} = Fator de redução por carga contínua sobre o Geossintético (fluência). $RF_{FL} = 2.0$

RF_{DBQ} = Fator de redução por degradação química/biológica. $RF_{DBQ} = 1.1$

Foi definida uma separação de camadas constante de 0.5 m para toda a altura do muro. A seguir, calcula-se o esforço horizontal equivalente em cada camada

$$\sigma_H = \left[(\gamma_r * K_{a_r} * z) + ((ES + LS) * K_{a_r}) \right]$$

Coefficiente de empuxo ativo estático.

$$K_{a_r} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_f}{2} \right) = 0.361$$

$$\sigma_H = \left[\left(20 - \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.361 * 10\text{m} \right) + \left((20 \text{ kPa} + 10 \text{ kPa}) * 0.361 \right) \right]$$

$$\sigma_H = 83.03 \text{ kPa}$$

Calculamos a resistência admissível exigida, a qual deve ter o Geossintético, com a separação definida.

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_H * FS_g}$$

$$0,5m = \frac{T_{adm}}{83.03 \text{ kPa} * 1.3}$$

Calculando a tração admissível exigida, temos:

$$T_{adm} = 53.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A tração exigida é menor que a tração admissível do Geossintético.

Uma vez definida a separação entre camadas e calculada a resistência do Geotêxtil, deve-se determinar o comprimento total do Geossintético. Esse comprimento é a soma entre o comprimento de desenvolvimento L_g , o comprimento de ancoragem L_e , comprimento de dobra na parte superior L_o e separação entre camadas S_v . é calculada com a seguinte expressão.

$$L_t = L_g + L_e + L_o + S_v$$

Calculamos o comprimento de desenvolvimento para um muro em solo reforçado com fachada inclinada.

$$L_g = \left\{ \left[\tan \left(45 - \frac{\phi_r}{2} \right) \right] * (H-z) \right\} - \left\{ [\tan (90 - \beta_1)] * (H-z) \right\}$$

L_g para a camada inferior é zero (0)

Determinamos o comprimento de ancoragem na área de resistência que deve ter o Geossintético de reforço. Primeiro temos que calcular a força de cisalhamento exercida sobre o Geossintético devida ao empuxo horizontal e à espessura de cada camada:

$$\sigma_H * S_v * FS_g = F_{za.corte}$$

$$83.03 \text{ kPa} * 0,5m * 1.3 = F_{za.corte}$$

$$53.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = F_{za.corte}$$

A partir dessa força atuante, calculamos o comprimento de ancoragem necessário para equilibrar as forças atuantes e resistentes. Levando em conta o esforço vertical no nível de cada camada e os

fatores de interação entre o material de aterro e o Geossintético.

$$L_e = \frac{F_{za.corte}}{C * C_a + \sigma_v * F}$$

$$L_e = \frac{53.97 \frac{kN}{m}}{2 * 1 * 200 \text{ Kpa} * 0.355}$$

$$L_e = 0.380 \approx 1.00 \text{ m}$$

Como o valor mínimo de L_e deve ser 1.0 m, define-se o valor mínimo para o projeto da camada.

Por último, calculamos o comprimento total que deve ter a camada de Geossintético.

$$L_t = L_g + L_e + L_o + S_v$$

$$L_t = 0 + 1 + 1 + 0.5 = 2.50 \text{ m}$$

É necessário garantir tanto a estabilidade interna como a estabilidade externa do muro em solo reforçado; por esse motivo, a camada inferior deve ser igual à base mínima possível do muro em solo reforçado; para nosso exemplo, a base do muro é de 10.0 m.

$$L_t = 0 + 10 + 1 + 0,5 = 11.50 \text{ m}$$

Resultado dos cálculos de estabilidade interna.

Tabela 11.8 Cálculo das espessuras e comprimentos da camada

Z [m]	Geossintético	Sv Projeto [m]	Le mínimo [m]	Lr [m]	L [m]	Lo [m]	La Usar [m]	Lt [m]
0.5	TR3000	0.5	1.0	5.708	6.708	1.0	8.0	9.5
1.0	TR3000	0.5	1.0	5.408	6.408	1.0	8.0	9.5
1.5	TR3000	0.5	1.0	5.107	6.107	1.0	8.0	9.5
2.0	TR3000	0.5	1.0	4.807	5.807	1.0	8.0	9.5
2.5	TR3000	0.5	1.0	4.506	5.506	1.0	8.0	9.5
3.0	TR3000	0.5	1.0	4.206	5.206	1.0	8.0	9.5

Z [m]	Geossintético	Sv Projeto [m]	Le mínimo [m]	Lr [m]	L [m]	Lo [m]	La Usar [m]	Lt [m]
3.5	TR6000 HF	0.5	1.0	3.906	4.906	1.0	8.0	9.5
4.0	TR6000 HF	0.5	1.0	3.605	4.605	1.0	8.0	9.5
4.5	TR6000 HF	0.5	1.0	3.305	4.305	1.0	8.0	9.5
5.0	TR6000 HF	0.5	1.0	3.004	4.004	1.0	8.0	9.5
5.5	TR6000 HF	0.5	1.0	2.704	3.704	1.0	8.0	9.5
6.0	TR6000 HF	0.5	1.0	2.403	3.403	1.0	8.0	9.5
6.5	TR6000 HF	0.5	1.0	2.103	3.103	1.0	8.0	9.5
7.0	TR6000 HF	0.5	1.0	1.803	2.803	1.0	8.0	9.5
7.5	TR6000 HF	0.5	1.0	1.502	2.502	1.0	8.0	9.5
8.0	TR6000 HF	0.5	1.0	1.202	2.202	1.0	8.0	9.5
8.5	TR6000 HF	0.5	1.0	0.901	1.901	1.0	8.0	9.5
9.0	HR160	0.5	1.0	0.601	1.601	1.0	8.0	9.5
9.5	HR160	0.5	1.0	0.3	1.3	1.0	8.0	9.5
10.0	HR160	0.5	1.0	0.0	1.0	1.0	8.0	9.5

* O comprimento total da camada de reforço deve ser aproximado a um múltiplo de 0.5 m para facilitar seu processo construtivo. Esses comprimentos devem ser revisados, uma vez que seja avaliada a estabilidade externa e global do talude.

11.3.2 Análise de estabilidade externa

Para o deslizamento, deve-se certificar que as forças horizontais externas ampliadas não gerem um deslocamento do muro na direção horizontal.

No tombamento ou excentricidade, deve-se certificar que o momento produzido pelas forças horizontais atuantes ampliadas comparadas com o momento gerado pelas forças resistentes não vá ocasionar um tombamento do muro. A análise desses momentos se faz tomando como ponto de

rotação o extremo inferior esquerdo da seção transversal do muro. Calculando a excentricidade gerada pela diferença de momentos e a somatória das forças horizontais e verticais. Por último, verifica-se que a capacidade de carga do terreno seja suficientemente competente para suportar as cargas produzidas pela construção do muro. Um muro construído no solo reforçado pode se assemelhar a uma fundação contínua ou corrida.

A profundidade da fundação deve ter um valor mínimo, com o fim de garantir a estabilidade geral da estrutura e, ao mesmo tempo, a redução de recalques ao buscar estratos mais consolidados. Com o aumento da profundidade da fundação, aumenta-se o equilíbrio limite contra o deslizamento da estrutura.

Recomenda-se utilizar as profundidades de deslocamento mínimas que são indicadas na tabela 11.9. As estruturas nas quais existe a possibilidade das camadas do solo da fundamentação possam ser socavadas ou erodidas, recomenda-se trabalhar com as profundidades de deslocamento abaixo do potencial de socavação máximo, com o objetivo de garantir à estrutura condições de estabilidade suficientes durante seu período de projeto.

No caso de muros a meia encosta, deverá se ter em conta uma redução da capacidade de carga devido à diminuição do material de suporte na base do muro. Para essa finalidade, deverá ser empregada alguma das metodologias propostas por diversos autores, entre as quais pode-se destacar Brinch Hansen ou Meyerhoff modificado, e que podem ser encontrados em textos de projetos de fundações.

Tabela 11.9 Profundidades mínimas de fundação para muros em solo reforçado e taludes

Inclinação diante das estruturas		Profundidade mínima embutida
Horizontal	para muros	H / 20.0
	para estribos	H / 10.0
3.0H : 1.0V	muros	H / 10.0
2.0H : 1.0 V	muros	H / 7.0
1.5H : 1.0V	muros	H / 5.0

11.3.2.1 Deslizamento

Deve-se certificar que as forças horizontais externas ampliadas não gerem um deslocamento do muro na direção horizontal.

$$FS_{D(e)} = \frac{\sum \text{Forças Horizontais Resistentes}}{\sum \text{Forças Horizontais Atuantes}} = > 1.6$$

A força horizontal resistente é a força de cisalhamento produzida pela interação entre o solo de fundação e o Geotêxtil na área reforçada, e o solo de fundação com o de aterro na área onde não há reforço.

$$\tau = C_a + \sigma_v * F_f$$

$$\sigma_v = (\gamma_r * H) + (\Delta ES) + (\Delta LS)$$

Recomenda-se trabalhar com a sobrecarga morta e viva dissipada no nível de fundação ou com um valor de zero, para analisar a condição mais crítica.

$$\sigma_v = \left(20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 10\text{m} \right) + (0 \text{ kPa}) + (0\text{kPa})$$

$$\sigma_v = 230.00 \text{ kPa}$$

É necessário definir o fator de atrito entre a última camada de Geossintético e o material de fundação. Para nosso exemplo, projeta-se a instalação de uma plataforma de transferência de cargas reforçada com Geossintéticos e o mesmo material de aterro que o muro de solo reforçado, com o objetivo de aumentar a capacidade de carga do solo de fundação.

O fator de fricção é calculado com base em um Geotêxtil Tecido HR e o material de aterro do muro em solo reforçado.

Pode-se definir os valores de iteração entre o Geossintético e o material de fundação ou aterro através do ensaio ASTM D 5321, como é definido no subcapítulo de estabilidade interna. Não havendo esse ensaio, podemos definir o fator de atrito com a seguinte equação:

$$F_f = \frac{2}{3} \tan \phi_r$$

$$F_f = 0.355$$

Assumimos un valor de 1.0 kPa para o valor de C_a

$$\tau = 1 \text{ kPa} + 200 \text{ kPa} * 0.355$$

$$\tau = 72.00 \text{ kPa}$$

$$\text{Força horizontal resistente: } \tau * B$$

$$\text{Força horizontal resistente: } 72.0 \text{ kPa} * 10\text{m}$$

$$\text{Força horizontal resistente: } 720.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Determinação de forças horizontais atuantes:

◆ Preenchimento de confinamento

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_{\text{conf}} * H^2 * K_{a\text{conf}}$$

$$P_a = \frac{1}{2} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 10^2 * 0.361$$

$$P_a = 361.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

◆ Sobrecarga

$$P_{ES} = ES * K_{a\text{conf}} * H$$

$$P_{ES} = 20 \text{ kPa} * 0.361 * 10\text{m}$$

$$P_{ES} = 72.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

◆ Cargas vivas

$$P_{LS} = LS * K_{a\text{conf}} * H$$

$$P_{LS} = 10 \text{ kPa} * 0.361 * 10\text{m}$$

$$P_{LS} = 36.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

◆ Fator de segurança no deslizamento

$$FS_{D(e)} = \frac{\sum \text{Forças Horizontais Resistentes}}{\sum \text{Forças Horizontais Atuantes}} \Rightarrow 1.50$$

$$FS_{D(e)} = \frac{720}{361 + 72.2 + 36.1} \Rightarrow 1.50$$

$$FS_{D(e)} = \frac{720}{469.3} \Rightarrow 1.50$$

11.3.2.2 Tombamento

Deve-se certificar que o momento produzido pelas forças horizontais atuantes comparadas com o momento gerado pelas forças resistentes não vá ocasionar um tombamento do muro. A análise desses momentos se faz tomando como ponto de referência o extremo inferior esquerdo da seção transversal do muro.

$$FS_{D(e)} = \frac{\Sigma \text{Forças de Momentos Resistentes}}{\Sigma \text{Forças de Momentos Atuantes}} \Rightarrow 3.00$$

Determinamos os momentos resistentes com relação ao ponto de referência. Devem-se considerar unicamente as sobrecargas vivas ou mortas que estejam sobre o muro em solo reforçado.

🍃 Momento gerado pela sobrecarga morta

$$M_{ES} = ES * B * 0.5L$$

$$M_{ES} = 20 \text{ kPa} * 10 \text{ m} * 5 \text{ m}$$

$$M_{ES} = 1,000 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

🍃 Momento gerado pela sobrecarga viva

$$M_{LS} = LS * B * 0.5L$$

$$M_{LS} = 10 \text{ kPa} * 10 \text{ m} * 5 \text{ m}$$

$$M_{LS} = 500 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

🍃 Momento gerado pelo peso próprio do muro

$$M_{DC} = \gamma_r * B * H * 0.5B$$

$$M_{DC} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 10 \text{ m} * 10 \text{ m} * 5 \text{ m}$$

$$M_{DC} = 1,000 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

Determinamos os momentos resistentes com relação ao ponto de referência. Devem-se considerar unicamente as sobrecargas vivas ou mortas que estejam sobre a parte de trás do muro ou terreno que confina o muro em solo reforçado.

◆ Momento gerado pela sobrecarga morta

$$M_{ES} = 0.5H * P_{ES}$$

$$M_{ES} = 10 \text{ m} * 36.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{ES} = 720 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

◆ Momento gerado pela sobrecarga viva

$$M_{LS} = 0.5H * P_{LS}$$

$$M_{LS} = 10 \text{ m} * 36.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{LS} = 361 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

◆ Momento gerado pelo empuxo ativo do solo confinado

$$M_{LS} = \frac{1}{3} H * P_a$$

$$M_{LS} = \frac{10}{3} \text{ m} * 361 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{LS} = 1,203.33 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

◆ Fator de segurança de tombamento

$$FS_{D(e)} = \frac{1,000 + 500 + 10,000}{720 + 361 + 1,203.33} \Rightarrow 3.00$$

$$FS_{D(e)} = \frac{11,500}{2,284.33} \Rightarrow 3.00$$

11.3.2.3 Capacidade de Carga

Verifica-se que a capacidade de carga do terreno seja suficientemente competente para suportar as cargas produzidas pela construção do muro. Um muro construído de solo reforçado pode se assemelhar a uma fundação contínua.

Definimos a capacidade final do sistema de fundação.

$$q_u = c' f N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_f B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$
$$q_u = 474.90$$

Calculamos a capacidade admissível do solo de fundação, de acordo com o fator de segurança sugerido.

$$q_{adm} = \frac{474.9}{3}$$
$$q_{adm} = 158.30 \text{ kPa}$$

Esforço aplicado no nível de fundação.

$$q_{max} = \left(\frac{\Sigma FV}{B'} \right) + (\Delta ES) + (\Delta LS)$$

Recomenda-se trabalhar com a sobrecarga morta e viva dissipada no nível de fundação ou com a totalidade de carga, para analisar a condição mais crítica.

$$q_{max} = (246.9 \text{ kPa}) + (20 \text{ kPa}) + (10 \text{ kPa})$$
$$q_{max} = 276.90 \text{ kPa}$$

Tal como se previa, a capacidade admissível do solo é menor que o esforço transmitido no nível da fundação; por esse motivo, é necessário projetar e construir uma plataforma de transferência de cargas reforçadas com Geotêxteis de Alto Módulo HR, com o objetivo de aumentar a capacidade de carga. No total, instalou-se uma estrutura reforçada em toda a base do acesso à ponte com uma altura de 2.0 m, composta por camadas de Geotêxtil HR160 a cada 0.5 m.

No capítulo 14, apresenta-se a metodologia de projeto para plataformas de carga ou reforço de fundações superficiais com Geotêxteis Tecidos.



▲ *Fotografia 11.13 | Plataforma de Transferência de Cargas e Reforço de Fundações com Geotêxteis Tecidos HR.*

Nas seguintes imagens, podemos observar a construção do muro em solo reforçado.



▲ *Fotografia 11.14 | Muro em Solo reforçado Projetado e construído sob Metodologia WSD.*



▲ *Fotografia 11.15 | Muro em Solo reforçado Projetado e construído sob Metodologia WSD.*

11.4 Bibliografia

- ◆ KOERNER, R. M., Designing With Geosynthetics, 5 ED., U.S.A., 2005.
- ◆ U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE. PUBLICATION NO. FHWA HI-95-038, MAYO 1995. Geosynthetic Design and Construction Guidelines. NHI COURSE NO. 13213.
- ◆ Especificaciones "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications" 6ª edición (2012) y "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications " 7ª edición (2014).
- ◆ GÓMEZ, J. N., Muros y Rellenos en Tierra Reforzada – Consideraciones de Diseño y Experiencias de Construcción en Colombia. VII Congreso Colombiano de Geotecnia, Bogotá, 1998.
- ◆ LESHCHISKY, D., PERRY, E.B., A Design Procedure For Geotextile Reinforced Wall, Geosynthetics '87, Vol. 1, Pags 95 - 107, 1987.
- ◆ CHANDLER, DOUGLAS, KIRKLAND, THOMAS, Design and Construction of a Geotextile Wall, Geosynthetics '91, Vol. 2, Pags 775 - 764, 1991.
- ◆ RIVERA, L., Muros de Contención de Suelo Reforzado con Cintas Metálicas y Geosintéticos, 1 ED., Universidad Del Cauca, 2004.
- ◆ NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Mechanically Stabilized Earth Walls And Reinforced Soil Slopes Design And Construction Guidelines, FHWA-NHI-00-043, March 2001. Traducción Ing. Jaime Suárez Díaz.
- ◆ ESCOBAR, L., RUBIO, R., Estudio De La Interacción Suelo Geotextil No Tejido, VI Congreso Colombiano De Geotecnia, 1997.

- ◆ ZORNBERG, J.N., SITAR, N., MITCHELL, J.K., Limit Equilibrium as Basis for Design of Geosynthetic Reinforced Slopes. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 124, No. 8, Pags 684 – 698, August 1998.



Capítulo 12

ATERROS OU TALUDES

Reforçados

12.1 Generalidades

Os principais elementos de construção empregados pelos homens são os materiais da terra, formados por solos e rochas. Não se constrói apenas com solos e rochas, mas também sobre eles e dentro deles.

Está comprovado que, em muitos casos, as propriedades geomecânicas dos materiais térreos não satisfazem as características desejáveis para diferentes aplicações ou estão por fora das características que exigem as normas. Assim, esses materiais exigem diferentes processos e tratamentos, com elementos especiais para modificar seu comportamento nas condições exigidas.

Desde a antiguidade empregaram-se materiais naturais como peles animais ou fibras vegetais sobre os solos moles, ou incrustados neles com o objetivo de construir estruturas de solo reforçado, dando lugar ao conceito de reforço. Em algumas das estradas que conectavam o Império Romano, encontram-se vestígios de telas e peles utilizados para propósitos de reforço.

Entre os processos e tratamentos que podemos utilizar para estabilizar os aterros e solos encontram-se as adições de cal, cimento ou biopolímeros e o reforço com Geossintético, sendo esse último o mais econômico e com melhor comportamento de longo prazo.

Na década dos anos 60, inicia-se a utilização dos primeiros têxteis no campo da engenharia aplicada, ainda que tenha sido só nos anos 70 que se começou a fabricação e aplicação de materiais têxteis especiais para a engenharia e é, então, quando adotam o nome de Geotêxteis.

Os Geotêxteis e, em geral, os Geossintéticos, complementam as falhas que se apresentam nos materiais terrosos, permitindo obter excelentes vantagens técnicas e econômicas na construção de muros em solo reforçado, taludes reforçados, aterros sobre solos moles e sistemas de subdrenagem, entre outros. Os solos, assim como o concreto, apresentam uma boa resistência à compressão, mas são deficientes quando se trata de assumir esforços de tração; por isso, quando os solos são combinados com elementos que sejam capazes de absorver esforços de tração como são os Geotêxteis, é possível obter estruturas de solo reforçadas.

Os taludes conformados por aterros antrópicos são estruturas em solo reforçado, as quais apresentam duas importantes diferenças no que diz respeito aos muros em solo reforçado: a primeira delas é a inclinação do aterro no que diz respeito à horizontal, a qual é inferior a 70°; a segunda diferença é o modelo de superfície de falha que se assume para efeitos de projeto do reforço, a qual é de geometria circular ou combinada segundo os modelos de falha que possam ser produzidos, enquanto o modelo de superfície de falha que se assume quando se projetam muros em solo reforçado é o modelo da

cunha de falha de Rankine.

Um projeto adequado de camadas de Geotêxtil Tecido de alta resistência colocados na base do aterro oferece reforço à tração, de tal maneira que o fator de segurança diante da falha por efeito do peso do aterro aumente até um valor confiável.

O objetivo desse capítulo é apresentar uma metodologia de projeto de taludes de aterro reforçado, entendendo por taludes de aterro aqueles cuja inclinação da face com a horizontal é inferior a 70° . Os resultados do procedimento de projeto permitem estabelecer as espessuras das camadas e comprimento de Geotêxtil necessários para garantir a estabilidade interna dos taludes em aterro, bem como também realizar a verificação da estabilidade externa. Finalmente, ressalta-se a importância dos sistemas de subdrenagem os quais devem se ter em conta na construção de aterros.

12.2 Introdução

12.2.1 Antecedentes

Na construção de diferentes obras civis fazem-se necessários grandes movimentos de terra para a adequação de terrenos, gerando a necessidade de construir aterros.

A utilização de Geotêxteis Tecidos de reforço na construção de aterros oferece vantagens técnicas e econômicas, pois permite a construção das faces do aterro ou talude com inclinações maiores que as do ângulo de repouso, permitindo, assim, consideráveis economias em volume de material e menor área para a construção. A utilização de Geotêxteis em aterros oferece, além disso, a possibilidade de construir sobre solos de baixa capacidade de carga.

Com base no anterior, a utilização de Geotêxteis Tecidos de reforço para aterros se divide em duas aplicações:

1. Conformação de taludes de aterro mediante reforço interno.
2. Reforço do solo de fundação.

As condições de projeto para as duas aplicações mencionadas são diferentes. Neste capítulo é mencionada a metodologia de projeto para a primeira aplicação, enquanto que no capítulo 13 é mencionado o projeto de aterros sobre solos moles.

Quando as condições de fundação são satisfatórias e se exige a construção de taludes com inclinações maiores ao ângulo de repouso do solo de aterro, a formação dos taludes poderá ser realizada com Geotêxtil Tecido, tal como foram constituídos os taludes do portal no túnel 8 da Estrada do Sol 1 (ver fotografia 12.1).

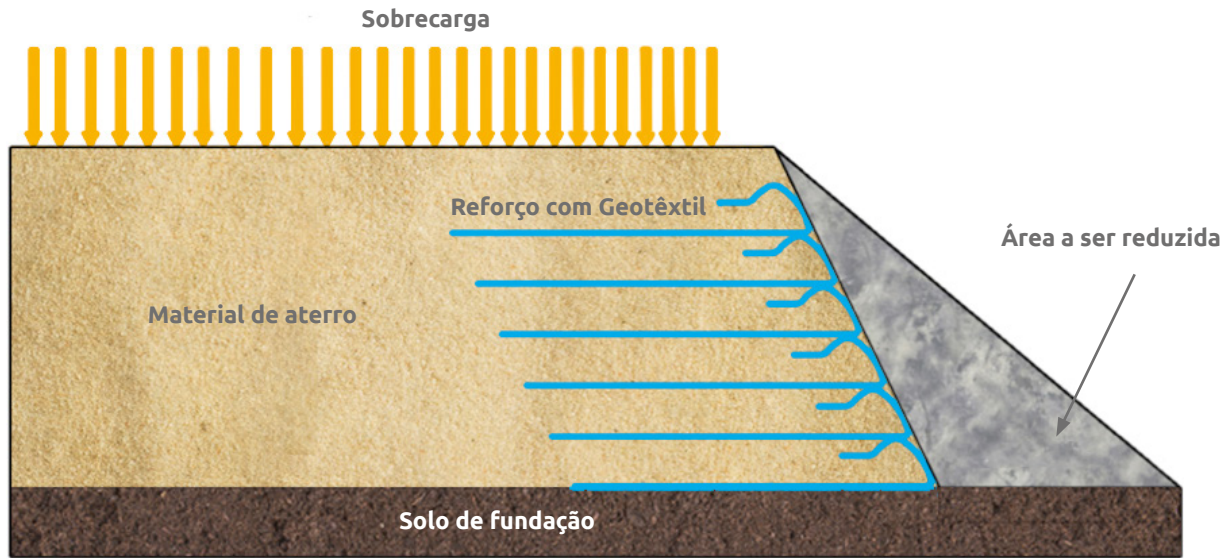


▲ Taludes reforçados | Portal Túnel 8 Estrada do Sol 1.

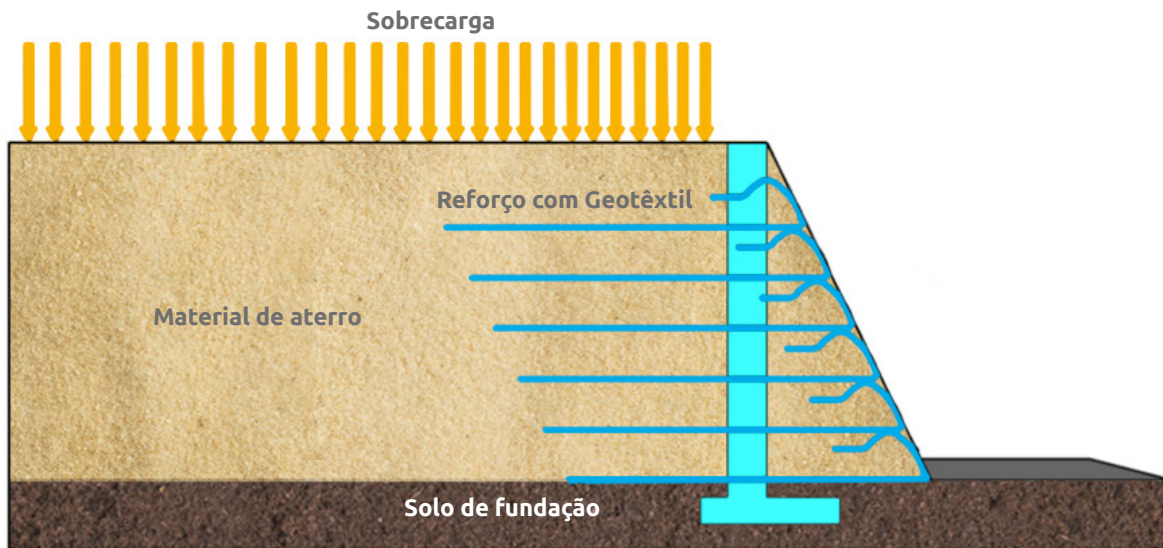
12.2.2 Benefício dos Geotêxteis na construção de aterros reforçados

A utilização dos Geotêxteis Tecidos na construção dos taludes ou aterros reforçados apresenta benefícios técnicos e econômicos tais como:

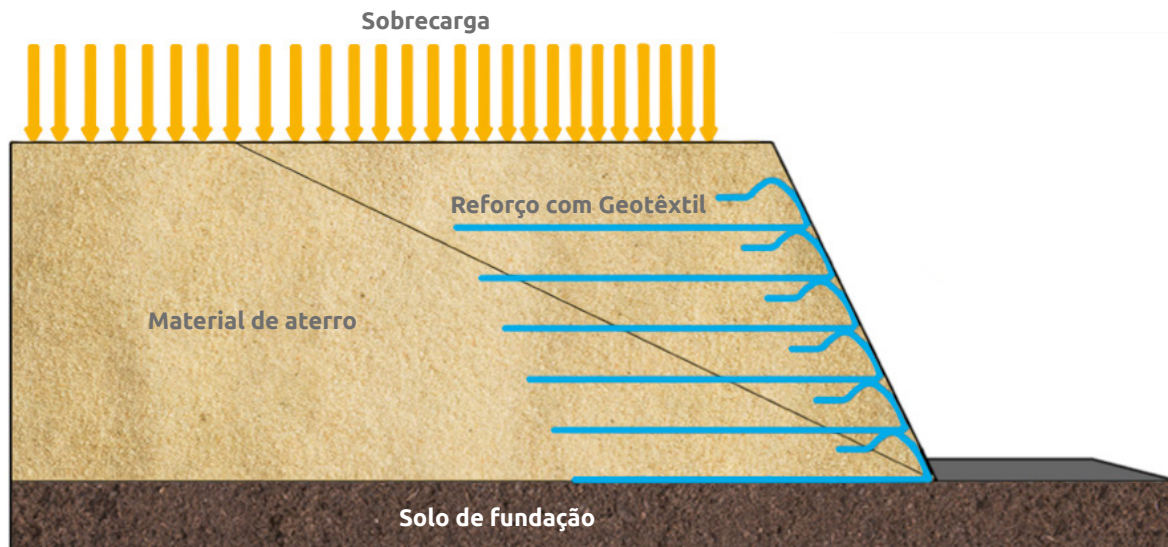
- a. **Redução do volume de aterro:** a inclusão dos Geotêxteis de reforço permite construir taludes com inclinações maiores ao ângulo de repouso, cumprindo os fatores de segurança exigidos.



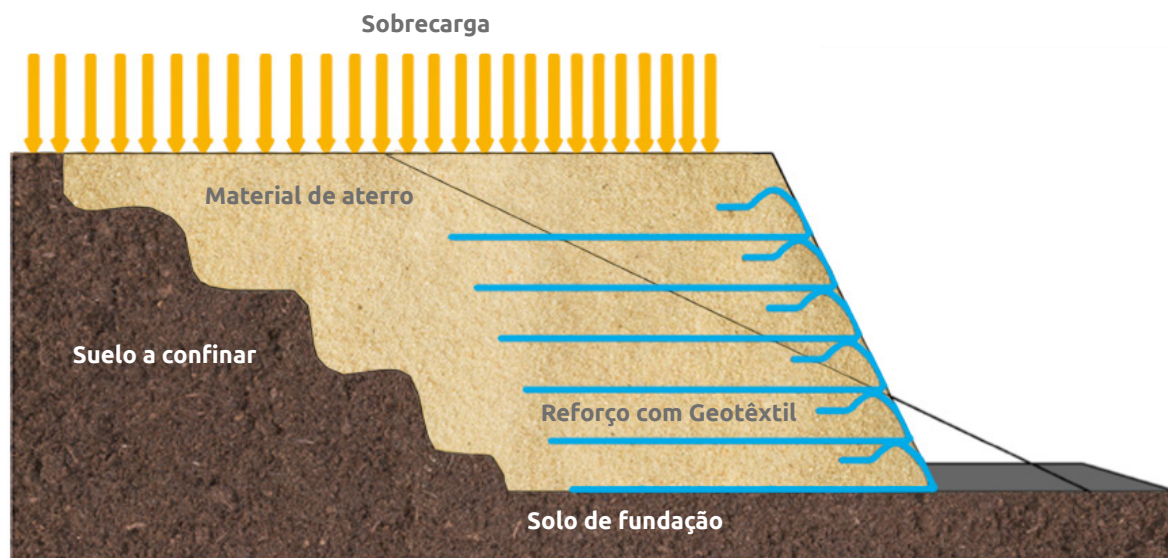
b. **Substituir soluções tradicionais:** os taludes reforçados são uma alternativa economicamente viável para construir estruturas de contenção substituindo soluções tradicionais como as de muros em concreto.



c. **Obtenção de área plana adicional:** os taludes ou aterros reforçados são alternativas viáveis para a conformação ou reconformação de áreas planas para a adequação de projetos civis, suportando sobrecargas e garantindo a segurança do projeto.



d. Reconstrução de taludes em deslizamentos: a reconformação e estabilização de áreas que tenham sido afetadas por deslizamentos do terreno são favorecidas mediante a conformação de taludes reforçados ao utilizar em sua conformação parte ou a totalidade do material deslizado.



e. Conformação de aterros viários: nos projetos modernos de infraestrutura viária, é necessário a construção de grandes aterros para manter a elevação do nível da estrada. Reforçar esses aterros com Geotêxteis Tecidos converte-se em uma vantagem técnica para cumprir com os fatores de segurança exigidos, incluindo considerar o uso de materiais do local que não contam com as melhores características geomecânicas.



12.3 Considerações de projeto

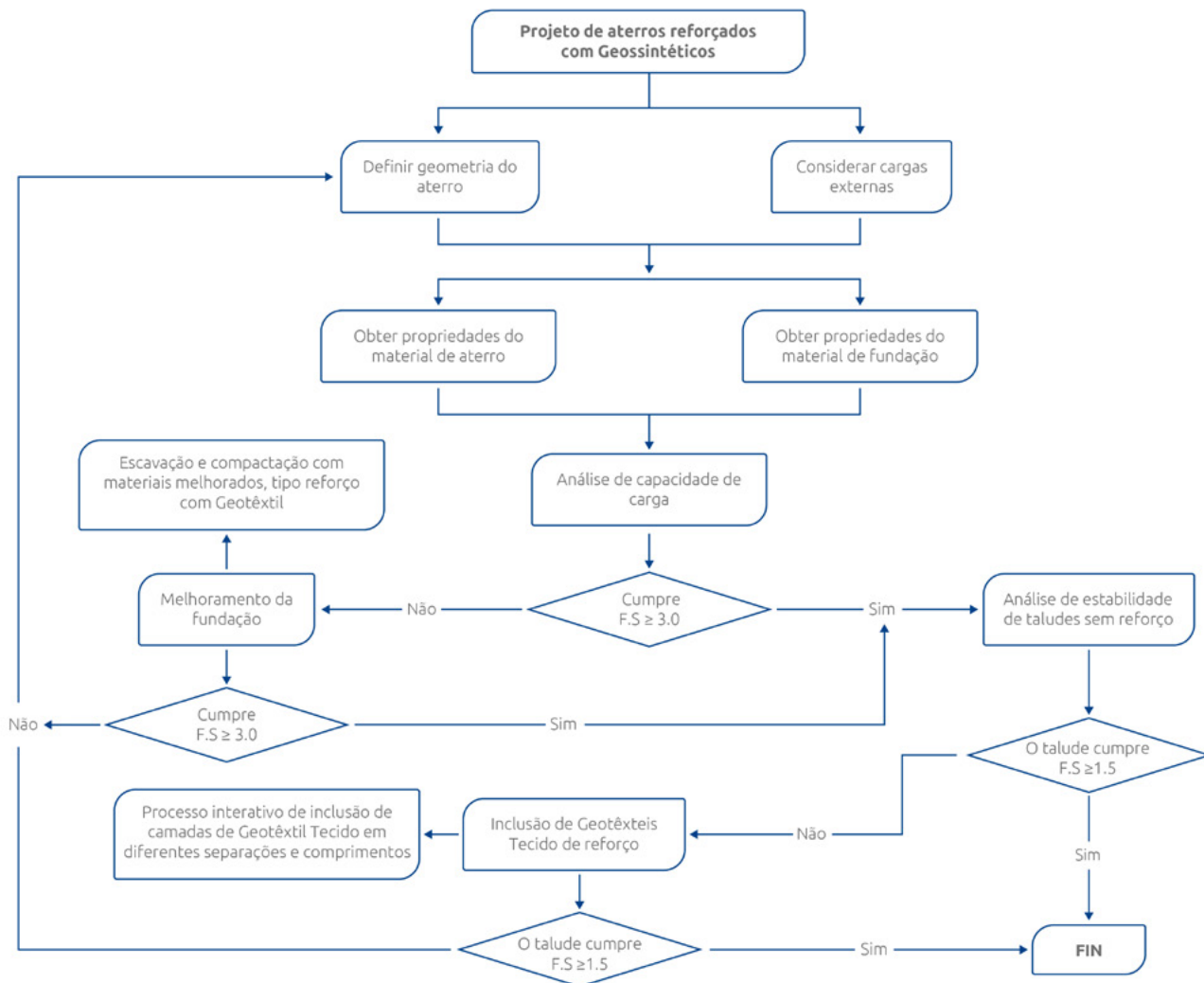
O projeto por estabilidade interna dos aterros corresponde à determinação do Geotêxtil de reforço interno exigido e sua distribuição em camadas, de maneira que o fator de segurança à falha aumente. A metodologia consiste em determinar, pelos métodos clássicos de equilíbrio limite, o fator de segurança da superfície potencial de falha (mais crítica ou mais provável) que os taludes do aterro apresentam. Esse fator de segurança é o quociente entre as forças resistentes e as forças atuantes.

Os Geotêxteis Tecidos, ao ter a capacidade de assumir esforços de tração, desenvolvem forças resistentes atrás da superfície de falha, graças ao esforço de cisalhamento que é gerado entre o Geotêxtil e o solo; tal efeito faz com que se desenvolva uma força estabilizadora adicional às normalmente determinadas e, como resultado final, o fator de segurança diante da falha aumenta.

Uma vez determinado o fator de segurança do talude sem reforço com a superfície potencial de falha em estudo, revisa-se o fator de segurança da superfície potencial de falha para as condições de reforço pré-estabelecidas. As aplicações do Geotêxtil de reforço são consideradas críticas, se se faz necessária a mobilização do reforço à tração para estabilizar os taludes do aterro, de tal forma que o fator de segurança da superfície potencial de falha aumente até um valor confiável. O reforço no talude é considerado normalmente como “não crítico” se o fator de segurança para o talude não é reforçado é maior que 1.1 e o reforço com Geossintéticos é utilizado para aumentar o fator de segurança até um valor confiável.

Existem vários programas de computador para análise de estabilidade de taludes, os quais são uma ferramenta que facilitam a determinação das superfícies potenciais de falha.

Para projetar taludes reforçados, recomenda-se a seguinte metodologia



12.4 Procedimento de projeto

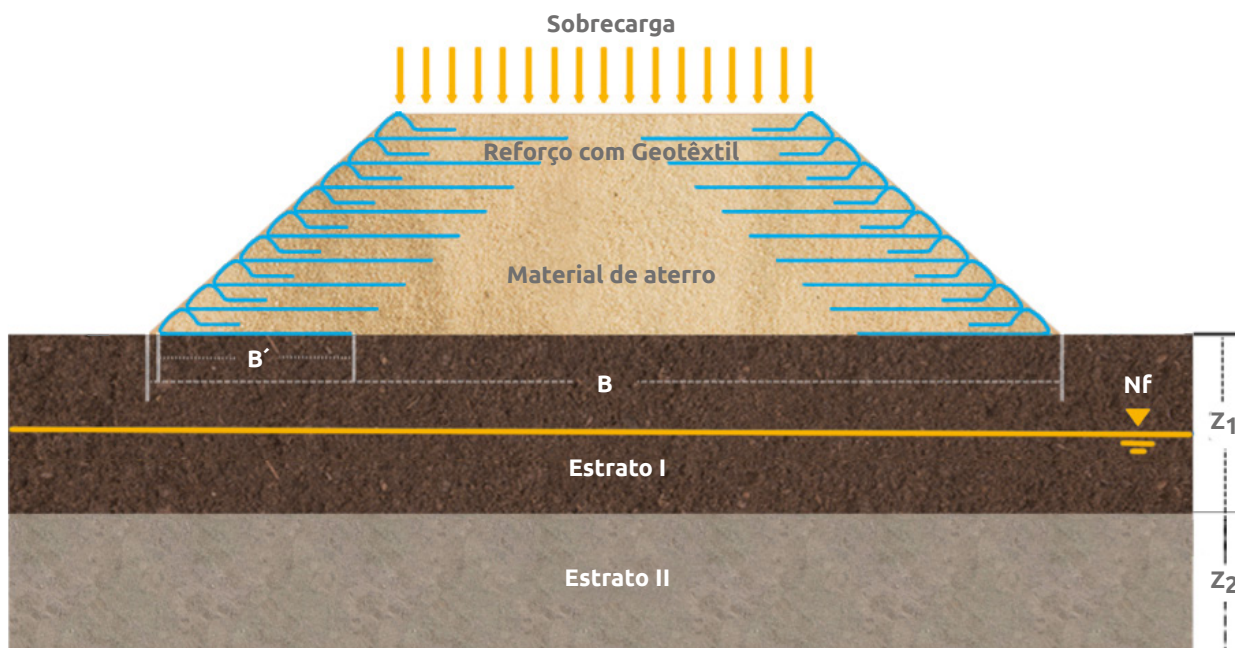
12.4.1 Estabelecer as dimensões geométricas e condições de carga

Geometria e condições de cargas:

- ◆ Altura do aterro, H .
- ◆ Ângulo do ou dos taludes do aterro, β .
- ◆ Estabelecer as cargas externas que atuam sobre o aterro, tais como sobrecargas (Q), (q), cargas vivas, cargas mortas, projeto sísmico, aceleração α_g .

12.4.2 Conhecer o perfil estratigráfico do solo de fundação, e determinar as propriedades geotécnicas

- É muito importante conhecer o perfil estratigráfico e as propriedades geotécnicas dos solos de fundação encontrados: graduação e índice de plasticidade, parâmetro de resistência (c_u , c' , ϕ') e parâmetros de consolidação para o cálculo dos assentamentos (C_c , C_r , C_v y σ_p'), com o objetivo de confirmar as condições de fundação do aterro. Esclarece-se que nessa metodologia de projeto supõem-se condições ótimas de fundação. Apresentando-se problemas de instabilidade por más condições de fundação, é necessário estudar alternativas de estabilização tais como: reforço de base de aterros com Geotêxtil, substituição de materiais e fundação profunda.
- Localizar a altura do nível freático NF e as condições de presença de água.
- Para aterros de reparações de taludes, deve-se identificar a superfície de falha, bem como a causa da instabilidade.



▲ Figura 12.1 | Configuração típica do aterro.

Na Figura 12.1, mostra-se a configuração típica de um aterro, onde B é a base total do aterro e B' é a base do aterro reforçada. Quando se tem condições de baixa capacidade de carga ou solos propensos a assentamento, é recomendável instalar as camadas de Geotêxtil inferiores em toda a base do aterro ou talude.

12.4.3 Estabelecer as propriedades geomecânicas do solo que será utilizado para a conformação do aterro

Normalmente, os materiais utilizados na construção de aterro reforçados são de matriz granular, ainda que em vários casos foram construídos muros e aterros reforçados com materiais que tenham mais de 50% de solo fino.

O uso de altas porcentagens de solo fino como material de construção de aterros exige realizar análises e estudos especiais para avaliar seu comportamento no longo prazo. Essas análises incluem comportamento mecânico e permeabilidade, analisando os efeitos das possíveis mudanças de umidade dentro do material, onde os limites de plasticidade possuem um papel importante. Também é importante estudar o tipo de compactação durante o processo construtivo para alcançar altas densidades e evitar deformações internas.

À título de recomendação e com base na especificação AASHTO-17, na tabela 12.1 apresenta-se uma descrição dos tipos de solo que podem ser utilizados na construção de aterros ou reconformação de taludes.

Tabela 12.1 Recomendações para os solos de conformação de aterros ou o taludes reforçados

Características	Solos selecionados	Solos adequados	Solos toleráveis
Partes do aterro a que se aplicam	Todas	Todas	Fundação e núcleo
tamanho máximo, mm	75	100	150
Porcentagem que passa na peneira de 2 mm (Nº 10) em massa, máximo	80	80	-
Porcentagem que passa na peneira de 75 µm (Nº 200) em massa, máximo	25	35	35
Conteúdo de matéria orgânica, máximo (%)	0	1	1
Limite de liquidez, máximo (%)	30	40	40
Índice de plasticidade máximo (%)	10	15	-
CBR de laboratório, mínimo (%)	10	5	3
Expansão em prova CBR, máximo (%)	0	2	2
Índice de colapso, máximo (%)	2	2	2
Conteúdo de sais solúveis, máximo (%)	0.2	0.2	-

Além desses valores, é necessário obter propriedades geomecânicas para as análises de estabilidade e o processo construtivo, as quais são:

- Propriedades para a compactação do Proctor modificado: densidade máxima e umidade ótima de compactação (γ_{dmax} , $\omega_{ótima}$).
- Parâmetros de resistência ao cisalhamento, c' , ϕ' .

12.4.4 Estabelecer os parâmetros de projeto do Geotêxtil de reforço

a. Resistência à tração disponível do Geotêxtil (T_{adm}):

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} \quad (\text{Eq. 12.1})$$

$$FS = FR_{ID} * FR_{FL} * FR_{DQB} \quad (\text{Eq. 12.2})$$

Onde:

T_{ult} = Resistência última do Geotêxtil pelo método faixa larga (ASTM D 4595), a qual aparece nas fichas técnicas do produto.

T_{adm} = Resistência à tração disponível do Geotêxtil.

FR_{ID} = Fator de redução por danos de instalação.

FR_{FL} = Fator de redução por fluência ou creep.

FR_{DQB} = Fator de redução por degradação química e biológica.

Os intervalos para os fatores de redução são mencionados na Tabela 3.1. do presente manual.

b. Resistência de arrancamento:

$$FS_p = \frac{P_R}{T_{req}} \quad (\text{Eq. 12.3})$$
$$FS_p = \frac{2 * L_e * \phi * F * \sigma_v}{T_{req}}$$

Onde:

T_{req} = Resistência de arrancamento exigida.

P_R = Resistência de arrancamento por unidade de largura de reforço.

L_e = Comprimento de ancoragem (comprimento do Geotêxtil atrás da superfície de falha definida).

F = Fator de resistência de arrancamento¹.

ϕ = Fator de resistência ao arrancamento dos Geossintéticos².

σ_v = Esforço vertical total.

¹ F é obtido em testes de arrancamento com o solo e o Geotêxtil que vai ser utilizado para cada caso em particular, pode-se utilizar como valor conservador $F = 2/3 \tan \phi$.

² ϕ em condição estática é de 0.9 e em condição pseudo-estática de 1.2.

Nessa análise, deve-se considerar os seguintes fatores de segurança com base na passagem pela peneira nº 4.

Geossintético/ Material de Preenchimento	Passagem pela peneira nº4 > 50%	Passagem pela peneira nº4 < 50%
Geogrelha	F.S ≥ 2.0	F.S ≥ 1.5
Geotêxtil Tecido	F.S ≥ 1.5	F.S ≥ 2.0

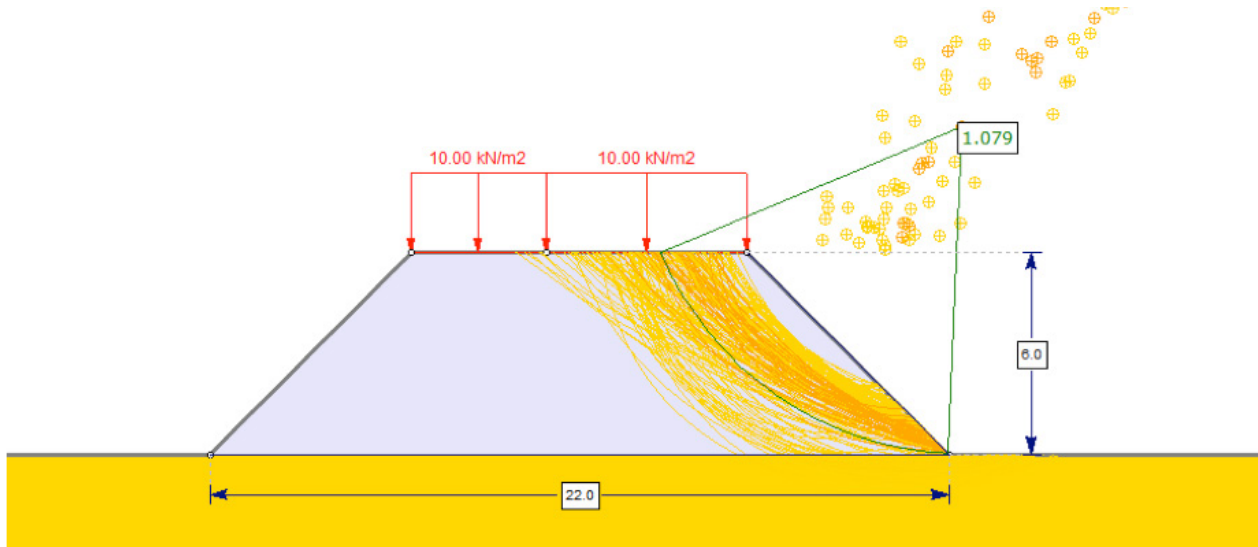
12.4.5 Análise de estabilidade dos taludes do aterro sem reforço

As análises de estabilidade dos taludes do aterro são realizadas com metodologia convencional por meio de análise de equilíbrio limite, onde se determina o fator de segurança mais crítico das superfícies potenciais de falha e a zona crítica a ser reforçada, assim como os momentos e/ou forças atuantes.

Quando a inclinação das faces ou taludes do aterro não são simétricas ou as condições de fundação são diferentes, é necessário fazer a análise de estabilidade nos dois taludes do aterro.

Vários programas de computador estão disponíveis para seu uso ao redor do mundo e são uma ferramenta que facilita a determinação das superfícies potenciais de falha e a zona crítica a ser reforçada. Alguns exemplos desses programas são PCSTABLE, desenvolvido pela Universidade de Purdue, o programa XSTABL desenvolvido pela Universidade de Idaho e o programa ReSSA realizado por ADAMA Engineering para a Federal Highway Administration (FHWA).

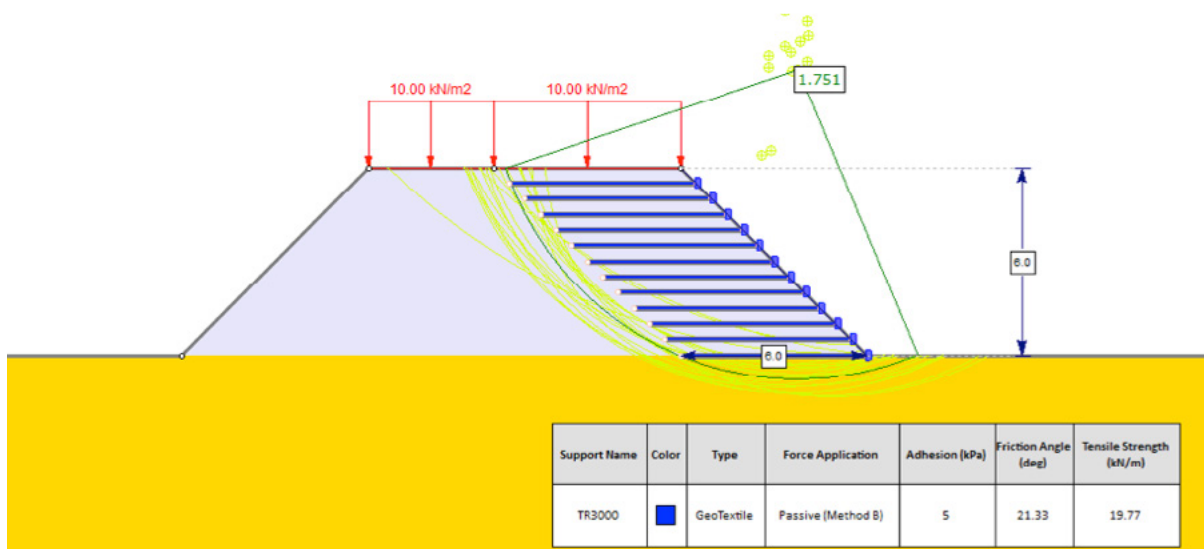
É conveniente observar que, além de analisar a superfície de falha mais crítica, deve-se tomar em conta a zona de falha formada por todas aquelas superfícies de falha que tenham um fator de segurança menor que 1.5 (ver Figura 12.2).



▲ Figura 12.2 | Resultado de uma análise de estabilidade em um talude sem reforço realizado no Slide 7.0.

Recomenda-se que, ao utilizar programas de estabilidade de taludes como Slide da Rocscience, tendo em conta as condições do projeto e o tipo de análise em equilíbrio limite mais adequado, efetuem-se análises sob diferentes condições de falha (circular, planar ou combinada) e pelas seguintes metodologias:

- ◆ Bishop simplified: equilíbrio de forças em X, não em Y, equilíbrio de momentos.
- ◆ GLE/Morgenstern-Price: equilíbrio de forças e equilíbrios de momentos.
- ◆ Janbu simplified: equilíbrio de forças.
- ◆ Spencer: equilíbrio de forças e equilíbrio de momentos.



▲ Figura 12.3 | Resultado de uma análise de estabilidade em um talude com reforço realizado no Slide 7.0.

12.4.6 Projeto do reforço necessário para a estabilidade do talude

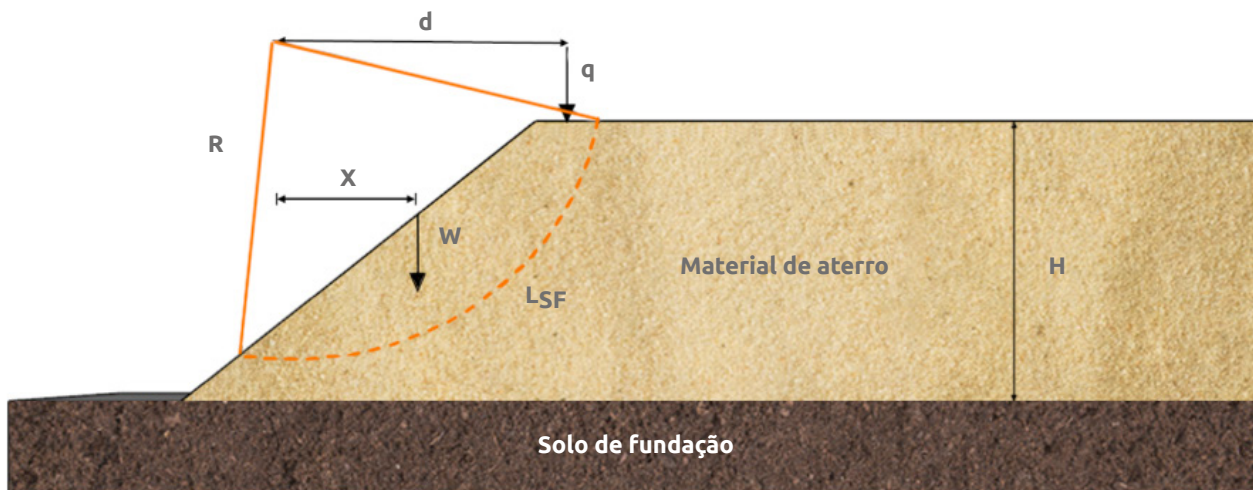
Levando em conta as superfícies de falha com fatores de segurança menores que 1.5, determinados em um programa de estabilidade de taludes ou traçando superfícies de falha, passa-se a aplicar a equação de equilíbrio limite como:

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Desestabilizantes}} \quad (\text{Eq. 12.4})$$

$$FS = \frac{\tau * L_{st} * R}{W * X * q * d} \quad (\text{Eq. 12.5})$$

Onde:

- τ = Resistência ao cisalhamento do solo.
- L_{st} = Comprimento da superfície de falha.
- R = Raio.
- W = Peso do segmento de terra.
- q = Sobrecarga.



▲ Figura 12.4 | Esquema de superfície de falha.

Para a superfície de falha que está se projetando o reforço, calcula-se o momento desestabilizante M_D e o momento resistente M_R .

Como:

$$\begin{aligned}M_D &= w \cdot x \cdot q \cdot d \\M_R &= M_D \cdot FS_U \\M_R &= (w \cdot x \cdot q \cdot d) \cdot FS_U\end{aligned}\quad (\text{Eq. 12.6})$$

Onde:

FS_U = Calculado no programa de estabilidade ou obtido manualmente traçando superfícies de falha.

Determina-se a força total à tração que fornece o reforço T , exigida para obter o fator de segurança de talude reforçado $FS_R = 1.5$:

$$\begin{aligned}T_{\text{total}} &= \frac{FS_R \cdot M_D - M_R}{R} \\T_{\text{total}} &= \frac{FS_R \cdot M_D - M_R}{R} \\T_{\text{total}} &= \frac{(FS_R - FS_U) \cdot M_D}{R}\end{aligned}\quad (\text{Eq. 12.7})$$

Onde:

FS_R = Fator de segurança exigido (Normalmente é 1.5).
 FS_U = Fator de segurança do talude sem reforço.
 R = Raio da superfície de falha.

A força necessária que deve fornecer cada camada de Geotêxtil é:

$$T_{\text{max}} = \frac{T_{\text{total}}}{\text{espaçamentos exigidos}} \quad (\text{Eq. 12.8})$$

Repete-se o anterior até obter uma distribuição adequada.

Para taludes com alturas baixas ($H < 6$ m), assumir uma distribuição uniforme do reforço e usar T_{total} para determinar o espaçamento do reforço.

Para taludes altos ($H > 6$ m), dividir o talude em duas zonas de reforço (T_{superior} y T_{inferior}) ou em três zonas de reforço (T_{superior} , $T_{\text{médio}}$ y T_{inferior}) de iguais dimensões e usar a seguinte distribuição de T :

Para duas zonas:

$$T_{\text{Superior}} = \frac{1}{4} * T_{\text{total}}$$

$$T_{\text{inferior}} = \frac{3}{4} * T_{\text{total}}$$

Para três zonas:

$$T_{\text{Superior}} = \frac{1}{6} * T_{\text{total}}$$

$$T_{\text{medio}} = \frac{1}{3} * T_{\text{total}}$$

$$T_{\text{inferior}} = \frac{1}{2} * T_{\text{total}}$$

Determina-se o espaçamento vertical do reforço S_v .

Para cada zona, calcula-se a tensão de projeto de reforço, T_g , exigida para cada camada, assumindo o espaçamento S_v . Se a resistência à tração é conhecida, calcula-se o espaçamento vertical e o número de camadas de reforço N , exigidas para cada zona.

$$T_g = T_{\text{adm}} * R_c$$
$$T_g = \frac{T_{\text{zona}} * S_v}{H_{\text{zona}}} \quad (\text{Eq. 12.9})$$
$$T_g = \frac{T_{\text{zona}}}{N}$$

Onde:

R_c = Porcentagem de cobertura do reforço ($R_c = 1$ para planos contínuos).

T_{zona} = Resistência máxima à tração exigida para cada zona; T_{zona} .

S_v = Para taludes baixos ($H < 6$ m).

T_{zona} = Espaçamento vertical do reforço.

H_{zona} = Altura da zona é igual à parte superior, média e inferior para taludes altos ($H > 6$ m).

Determina-se o comprimento de ancoragem exigido, L_e .

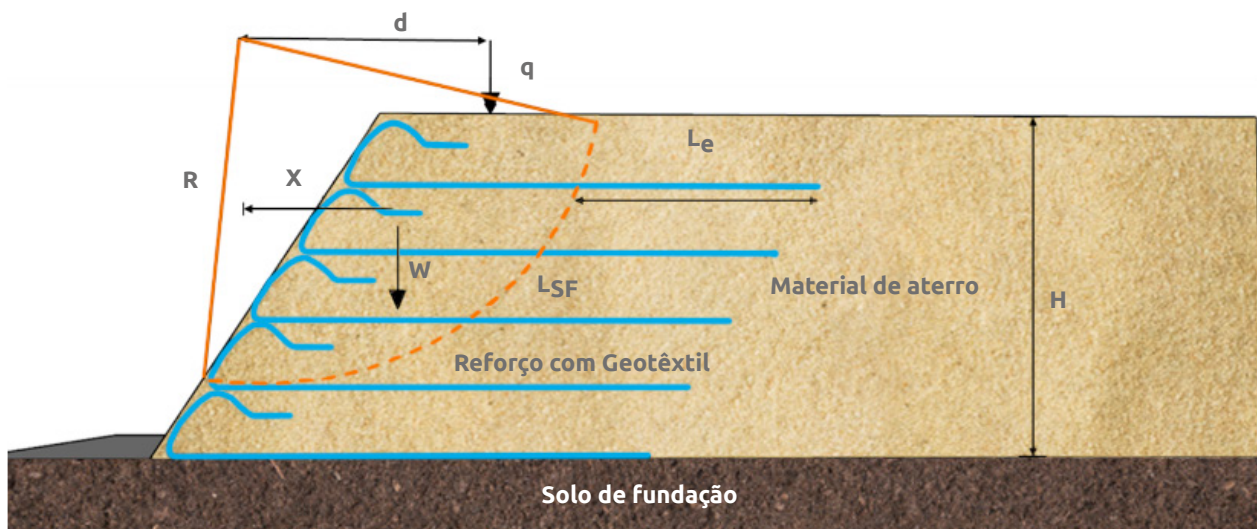
$$L_e = \frac{T_{\max}}{F \cdot \phi \cdot \sigma_v \cdot 2} \quad (\text{Eq. 12.10})$$

Onde:

F = Fator de resistência do ensaio de arrancamento, se não possui disponível o ensaio de arrancamento, utilize para Geotêxteis $F = 2/3 \tan \phi$, onde ϕ é o ângulo de atrito interno.

ϕ = Fator de resistência, use 0.9 ou 1.2, segundo aplicável.

L_e = Comprimento de ancoragem, mínima de 1 m.



▲ Figura 12.5 | Esquema de superfície de falha com Geossintéticos de reforço.

12.4.7 Verificação da estabilidade externa

Verificação de deslizamento

Deve-se determinar o fator de segurança no deslizamento, o qual deve sair maior que 1.6. Caso seja inferior, deve-se ampliar a base, o comprimento do reforço do aterro ou aumentar a profundidade de embutimento.

$$FS_D = \frac{\sum \text{Forças Horizontais}}{\sum \text{Forças Horizontais desestabilizantes}}$$

$$FS_D = \frac{(W + P_a + \text{sen}(\theta))}{\rho a \cdot \cos(\theta)} \quad (\text{Eq. 12.11})$$

$$W = \frac{1}{2} L^2 \cdot \gamma \cdot \tan(\beta) \rightarrow \text{para } L < H$$

$$W = \frac{L \cdot H \cdot H^2}{2 \cdot \tan(\beta)} \rightarrow \text{para } L > H \quad (\text{Eq. 12.11})$$

Onde:

FS_D = Fator de segurança no deslizamento (> 1.5).

L = Comprimento do reforço na camada inferior.

H = Altura do talude.

P_a = Empuxo ativo de solo.

δ_{sg} = Ângulo de atrito entre o solo de fundação e o Geotêxtil.

β = Ângulo do talude.

μ = Peso unitário do material de preenchimento.

Verificação da estabilidade global ou estabilidade geral

O efeito da construção de um aterro gera uma sobrecarga no local onde está implementado, por esse motivo, é necessário verificar a estabilidade geral ou global do local com o objetivo de garantir a estabilidade do local ou da obra.

Essa análise é realizada por métodos clássicos de estabilidade, considerando superfícies de falha gerais onde se inclui o solo de fundação e avaliando fatores de segurança ou probabilidades de falha.

Capacidade de carga

Deve-se calcular a capacidade de carga última e admissível do terreno com o objetivo de compará-la com a pressão de contato transmitida pelo aterro. De maneira complementar, recomenda-se estimar a magnitude do recalque, utilizando métodos tradicionais da geotecnia.

Sistemas de drenagem e subdrenagem

Fornecer um sistema de drenagem e subdrenagem adequado é crucial para manter a estabilidade dos aterros ou dos taludes reforçados. A redundância na drenagem e subdrenagem é recomendável nesse tipo de estruturas.

As obras de drenagem são todas aquelas obras que devem ser construídas de tal forma que se maneje de forma correta a água de escoamento e se minimize a infiltração. Tais obras são, por exemplo, as calhas, valetas, dissipadores de energia e bueiros.

Em todos os casos, devem-se construir as obras de subdrenagem, já que são vitais para garantir a estabilidade da estrutura. Basicamente, são de dois tipos:

- 🍃 **Dreno chaminé:** localizado no espaldar do aterro, pode ser utilizado uma espessura de areia entre 30 e 60 cm forrada com Geotêxtil Não Tecido ou um Geocomposto Drenante Planar mais um Geocomposto Vial (ver figura 12.6).
- 🍃 **Drenos internos:** podem ser utilizadas tubulações perfuradas, normalmente de 2½" revestidas com Geotêxtil Não Tecido, ou Geocomposto Drenante Planar de 0.5 m de altura instalados de forma horizontal. Os drenos internos permitem a saída da água excessiva que pode chegar aos materiais terrosos que formam o aterro.
- 🍃 **Colchão drenante:** o colchão drenante é constituído por uma espessura de material granular que, na medida do possível, deve cobrir toda a superfície de fundação, protegido com um Geotêxtil Não Tecido projetado para a água passe e retenha as partículas finas da estrutura. Esse elemento ajuda na dissipação da poropressão e na diminuição do nível freático.



▲ Figura 12.6 | Esquema de obras de subdrenagem em um aterro.



▲ Taludes reforçados | Conselho de Bogotá.

12.5 Exemplo de projeto

Pretende-se construir um aterro de 6 metros de altura sobre o qual se projeta construir uma estrutura de pavimento a qual transmite uma sobrecarga $q = 10 \text{ kPa}$.

1. Condições geométricas do talude

$$H = 6.0 \text{ m}$$

$$\beta = 45^\circ$$

$$q = 10 \text{ kPa}$$

2. Propriedades geomecânicas do solo de fundação

O perfil estratigráfico apresenta um estrato de 10 metros conformado por um silte arenoso argiloso de consistência dura, de baixa plasticidade.

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\omega_{\text{natural}} = 18\%$$

$$LL = 42\%$$

$$\begin{aligned}LP &= 23\% \\IP &= 19\% \\C_u &= 12.7 \text{ kPa} \\ \phi' &= 27^\circ \\ C' &= 10 \text{ kPa}\end{aligned}$$

3. Propriedades geomecânicas do solo que será utilizado para a conformação do aterro

$$\begin{aligned}IP &= 20\% \\ \gamma_t &= 21 \text{ kN/m}^3 \\ \omega_{\text{ótima}} &= 14\% \\ \phi' &= 30^\circ \\ C' &= 1 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Tabela 12.2 Granulometria do material a ser utilizado no aterro

Peneira (mm)	% Passagem
19.0	100
9.50	80
4.75	65
2.00	50
0.425	35
0.075	25

4. Parâmetro de projeto do reforço

Os Geotêxteis Tecidos que poderiam ser utilizados como alternativa de reforço são T2100, T2400, TR3000, TR4000 e TR5000HF.

$$FS = FR_{ID} * FR_{FL} * FR_{FGB}$$

$$FS = 1.1 * 2.0 * 1.1 = 2.5$$

Geotêxtil Tecido 2100:

$$T_{ult} = 37 \text{ kN/m (Ver Apêndice A: Especificações de produtos)}$$

$$T_{adm} = \frac{37 \text{ kN/m}}{2.5}$$

$$T_{adm} = 14.8 \text{ kNm}$$

Geotêxtil Tecido 2400:

$$T_{ult} = 41 \text{ kN/m (Ver Apêndice A: Especificações de produtos).}$$

$$T_{adm} = T_{ult} / FS.$$

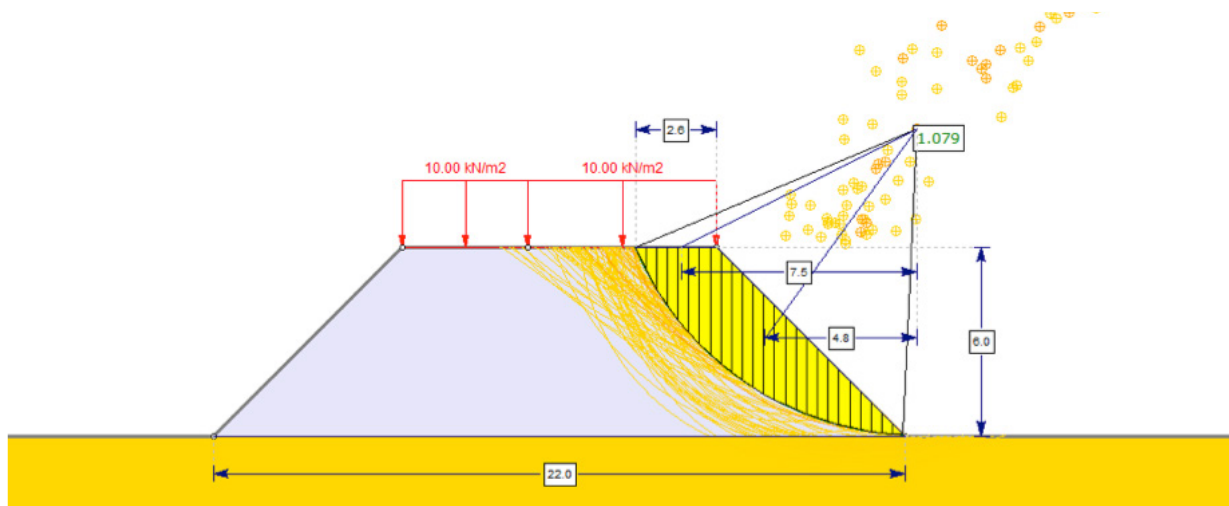
$$T_{adm} = 40 \text{ kN/m} / 2.5 .$$

$$T_{adm} = 16.4 \text{ kN/m.}$$

5. Análise de estabilidade do talude sem reforço. É mais preciso e mais fácil utilizar algum programa de estabilidade; nesse caso, utilizou-se o Slide 7.0.

É importante ter em conta que, quando se realiza a análise de estabilidade, devem ser utilizadas as propriedades geomecânicas dos dois solos, as do solo de fundação e as do material que será utilizado para construir os aterros, com o objetivo de analisar as diferentes superfícies de falha.

Não apenas deve-se ter em conta a superfície de falha crítica, bem como também todas aquelas superfícies de falha cujo fator de segurança seja menor que 1.5.



▲ Figura 12.7 | Resultado de uma análise de estabilidade em um talude sem reforço realizado no Slide 7.0.

6. Projeto do reforço necessário para a estabilidade do talude

🍃 Cálculo de momentos, M_D y M_R

$$M_D = W * x + q * d.$$

$$W = 20.5 \text{ m}^2 * 21 \text{ kN/m}^3 = 430.5 \text{ kN/m}.$$

$$X = 4.8 \text{ m}.$$

$q = 26.0 \text{ kN/m}$ (a sobrecarga é de 10 kN/m^2 , a parte que está dentro da superfície de falha é de 2.6 m , o que se faz é determinar uma carga pontual que é de 26.0 kN/m equivalente à carga distribuída).

$$d = 7.50 \text{ m}.$$

$$M_D = 430.5 * 4.8 + 26.0 * 7.50 = 2,261.5 \text{ kN-m/m}.$$

$$M_R = M_D * FS_U = 2,261.5 * 1.08 = 2,442.4 \text{ kN-m/m}.$$

$$R = 9.72 \text{ m}.$$

$$T_{\text{total}} = [(FS_R - FS_U) * M_D] / R.$$

$$T_{\text{total}} = [(1.5 - 1.08) * 2,261.5] / 9.72 = 97.72 \text{ kN/m}.$$

🍃 Determinação da distribuição dos reforços:

Podem-se propor tiras de Geotêxtil Tecido cada 0.2 e 1.0 m de espessura. Sem dúvida, recomenda-se, por aspectos construtivos, não compactar camadas superiores a 25 cm e 50 cm . Como é um aterro de 6 m de altura, recomenda-se uma distribuição uniforme.

$$T_g = T_{\text{total}} / N$$

$$T_g = 97.71 \text{ kN/m} / 12 = 8.2 \text{ kN/m}$$

O Geotêxtil Tecido T2100 apresenta um T_{adm} de 14.8 kN/m

O Geotêxtil Tecido T2400 apresenta um T_{adm} de $16,4 \text{ kN/m}$

Tomando como base a resistência admissível do Geotêxtil T2100, calcula-se o número de camadas necessárias para a estabilização assim: $N = 105.7/14,8 \approx 8$ camadas. Levando em conta a recomendação construtiva de uma espessura homogênea, recomenda-se 12 camadas com espaçamento de 50 cm .

◆ Determinação do comprimento de ancoragem L_e :

$$L_e = (T_{adm} * FS) / (F * \alpha * \sigma_v' * 2).$$

$$FS = 1.5.$$

$$T_{adm} = 12.3 \text{ kN/m}.$$

$$F = 2/3 \tan \phi = 0.385.$$

$$\alpha = 0.9.$$

$$\sigma_v' = \text{Esforço vertical, é função da profundidade } (\gamma * h).$$

Realizar a seguinte tabela:

Tabela 12.3 Resultados de espessura de camada e comprimento do Geotêxtil

No. Camada	Z (m)	S _v (m)	L _o (m)	L _g (m)	L _e (m)	L _e mín (m)	L _T (m)	L _T USAR* (m)
12	0.5	0.5	1.0	2.2	2.5	1	6.2	8.5
11	1.0	0.5	1.0	2.5	1.3	1	5.3	8.5
10	1.5	0.5	1.0	2.8	0.8	1	5.3	8.5
9	2.0	0.5	1.0	3.1	0.6	1	5.6	8.5
8	2.5	0.5	1.0	3.3	0.5	1	5.8	8.5
7	3.0	0.5	1.0	3.4	0.4	1	5.9	8.5
6	3.5	0.5	1.0	3.5	0.4	1	6.0	8.5
5	4.0	0.5	1.0	3.5	0.3	1	6.0	8.5
4	4.5	0.5	1.0	3.4	0.3	1	5.9	8.5
3	5.0	0.5	1.0	3.2	0.3	1	5.7	8.5
2	5.5	0.5	1.0	2.6	0.2	1	5.1	8.5
1	6.0	0.5	1.0	0.8	0.2	1	3.3	8.5

* O comprimento total da camada de reforço deve ser aproximado a um múltiplo de 0.5m para facilitar seu processo construtivo. Esses comprimentos devem ser revisados, uma vez que seja avaliada a estabilidade externa e global do talude.

Onde:

S_v = Espessura da camada.

L_O = Comprimento da dobra, usar 1.0m.

L_g = Comprimento geométrico que vai desde a face do aterro até a superfície de falha.

L_e = Comprimento de ancoragem atrás da superfície de falha.

L_T = Comprimento total, cuja soma é $S_v + L_O + L_g + L_e$.

Nos programas de análise de estabilidade de taludes modernos, pode-se utilizar o cálculo do comprimento de ancoragem, separação de camadas e tipo de Geotêxtil, mediante um processo iterativo onde se busque um fator de segurança superior a 1.5.

Verificação de deslizamento

Uma vez realizado o projeto das camadas do reforço do talude, revisa-se a estabilidade ao deslizamento do talude reforçado, levando em conta o comprimento da camada inferior do reforço. O fator de segurança no deslizamento calcula-se da seguinte forma:

$$W = [7 \text{ m} * 6 \text{ m} - 36 \text{ m}^2 / (2 * \tan 45)] * 21 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \text{para } L > H$$
$$W = 504.0 \text{ kN/m}$$

O empuxo gerado no espaldar do talude é:

$$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_t * H^2$$
$$P_a = \frac{1}{2} * 0.33 * 21 \text{ kN/m}^3 * (6 \text{ m})^2$$
$$P_a = 124.74 \text{ kN/m}$$

Segundo a equação (12.11) o fator de segurança é:

$$FS_D = [(504 + 124.74 * \sin 30) \tan 21.6] / (124.74 * \cos 30)$$
$$FS_D = 2.0 > 1.5$$

Posteriormente, deve-se realizar a verificação da estabilidade global e capacidade de carga, levando em conta as condições particulares do local do projeto.

Finalmente, devem ser realizados os projetos do sistema de drenagem e subdrenagem, os quais são de primordial importância para a estabilidade da estrutura no longo prazo.

12.6 Bibliografia

- ◆ KOERNER R., Designing With Geosynthetics, 5 ED., U.S.A., 2005.
- ◆ HOLTZ R., Geosynthetic Engineering, 1997.
- ◆ CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION, Soil Reinforcement with Geotextiles.



Capítulo 13

REFORÇO DE ATERROS SOBRE

Solos moles

13.1 Introdução

Quando se constroem aterros sobre solos moles eles podem transmitir uma pressão de contato, gerando esforços cisalhantes que podem chegar a superar a resistência ao cisalhamento do solo de fundação, causando uma falha na base do aterro. Um projeto adequado de camadas de Geotêxtil Tecido de alta resistência, colocadas na base do aterro, permite desenvolver um reforço à tração de tal maneira que o fator de segurança diante da falha do aterro aumente até um valor confiável.

O reforço com Geotêxtil pode diminuir os deslocamentos horizontais, verticais e os recalques diferenciais; entretanto, não se recomenda considerá-lo como um fator que diminua recalques por consolidação primária nem secundária.

O uso de Geotêxteis Tecidos de alta resistência para a construção de aterros sobre solos moles pode apresentar os seguintes benefícios:

- ◆ O aumento do fator de segurança.
- ◆ A possibilidade de aumentar a altura do aterro.
- ◆ Redução de perda e contaminação dos materiais granulares.
- ◆ Diminuição dos recalques diferenciais.

Existem várias alternativas para a estabilização de aterro sobre solos moles. Dependendo das condições particulares de cada caso, algumas soluções podem ser:

Substituição de solos por outros de melhor resistência, melhoramento com estacas, camadas drenantes ou drenos verticais, Geotêxteis de reforço entre outros. Está demonstrado que o reforço com Geotêxteis Tecidos de alta resistência é uma alternativa de estabilização de baixo custo comparada a outras alternativas. Em alguns casos, a solução técnica e economicamente mais conveniente pode ser a combinação de tratamentos convencionais como, por exemplo, substituições de materiais na fundação alternados com o reforço proporcionado pelos Geotêxteis.

O reforço de aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte se aplica para as seguintes duas condições:

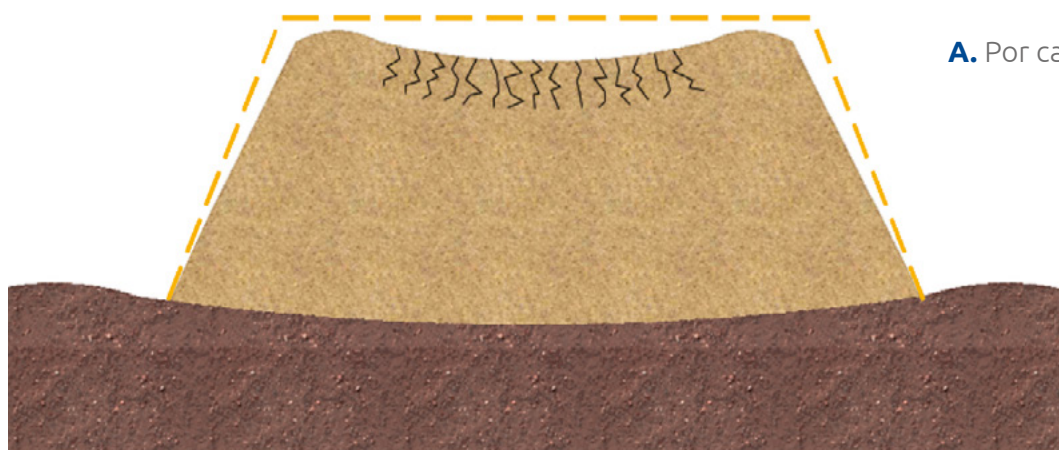
Em solos muito moles e saturados, como argilas, lodos ou turfa. A segunda situação é a construção de aterros sobre materiais que apresentam trincas, fissuras ou vazios (típicos de solos residuais, os quais apresentam estruturas herdadas).

Os Geotêxteis também podem ser utilizados como elementos de separação para evitar a contaminação dos materiais selecionados que formam o aterro.

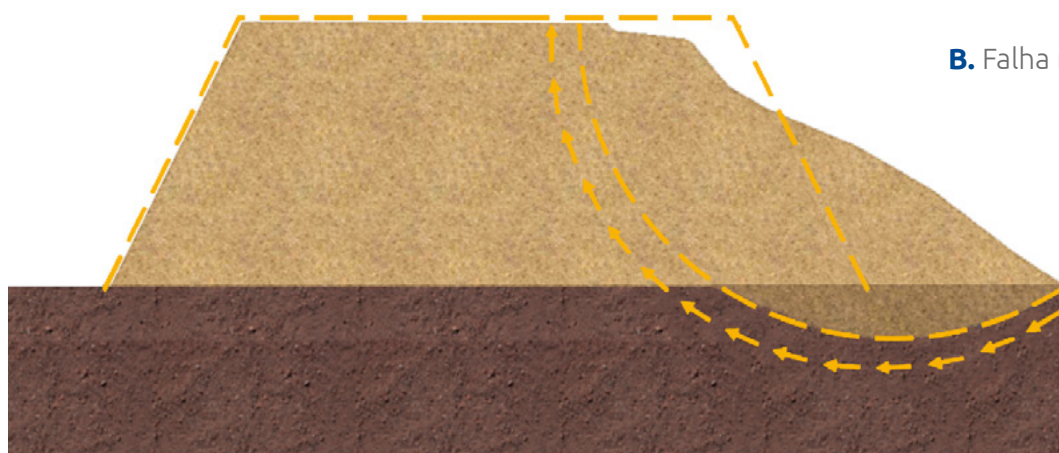
Se a função e a aplicação que o Geotêxtil cumprirá só vai ser a de separação, o projeto deve se basear em garantir a sobrevivência na construção e posterior vida útil, pode-se pensar em Geotêxteis que tenham elevado alongamento como os Geotêxteis Não Tecidos. Para esse caso, deve-se considerar que o Geotêxtil não aporta resistência à tração.

13.2 Considerações de projeto

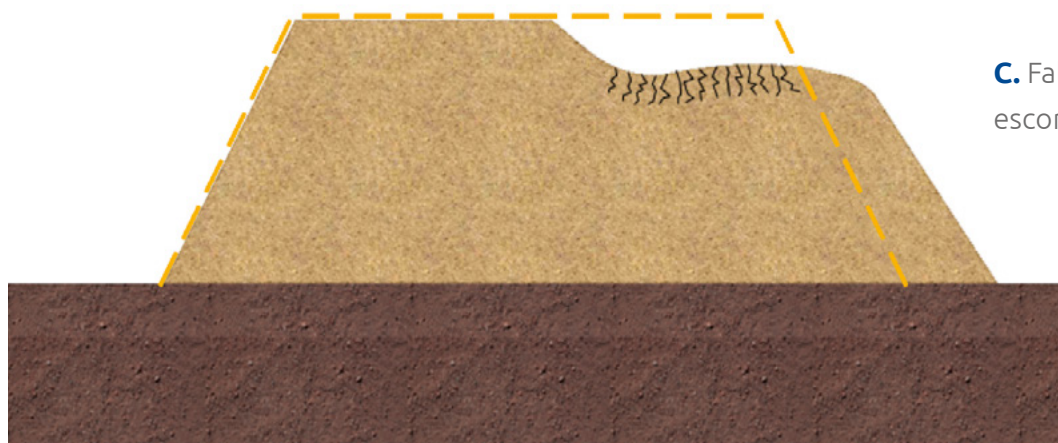
Nos aterros construídos sobre solos moles de baixa capacidade de carga, pode ocorrer quatro tipos de falha:



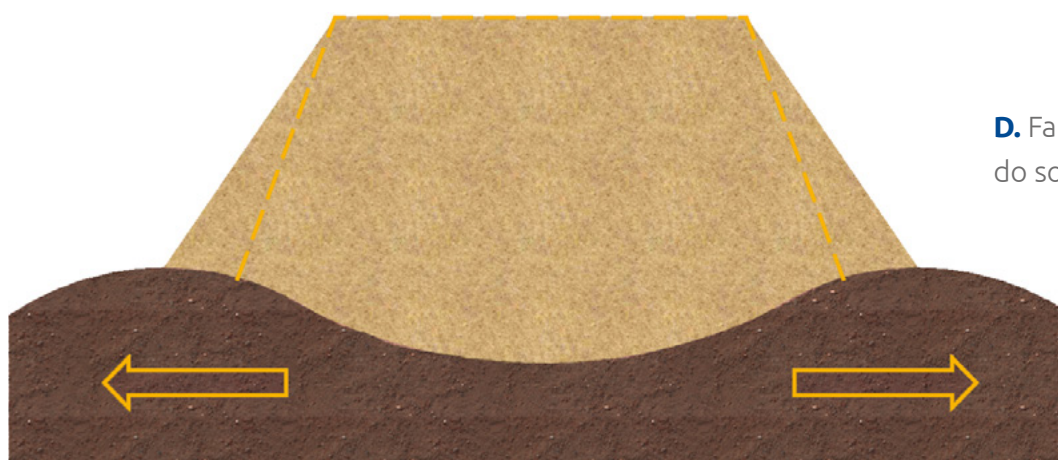
A. Por capacidade de carga.



B. Falha rotacional de base.



C. Falha por escorregamento lateral.



D. Falha por expulsão do solo mole.

Neste guia de projeto, apresenta-se a metodologia para determinar o Geotêxtil necessário para a estabilização pelos modelos de falha anteriormente descritos; a estabilidade dos taludes deve ser analisada separadamente¹.

As quatro possibilidades de modelos de falha indicam os tipos de análise de estabilidade interna que são exigidas; também deve-se ter em conta as demais verificações de estabilidade externa necessárias em todos os casos.

O procedimento de projeto de aterros sobre solos moles se realiza por métodos convencionais de geotecnia com algumas modificações pela inclusão do reforço.

As condições que melhor modelam o comportamento de aterros sobre solos moles são as de análise em termos de esforços totais e as mais apropriadas para o projeto do reforço. (Holtz, 1989).

¹ Ver Capítulo 12 - Reforço de taludes.

13.3 Metodologia de projeto

13.3.1 Estabelecer as dimensões geométricas, condições de carga, tempo de construção e condições ambientais

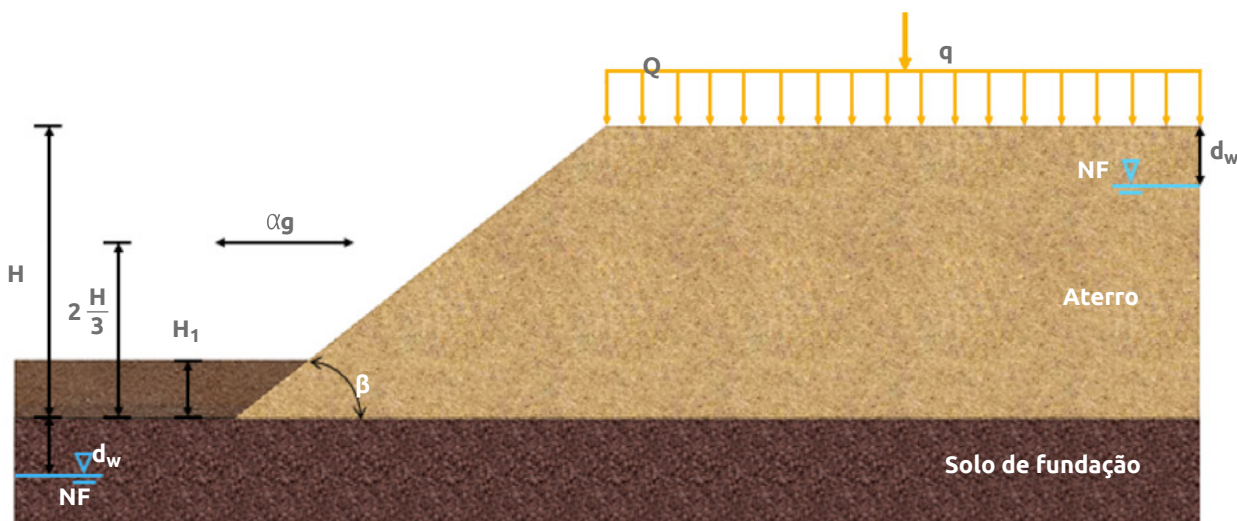
- Altura do aterro (H), comprimento do aterro (L), largura da crista (B).
- Ângulo do ou dos taludes do aterro (β).
- Estabelecer as cargas externas que terão o aterro, tais como sobrecargas (Q), (q), cargas vivas, projeto sísmico, aceleração αg .
- Tempo de construção (para revisar a taxa de aumento do esforço no solo de fundação).
- Condições ambientais tais como drenos naturais e probabilidade de infiltrações.

13.3.2 Estabelecer o perfil estratigráfico, as propriedades geomecânicas do solo de fundação e as condições do nível freático

- É muito importante conhecer o perfil estratigráfico, as propriedades geotécnicas dos solos de fundação:

Gradação e índice de plasticidade (propriedades índice), c_u , para as análises de estabilidade no final da construção, ϕ_u e/ou c' , ϕ' e parâmetros de consolidação para o cálculo dos recalques (C_c , C_r , C_v y σ_p') com o objetivo de revisar as condições ao longo prazo.

- Localizar a altura do nível freático NF e as condições de presença de água e de lugares ou zonas de aporte de água que possam apresentar algum risco de infiltração. Ver figura 13.1.



▲ Figura 13.1 | Esquema do aterro.

13.3.3 Obter as propriedades geomecânicas do solo que será utilizado para a construção do aterro

- Classificação, propriedades índice.
- Propriedades para a compactação: Proctor modificado, densidade máxima e umidade ótima de compactação (γ_{dmax} , ω_{optima}).
- Parâmetros de resistência ao cisalhamento, c_u , ϕ_u y/o c' , ϕ' .

13.3.4 Estabelecer os parâmetros de projeto do Geotêxtil de reforço

13.3.4.1. Resistência à tração disponível

Obter a resistência à tração disponível do Geotêxtil (T_{adm}) como:

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} \geq 1.5 \quad (\text{Eq. 13.1})$$

$$FS = FR_{ID} \times FR_{FL} \times FR_{DQB} \quad (\text{Eq. 13.2})$$

Onde:

- T_{ult} = Resistência última do Geotêxtil pelo método faixa larga (ASTM D 4595).
- T_{adm} = Resistência à tração disponível do Geotêxtil.
- FR_{ID} = Fator de redução por danos de instalação.
- FR_{FL} = Fator de redução por fluência ou creep.
- FR_{DQB} = Fator de redução por degradação química e biológica.

Os intervalos para os fatores de redução são mencionados na Tabela 3.1. do presente manual.

Determinar a resistência em ensaios de arrancamento. A esse dado, aplica-se um fator de segurança de 1.5 para solos granulares e de 2.0 para solos coesivos.

$$FS_p = P_R / T_{req} \quad (\text{Eq. 13.3})$$
$$FS_p = (2 * L_e * F * \alpha * \sigma_v) / T_{req}$$

Onde:

T_{req} = Resistência de arrancamento exigida.

P_R = Resistência de arrancamento por unidade de largura de reforço.

L_e = Comprimento de ancoragem (comprimento do Geotêxtil atrás da superfície de falha).

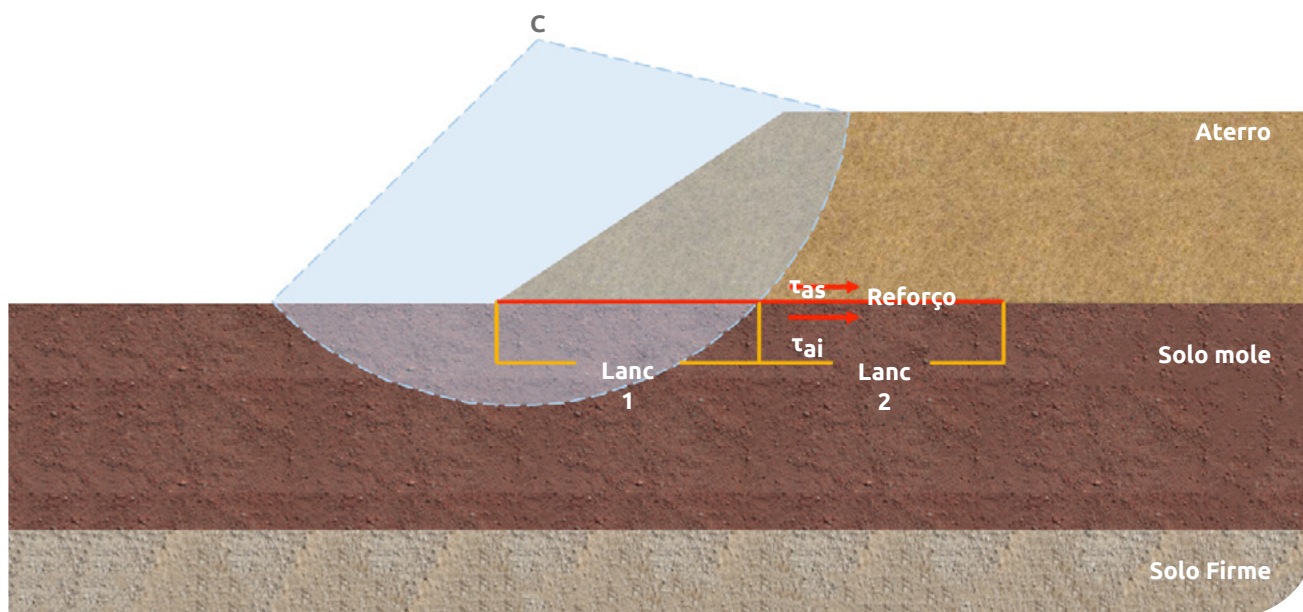
F = Fator de resistência de arrancamento².

α = Fator de transferência de esforço por efeito de escala.

σ_v = Esforço vertical total.

13.3.4.2. Comprimento de ancoragem

Para a mobilização da resistência à tração, o reforço deve estar devidamente ancorado. Assim, a partir do ponto de intersecção do reforço com a superfície de falha crítica, devem-se verificar os comprimentos de ancoragem à direita e à esquerda. Ver figura 13.2



▲ Figura 13.2 | Comprimento de ancoragem.

O comprimento de ancoragem pode ser calculado como:

$$L_e = F S_p * T_{req} / (\tau_{as} + \tau_{ai}) \quad (\text{Eq. 13.4})$$

² F é obtido em ensaios de arrancamento com o solo e o Geotêxtil que vai ser utilizado para cada caso em particular. Pode-se utilizar, como valor conservador, $F = 2/3 \tan \phi$.

Onde:

T_{req} = Resistência de arrancamento exigida.

FS_p = Fator de segurança; fator de segurança de 1.5 para solos granulares e de 2.0 para solos coesivos.

τ_{as} = Resistência ao cisalhamento mobilizada por cima do Geotêxtil.

τ_{is} = Resistência ao cisalhamento mobilizada por baixo do Geotêxtil.

As resistências ao cisalhamento dependem do solo que estará em contato com o Geotêxtil.

Para o caso em que a camada de reforço está dentro do material de aterro, pode-se calcular como:

$$\tau_{as} = \tau_{ai} = F * \sigma_v \quad (\text{Eq. 13.5})$$

Onde:

F = Fator de resistência de Arrancamento.

σ_v = Esforço vertical total.

13.3.5 Verificação por capacidade de carga

A análise da capacidade de carga no caso de aterros sobre solos moles é realizada sob parâmetros não drenados, devido ao fato de simular mais adequadamente as condições de construção do aterro de carga rápida, sem dissipação de poropressão, e, disso, porque normalmente se trabalha sobre solos moles saturados, onde existe pouca possibilidade de drenagem da água diante da aplicação de cargas.

Rowe e Soderman (1987) integraram diferentes metodologias de cálculo para chegar a uma estimativa da carga máxima possível a ser aplicada sobre um aterro reforçado sobre solo mole, considerando tanto o aumento da resistência ao cisalhamento não drenado com a profundidade como a espessura relativa do estrato do solo mole.

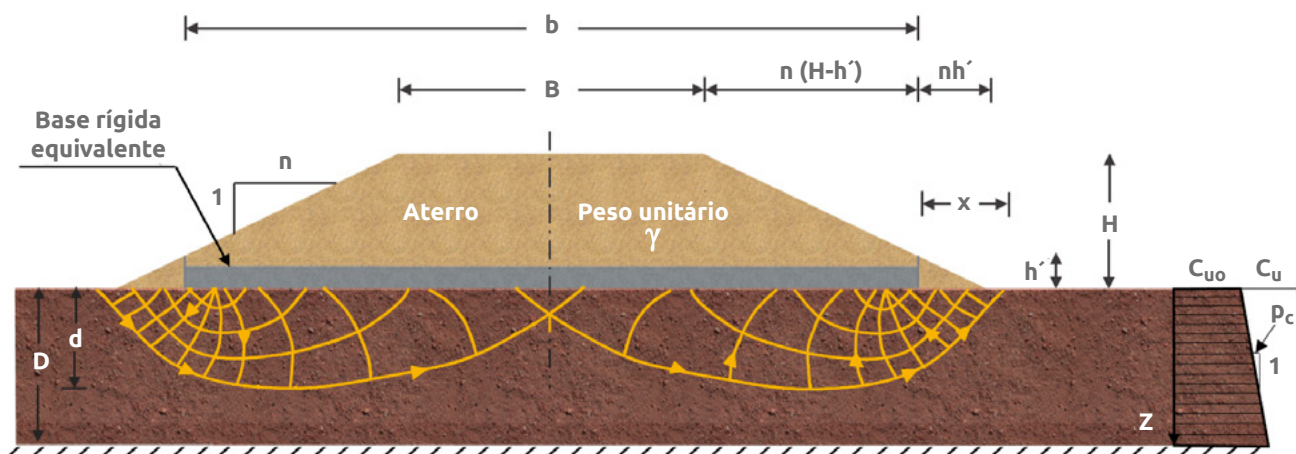
O primeiro passo consiste em determinar uma largura equivalente do aterro, tendo em conta o formato trapezoidal deste, e dado que as soluções plásticas estão desenvolvidas para uma sapata de largura b (Figura 13.3). Partindo de considerações plásticas, a resistência na borda de uma fundação rígida é $(2+\pi)C_{u0}$ na qual C_{u0} é a resistência ao cisalhamento não drenada do solo sob a fundação. Então, assume-se que a largura efetiva da sapata b se estenderá a ambos os lados do aterro onde a pressão γh seja igual a $(2+\pi)C_{u0}$. Por isso:

$$h = (2 + \pi)C_{u0} / \gamma \quad (\text{Eq. 13.6})$$

E da figura 13.3:

$$b = B + 2n (H-h) \quad (\text{Eq. 13.7})$$

Onde B é a largura da crista, H é a altura do aterro e n é a cotangente do ângulo de inclinação do talude.

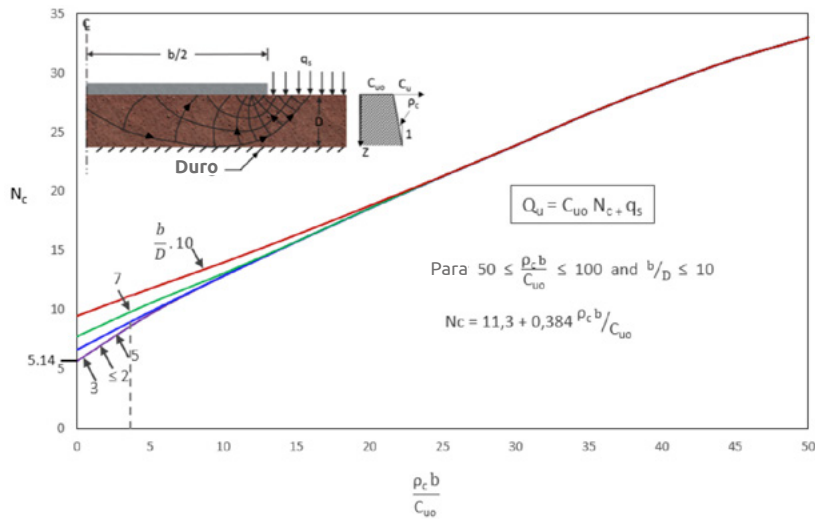


▲ Figura 13.3 | Fundação Rígida Equivalente.

A capacidade de carga da fundação rígida equivalente de largura b está dada como:

$$q_u = N_c C_{u0} + q_s \quad (\text{Eq. 13.8})$$

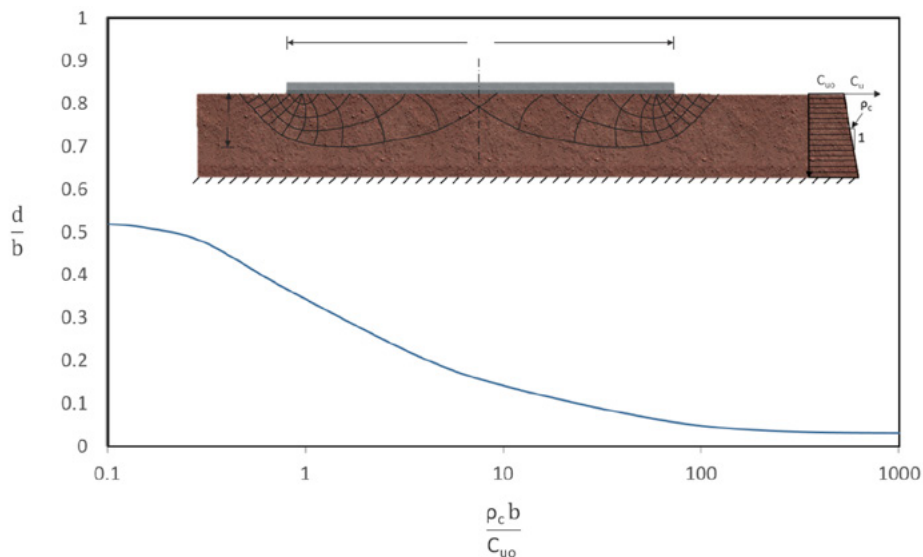
O fator N_c pode ser obtido da Figura 13.4. O valor de q_s é a pressão uniforme aplicada sobre a superfície do solo de fundação por fora da largura da fundação. A Figura 13.4 mostra que a borda triangular externa do aterro gera uma sobrecarga que favorece a estabilidade e, por isso, se requer calcular o valor de q_s .



▲ Figura 13.4 | Valor de N_c .

A superfície de falha por capacidade de carga estende-se dentro da região plástica envolvida no colapso de uma fundação rígida, uma profundidade d (Figura 13.5) e uma distância lateral x , onde x é aproximadamente igual ao mínimo entre d (determinado da Figura 13.5) e a espessura do depósito mole D .

$$x = \min(d, D) \quad (\text{Eq. 13.9})$$



▲ Figura 13.5 | Profundidade de Superfície de Falha (d).

Por isso, a carga triangular distribuída na distância x pode ser calculada como:

$$q_s = n\gamma h^2/2x \quad \text{para } x > nh \quad (\text{Eq. 13.10})$$

$$q_s = (2nh-x) \gamma h / 2nh \quad \text{para } x \leq nh \quad (\text{Eq. 13.11})$$

A carga aplicada sobre o solo, aplicada pelo aterro sobre a largura de fundação b , pode ser calculada como:

$$q_a = \gamma [BH+n (H^2-h^2)] / b + [Q_s B/b] \quad (\text{Eq. 13.12})$$

Onde Q_s é a sobrecarga no aterro (tráfego, estrutura de pavimento, cargas pontuais etc.).

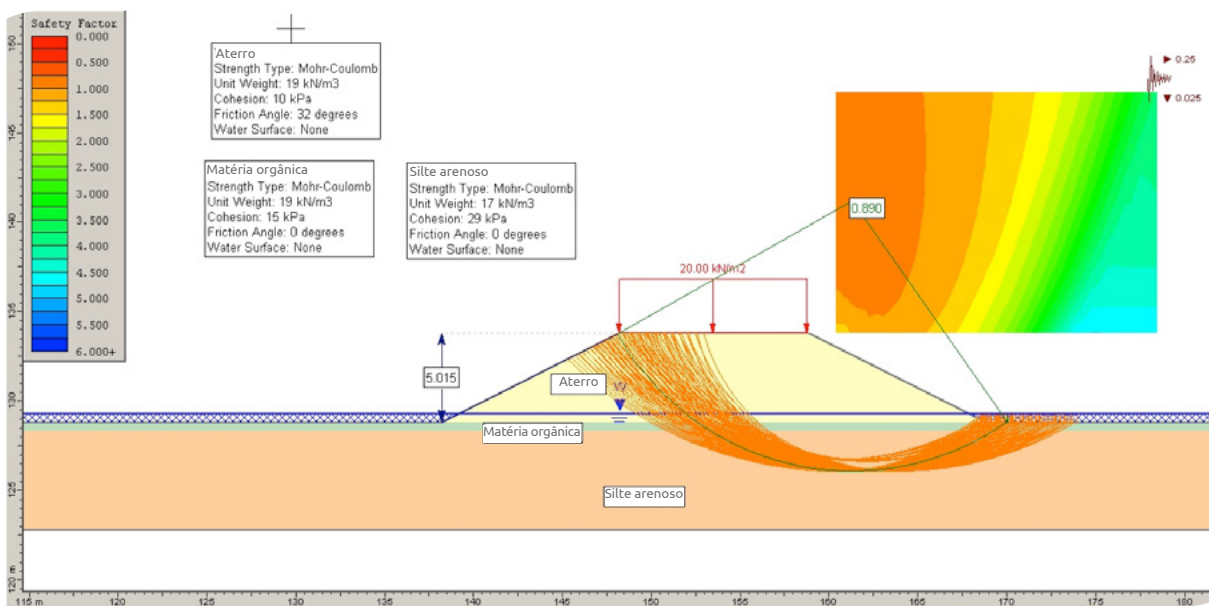
O fator de segurança geral pela capacidade de carga pode ser calculado como a relação entre a carga resistente e a carga final aplicada:

$$FS_{cp} = q_s/q_a \quad (\text{Eq. 13.13})$$

Em aterros sobre solos moles, um fator de segurança da capacidade de carga de 1.5 mínimo é recomendado, entretanto, fica a critério do projetista, e em conformidade com as características do projeto, definir a condição mínima recomendada.

13.3.6 Verificação de falha rotacional de base

Para verificar a falha rotacional deve-se fazer uma análise clássica de equilíbrio limite de estabilidade que envolva o solo de fundação com o objetivo de determinar a superfície potencial de falha (Ver Figura 13.6).



▲ Figura 13.6 | Análise de estabilidade de um aterro sem reforço construído sobre um solo mole. Realizado em Slide V5.0.

Se o fator de segurança da superfície de falha rotacional é maior que 1.3 (no fim da construção), o aterro não exige reforço. Se o fator de segurança da falha rotacional é menor que 1.3 (no fim da construção), o aterro exige reforço. Assim, deve-se calcular a força, T_g , necessária para aumentar o fator de segurança em um valor confiável, normalmente 1.3. Também deve-se analisar se o fator de segurança no longo prazo é maior que 1.5.

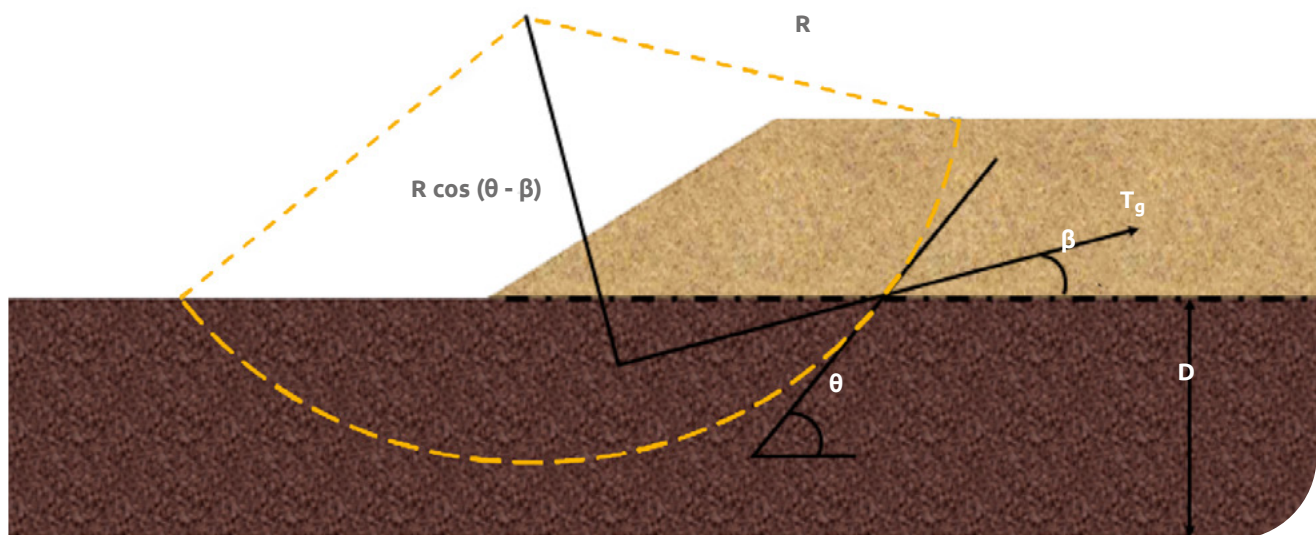
$$T_g = [(FS * M_D) - M_R] / [(R * \cos(\theta - \beta))] \quad (\text{Eq. 13.14})$$

Onde:

M_D = Momento desestabilizante ($W * x$)

M_R = Momento resistente $(\sum c_u * L) * R$

W correspondente ao peso da cunha desestabilizante e x a distância ou braço do centroide da cunha ao centro do círculo de falha.



▲ Figura 13.7 | Modelo de falha rotacional do aterro para o projeto de reforço.

$\beta = \theta$ Para argilas sensíveis, lamas, argilas marítimas. Condições extremas.

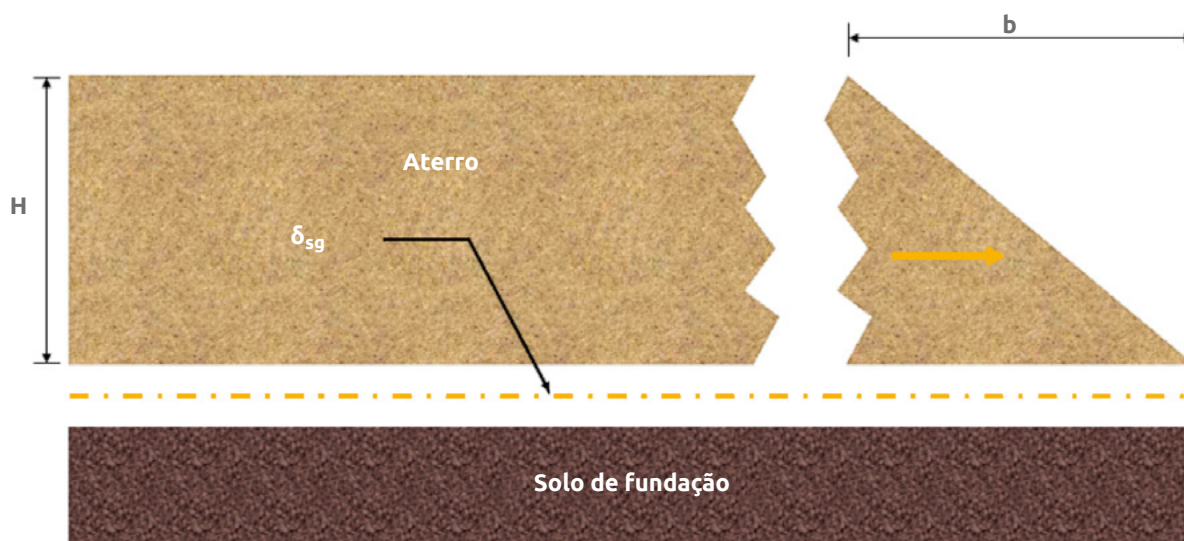
$\beta = \theta/2$ Si $D/B < 0.4$ e solos com compressibilidades de moderada a alta, solos argilosos e turfás.

$\beta = \theta$ Si $D/B \geq 0.4$ e solos altamente compressíveis. Argilas moles e turfás.

13.3.7 Verificação por escorregamentos laterais

Deve-se determinar o fator de segurança no escorregamento, tendo em conta duas situações. Na primeira, o bloco do aterro deve se desprender sem romper o Geotêxtil e a segunda, que o bloco de aterro se desprenda rompendo o Geotêxtil. Se o fator de segurança quanto ao escorregamento nos dois casos é maior que 1.5, não se exige Geotêxtil adicional para estabilizar esse modo de falha; se o fator de segurança é menor que 1.5, exige-se Geotêxtil adicional para levar o reforço a um valor confiável. Isso se faz calculando os reforços adicionais.

13.3.7.1 Escorregamento lateral do talude sobre o Geotêxtil



▲ Figura 13.8 | Escorregamento lateral do talude.

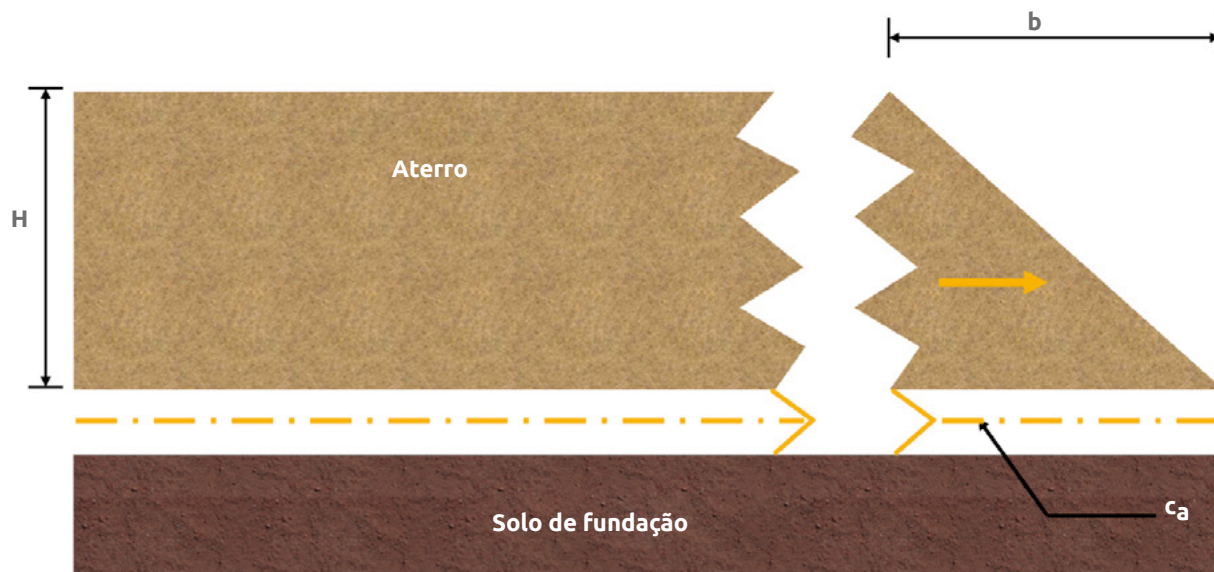
A equação para o cálculo do fator de segurança por escorregamento lateral é a seguinte:

$$FS_{DL} = b * \tan \delta_{sg} / K_a * H \quad (\text{Eq. 13.15})$$

Onde:

- b = Largura da berma do talude.
- δ_{sg} = Ângulo de atrito entre o solo de fundação e o Geotêxtil.
- K_a = Coeficiente de empuxo ativo do solo do aterro.
- H = Altura do aterro.

13.3.7.2. Falha do Geotêxtil e escorregamento lateral do talude



▲ Figura 13.9 | Falha do Geotêxtil e escorregamento lateral do talude.

Nesse caso, a equação para o cálculo do fator de segurança por escorregamento lateral é a seguinte, considerando a camada de reforço construída sobre o solo mole:

$$F_{SDL} = (b * c_a + T_{adm}) / K_a * (H^2 * \gamma * 0,5) \quad (\text{Eq. 13.16})$$

Onde:

b = Largura da berma do talude.

c_a = Adesão entre o solo mole e o Geotêxtil.

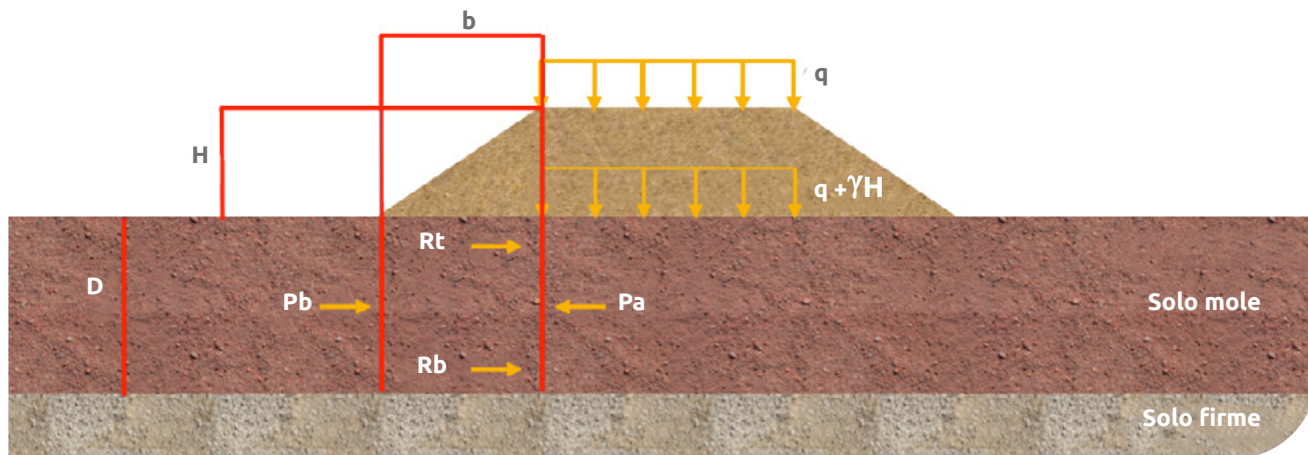
K_a = Coeficiente de empuxo ativo do solo do aterro.

H = Altura do aterro.

γ = Peso do aterro.

13.3.8 Expulsão do solo mole

Deve-se determinar o fator de segurança à expulsão lateral de solo mole devido à sobrecarga do aterro. O método de cálculo mais utilizado avalia o equilíbrio do bloco de solo mole debaixo da berma do aterro.



▲ Figura 13.10 | Expulsão do solo mole.

$$FS_E = (P_p + R_B + R_T) / P_a \quad (\text{Eq. 13.17})$$

Onde:

FS_E = Fator de segurança na expulsão do solo mole.

P_p = Empuxo passivo sobre o bloco.

P_a = Empuxo ativo sobre o bloco.

R_B = Adesão na base do bloco.

R_T = Adesão na parte superior do bloco.

Os valores de P_a e P_p podem ser calculados utilizando o método de Rankine ou outra teoria de Empuxo do solo. Em alguns casos, R_b e R_t podem ser estimados como a resistência não drenada do solo mole.

$$R_B = R_T = c_u * b \quad (\text{Eq. 13.18})$$

Em aterros sobre solos moles um fator de segurança para a expulsão do solo mole de 1.5 no mínimo é recomendado; entretanto, fica a critério do projetista, e em conformidade com as características do projeto, definir a condição mínima recomendada.

13.3.9 Recalques

É possível calcular os recalques esperados no aterro, com base nas condições geométricas e características do material onde o aterro será assentado.

Os recalques elásticos ou imediatos podem ser determinados mediante o módulo de elasticidade não drenado E_u como se indica a seguir, e normalmente se apresentam durante a fase de construção do aterro.

$$S_e = \Delta P / E_u \quad (\text{Eq. 13.19})$$

Onde:

S_e = Recalques elásticos.

ΔP = Aumento na pressão no solo.

E_u = Módulo elástico não drenado.

Na Tabela 13.1 aparecem alguns valores típicos para o módulo de elasticidade não drenado.

Tabela 13.1 Valores Típicos de módulo de elasticidade Não Drenado E_u (Lambe & Withman 1969)

Tipo de solo	E_u (kPa)
Turfa e solos orgânicos	500 – 3,000
Argila normalmente consolidada	2,000 – 10,000
Argila sobreconsolidada	5,000 – 20,000
Areia uniforme	12,000 - 36,000
Areia bem graduada	48,000 - 96,000

Os recalques por consolidação, ou recalques de longo prazo, geralmente são os mais cruciais para esse tipo de estruturas e é importante determiná-los toda vez que tenham incidência sobre a operação e desempenho das estruturas finais a serem localizadas sobre o topo do aterro. Para calculá-los, utiliza-se o índice de compressão e recompressão do terreno, obtido da fase de exploração do subsolo (Equação 13.20) (Pinto, 2006).

$$S_C = \frac{D}{1+e_0} \times \left(C_r \times \log \left(\frac{P_a}{P_0} \right) + C_c \log \left(\frac{P_f}{P_a} \right) \right) \quad (\text{Eq. 13.20})$$

Onde:

- S_c = Recalque por consolidação.
- C_c = Índice de compressão.
- C_r = Índice de recompressão.
- e_o = Relação de vazios inicial.
- D = Espessura da camada compressível.
- P_o = Tensão efetiva inicial.
- P_a = Tensão de pré-consolidação.
- P_f = Tensão efetiva final.

Para efeitos de análise, normalmente se utilizam as condições na cota média da camada compressível. Quando se tem uma espessura considerável de espessura de material compressível, deve dividir a análise em diferentes profundidades.

Na Tabela 13.2 aparecem alguns valores típicos de relações de consolidação (Peck, Hanson e Thornburn (1974)).

Tabela 13.2 Valores típicos de relação de consolidação (Peck, Hanson, Thornburn, 1974)

Limite de Liquidez	C_c	e_o	$C_c / (1+e_o)$
30	0.18	0.90	0.095
50	0.36	1.10	0.171
70	0.54	1.30	0.235
100	0.81	1.50	0.324

Também é possível estimar C_c como $C_c = (LL - 10) \cdot 0.009$

O recalque total no aterro é calculado como a soma dos recalques elásticos e por consolidação:

$$S_{total} = S_e + S_c \quad (\text{Eq. 13.21})$$

Onde S_e e S_c são os recalques elásticos e por consolidação, respectivamente.

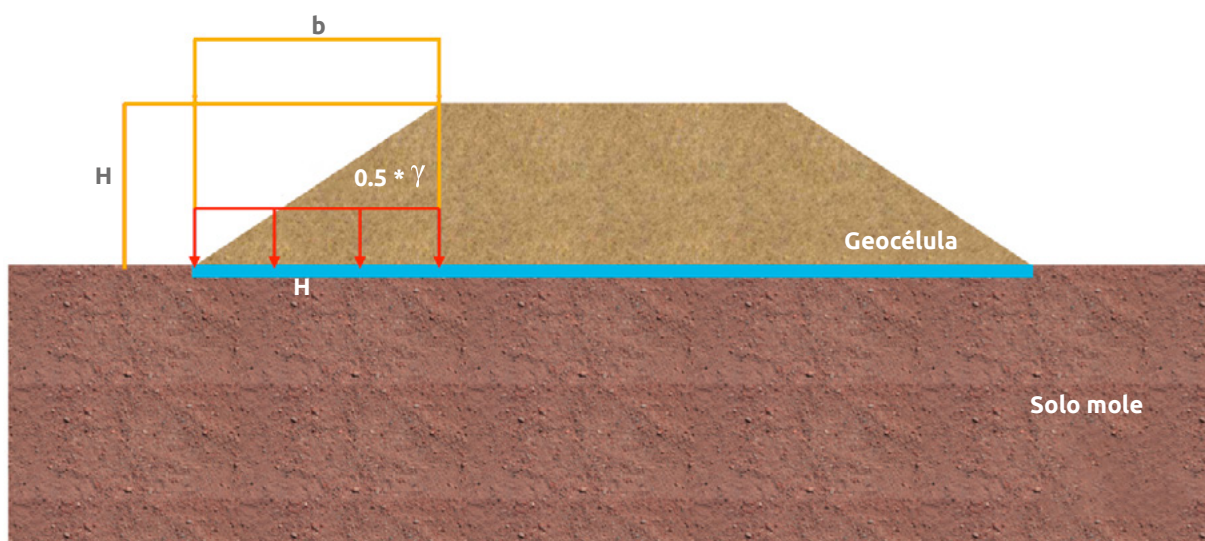
13.4 Reforço de aterros sobre solos moles com Geocélula

Para reforçar a base de aterro sobre solos moles, podem se utilizar outros Geossintéticos, como as Geocélulas. Avesani Neto (2013) propôs uma metodologia para avaliar a capacidade de carga dos solos reforçados com Geocélulas, considerando dois mecanismos de reforço: efeito de laje e efeito de confinamento.

A equação final proposta pelo autor considera um equilíbrio de força na camada de Geocélula e determina que a tensão que atua sobre a base debaixo da Geocélula é igual à tensão aplicada na superfície sobre a Geocélula, menos uma tensão dissipada na Geocélula pelos efeitos de laje e confinamento.

Ao adaptar essa metodologia para avaliar a contribuição da inclusão de um reforço de Geocélulas ao fator de segurança no que diz respeito à estabilidade geral de um aterro sobre solos moles, o autor propõe que o fator de segurança do aterro com reforço é igual ao fator de segurança do aterro sem reforço mais a melhoria proporcionada pelo reforço.

Em aterros sobre solos moles, a ruptura geralmente ocorre próxima do talude do aterro, motivo pelo qual a seção solicitada pela Geocélula está sujeita a uma carga menor que a carga total do aterro (H), diminuindo o confinamento dentro da Geocélula e, por conseguinte, sua contribuição. Assim, o autor propõe um fator de correção n para o fator de reforço da Geocélula lg , de tal maneira que se considere a geometria de carga triangular sobre a Geocélula.



▲ Figura 13.11 | Reforço de aterro com Geocélula.

$$FS_R = FS_U + I_G * n \quad (\text{Eq. 13.22})$$

Onde:

FS_R = Fator de segurança do terraplano com reforço.

FS_U = Fator de segurança do terraplano sem reforço.

I_G = Fator de reforço da Geocélula.

n = Fator de correção.

O fator de correção pode ser calculado como:

$$n = 0.5 * b/H \quad (\text{Eq. 13.23})$$

Onde:

B = Largura do talude.

H = Altura do aterro.

O fator de reforço da Geocélula I_G pode ser calculado como:

$$I_G = 4 * h/d * k_o * e * \tan \delta + (1-e) \quad (\text{Eq. 13.24})$$

Onde:

d = Abertura da Geocélula.

h = Altura da Geocélula.

k_o = Coeficiente de empuxo em repouso mobilizado na Geocélula.

δ = Ângulo de atrito entre o solo de preenchimento e a Geocélula.

e = Adimensional definido como efeito de propagação, geralmente 1 para $B \gg d$.

$$e = B * L / (B + 2d) * (L + 2d) \quad (\text{Eq. 13.25})$$

Onde:

B = Largura do aterro.

L = Comprimento do aterro.

13.5 Exemplo de projeto

Pretende-se construir um aterro de 2m de altura para suportar uma estrutura de pavimento, com uma inclinação no talude 2H:1V (Ver Figura 13.12).



▲ Figura 13.12 | Solo para a construção do aterro.

Propriedades dos solos

Solo 1. MH, LL = 80

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$c_{u0} = 8 \text{ KPa}$, aumentando 0.5kPa a cada metro de profundidade.

$$c_c = 0.54 \text{ m}$$

$$E_u = 800 \text{ kPa}$$

$$e_0 = 1.3$$

Solo 2. GM

$$\gamma = 19.8 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c' = 10 \text{ KPa}$$

Solo para a construção do aterro

$$\gamma = 21.7 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

Fatores de segurança exigidos

$FS_{\min} > 1.5$ Para condição de longo prazo

$FS_{\min} \approx 1.3$ Para condição de curto prazo

A sobrecarga no aterro é de 5 kN/m^2

1. Verificação da capacidade de carga

Em primeiro lugar, determinam-se os valores de h e b , de acordo com a equação 13.6 y 13.7:

$$h = 1.4 \text{ m}$$

$$b = 17.3 \text{ m}$$

A capacidade de carga de acordo com a Equação 13.8 em termos não drenados é:

$$q_u = N_c C_{u0} + q_s$$

A equação para o cálculo do fator de segurança por escorregamento lateral é a seguinte:

$$\rho_c \cdot b / C_{u0} = 0.5 (15.6) / 6.0 = 0.96$$

$$N_c = 5.30$$

Da figura 13.5, obtém-se o valor de d , que corresponde a 7.2 m. Dado que a espessura do solo compressível D é menor que d , o valor da variável x (Equação 13.5) é tomado como 2 m.

O valor de q_s é obtido da equação 13.11, dado que $x < nh$.

$$q_s = n\gamma h^2 / 2x = 30.3 \text{ kN/m}^2.$$

Por isso, o valor da capacidade final do solo é determinado como:

$$q_u = N_c C_{u0} + q_s = 72.7 \text{ kN/m}^2$$

A carga aplicada pelo aterro é determinada de acordo com a equação 13.12.

$$q_a = \gamma [BH + n(H^2 - h^2)] / b + [Q_s B / b] = 48.2 \text{ kN/m}^2$$

O fator de segurança é determinado de acordo com a equação 13.13.

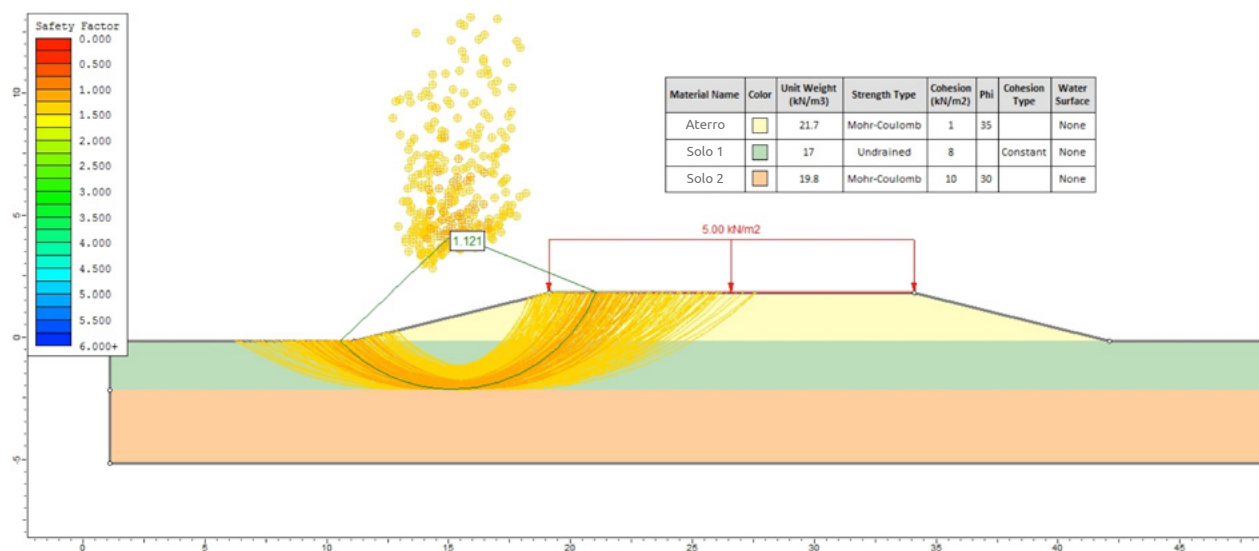
$$FS_{cp} = q_s / q_a = 1.51$$

O fator de segurança acima de 1.5 é considerado adequado.

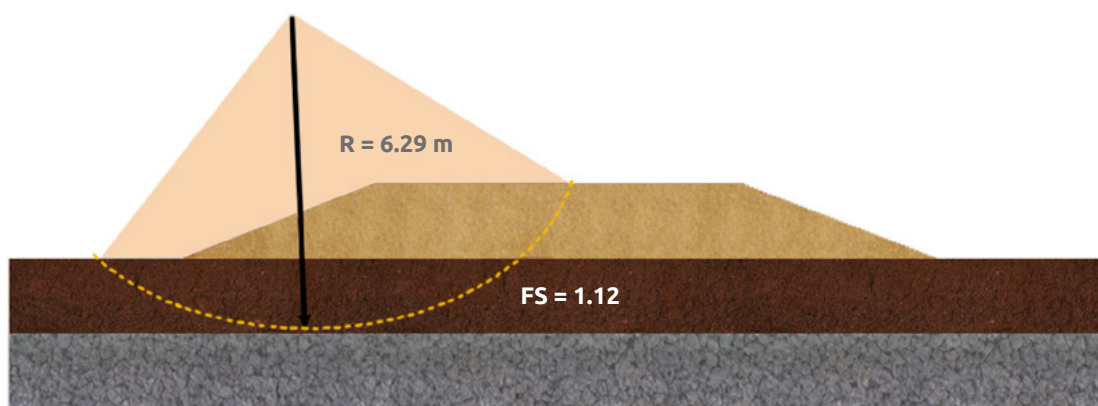
2. Verificação de falha rotacional de base

A seguir, calcula-se o fator de segurança da falha rotacional de base sem reforço.

Observação: o valor mínimo do fator de segurança no final da construção deve ser 1.3. É recomendável utilizar um programa de estabilidade de taludes.



▲ Figura 13.13 | Análise de estabilidade do aterro sem reforço.



▲ Figura 13.14 | Cunha de falha a ter em conta para o projeto.

Uma vez realizado o programa de estabilidade de taludes, realizam-se os seguintes cálculos tendo como dados de entrada a geometria da superfície de falha mostrada no programa.

$$FS = 1.12 \rightarrow \text{Sem reforço}$$

$$FS_{\text{req}} = (M_R + T_g * R) / M_D \geq 1.3$$

$$R = 6.29 \text{ m}$$

$$M_R = (\sum c_u * L) * R \text{ (Momento Resistente)}$$

$$M_R = (8.0 \text{ KPa} * 12.69 \text{ m}) * 8.49 \text{ m}$$

$$M_R = 862 \text{ KN}$$

$$X = 2.05 \text{ m}$$

$$M_D = W * x \text{ (Momento desestabilizante)}$$

$$M_D = 19.10 \text{ m}^2 * 21.7 \text{ KN/m}^3 * 2.05 \text{ m}$$

$$M_D = 849.0 \text{ KN}$$

$$FS_{\text{req}} = 1.3$$

$$\Sigma M_R / \Sigma M_D = (862.3 + T_g * 6.29) / 849 = 1.3$$

Resolvendo T_g , a magnitude do reforço é obtida para a base do aterro:

$$T_g = 39.0 \text{ KN/m}$$

$$T_{\text{adm}} = T_{\text{ult}} / FS$$

$$FS = FS_{\text{ID}} * FS_{\text{FL}} * FS_{\text{DQB}}$$

$$FS = 1.2 * 2.5 * 1.0 = 3.0$$

Geotêxtil Tecido T2400:

$$T_{\text{ult}} = 40 \text{ KN/m (Ver Apêndice A: especificações de produtos)}$$

$$T_{\text{adm}} = 40.0 / 3.0$$

$$T_{\text{adm}} = 13.3 \text{ KN/m}$$

$$N = 39.0 / 13.3$$

$$N = 3.0 \rightarrow 3 \text{ reforços}$$

Geotêxtil Tecido TR4000:

$$T_{\text{ult}} = 65 \text{ KN/m (Ver Apêndice A: especificações de produtos)}$$

$$T_{\text{adm}} = 65.0 / 3.0$$

$$\begin{aligned}T_{adm} &= 21.6 \text{ KN/m} \\ N &= 39.0 / 21.6 \\ N &= 1.80 \rightarrow 2 \text{ reforços}\end{aligned}$$

As camadas devem estar espaçadas em 0.20 m, aproximadamente.

Adicionalmente, devem-se fazer cálculos de recalques, procedimento construtivo, seguimento durante o procedimento construtivo (Método Observacional).

O software de estabilidade de taludes, como o utilizado para as modelações realizadas no exemplo, também permite a inclusão de Geossintéticos; deve ser levado em consideração que a variável de resistência última a ser incluída deve ser afetada pelos fatores de segurança de acordo com a Equação 13.1.

3. Recalques

Os recalques elásticos são calculados de acordo com a equação 13.19:

$$S_e = \Delta P / E_U = 48.2 / 800 = 0.06\text{m}$$

No caso dos recalques por consolidação, calculam-se, de acordo com a equação 13.20, considerando o solo normalmente consolidado. No cálculo da pressão P_0 , ela é realizada para a profundidade média do estrato deformável (1m).

$$S_c = [C_c / (1+e_0)] D \text{Log}_{10} [(P_0+\Delta P)/P_0] = 0.27\text{m}$$

Por isso, os recalques totais esperados serão de 33 cm sob o aterro.

13.6 Bibliografia

- ◆ KOERNER R.M., Designing With Geosynthetics, 5 ED., U.S.A., 2005.
- ◆ HOLTZ R., Geosynthetic Engineering, 1997.
- ◆ CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION, Soil Reinforcement With Geotextiles.
- ◆ PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3 ED, São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

- ◆ Avesani Neto, J.O. Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria de capacidade de carga de solos reforçados com Geocélulas. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, 2013.
- ◆ Peck Ralph Brazelton, Walter Edmund Hanson, and Thomas Hampton Thornburn. Foundation engineering. Vol. 10. New York: Wiley, 1974.



Capítulo 14

REFORÇO DE
Fundações Rasas

14.1 Introdução

Fazer a fundação de estruturas sobre solos moles acarreta baixas capacidades de carga e recalques excessivos que podem causar alguns problemas como danos estruturais, redução da vida útil e possíveis inconvenientes com a operacionalidade das estruturas assentadas. Tradicionalmente, uma das soluções mais utilizadas consiste no melhoramento ou reforço do terreno mediante a substituição de espessuras importantes do solo de fundação por materiais granulares de boas características geomecânicas, algumas vezes complementando essa solução com o aumento de dimensões da fundação.

Com a aparição dos Geossintéticos, passou-se à inclusão destes como elementos de reforço do material granular do melhoramento, criando uma alternativa de solução mais benéfica para o aumento da capacidade de carga do solo, proporcionando uma melhor distribuição de esforço sob a zona do solo reforçado, reduzindo o potencial de recalques diferenciais e resultando em uma alternativa mais econômica ao serem reduzidas as espessuras do melhoramento.

A solução combinada de material granular reforçado com Geossintéticos, especificamente de Geotêxteis Tecidos e Geogrelhas Biaxiais para essa aplicação pode, além de diminuir os recalques diferenciais, diminuir os deslocamentos horizontais e verticais; não obstante, não se deve considerar a diminuição dos recalques por consolidação primária e secundária.

Durante os últimos 30 anos, o uso de solos reforçados com Geossintéticos para melhorar a capacidade de carga de fundações superficiais tem sido um tema de grande interesse. Um projeto adequado de camadas de Geossintético de alta resistência à tração, colocadas na fundação de uma estrutura, permite desenvolver um reforço à tração de tal maneira que o fator de segurança contra a ruptura por conta da carga da estrutura aumente até um valor confiável.

Nesse capítulo, apresenta-se uma metodologia de projeto recomendada para o projeto de solos reforçados como melhoramento de fundações rasas baseado na literatura técnica e incluindo especialmente a solução de projeto racional apresentada por Binquet e Lee, pioneiros no aprofundamento da investigação do comportamento do melhoramento de fundações com solos reforçados.

14.2 Generalidades

O uso de solos reforçados no melhoramento da capacidade de carga em fundações superficiais tem sido de bastante interesse já muito tempo, o que tem levado ao desenvolvimento de estudos experimentais, numéricos e analíticos que permitam investigar o comportamento de diferentes tipos de solo de fundação reforçados. Talvez tenham sido Binquet e Lee em 1975 os que começaram a se aprofundar no referido estudo, seguido de outros, entre os quais se registram Huang e Tatsuoka 1990 e Kurian et al 1997. Essas investigações buscam a determinação de parâmetros e variáveis que poderiam contribuir com a determinação da relação de capacidade de carga BCR (Bearing capacity ratio), que é definida como a relação entre a capacidade de carga do solo reforçado com a do solo de fundação sem reforço.

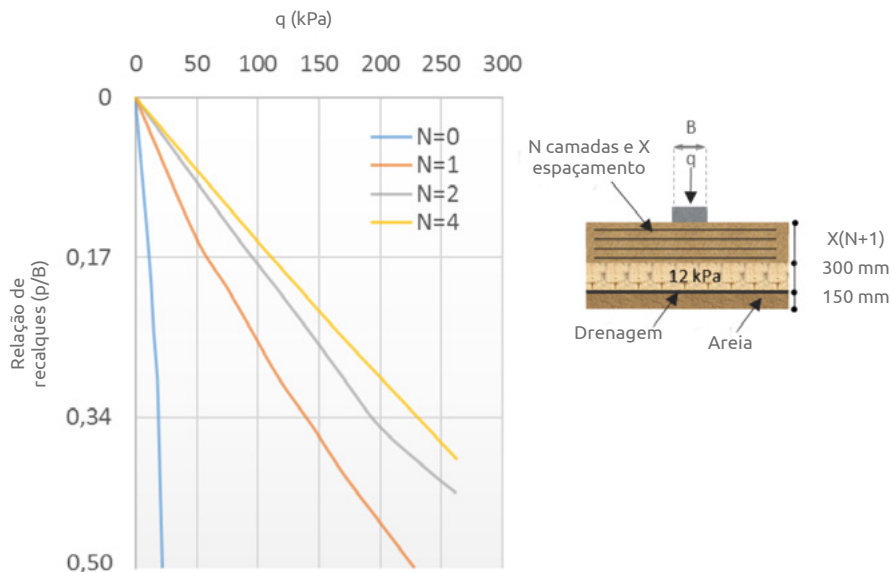
O primeiro estudo experimental é o de Binquet e Lee (1975), no qual foi estudado o melhoramento da capacidade de carga de areias compressíveis utilizando tiras metálicas, encontrando um melhoramento importante. Além disso, mostrou-se ser uma solução mais econômica, ao menos inicialmente, pois devido ao efeito de corrosão que atingia as tiras metálicas em médio e longo prazo, os benefícios econômicos eram reduzidos. Felizmente, com o uso dos Geossintéticos, o efeito desfavorável da corrosão foi eliminado por completo.

Conforme descrito na literatura, distinguem-se dois mecanismos de reforço fundamentais que contribuem para o aumento da capacidade de carga de fundações em solo reforçado, o efeito do confinamento ou restrição lateral e o efeito de membrana.

Além das análises de equilíbrio limite que foram desenvolvidas com base em mecanismos de falha propostos para solos de fundação reforçados, buscando gerar novas fórmulas de capacidade de carga que considerem o efeito de confinamento e de membrana dos reforços, Schlosser et al (1983) apontaram que o desempenho de sapatas sobre fundações de solo reforçado, são muitos similares ao de uma sapata sobre uma fundação não reforçada com uma profundidade de embutimento adicional igual à profundidade da zona reforçada, efeito que foi denominado "deep footing".

O Geosynthetic Research Institute realizou estudos laboratoriais empregando solos de fundação finos, com saturações acima do limite plástico, nas quais se aplicou um reforço com diferente número de camadas de Geotêxtil Tecido. Tal como se observa na Figura 14.1, correspondente a uma fundação reforçada com Geotêxtil sobre argila mole saturada, quanto maior o número de camadas de Geotêxtil de reforço, maior aumento na capacidade de carga da fundação. Também se observa que, com maior recalque, aumenta-se a capacidade de suporte; isso se deve ao fato de que o Geossintético desenvolve mais tração em certos níveis de deformação. Considerando um esforço prévio do Geotêxtil

seria vantajoso para eliminar a deformação exigida antes que um melhoramento importante seja observado; sem dúvida, ainda não se tem conhecimento de um método que permita fazê-lo a um custo razoável.



▲ Figura 14.1 | Prova de carga de fundação reforçada com Geotêxtil.

Embora permaneça a necessidade de continuar investigando o comportamento dos solos de fundação reforçados, o projeto deveria considerar, então, o melhoramento da capacidade de carga apenas quando ocorre um recalque relativamente alto. Nesse caso, seria preciso considerar no projeto que as Geogrelhas, como elemento de reforço, desenvolvem sua resistência máxima à menor alongamento devido à sua rigidez, sempre e quando se trata de Geogrelhas Extrudadas em interação com materiais granulares que permitam desenvolver um travamento adequado dos agregados.

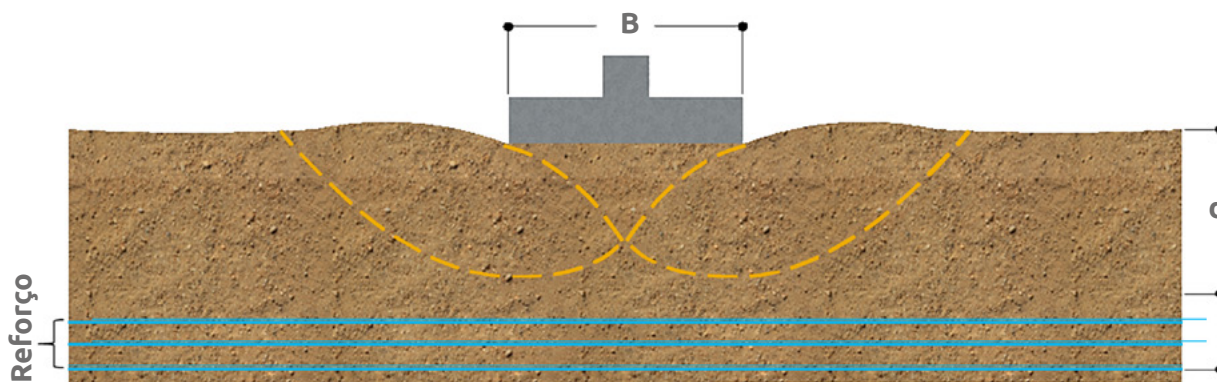
Em conformidade com as investigações, melhores resultados no reforço dependem de sua disposição nas proximidades da fundação e que esta se localiza a certa profundidade de influência, além da qual não se obtém grandes benefícios, o que significa que o valor do BCR tenderia a ser constante a partir de certo número de camadas de reforço.

14.3 Métodos típicos de falha em solos de fundação reforçados

Identificaram-se quatro modos de falha fundamentais por capacidade de carga em solos de fundação reforçados, em sua maioria associados à profundidade em que esteja situada a primeira camada de reforço. A seguir, definem-se esses modos de falha.

14.3.1 Falha sobre a primeira camada de reforço

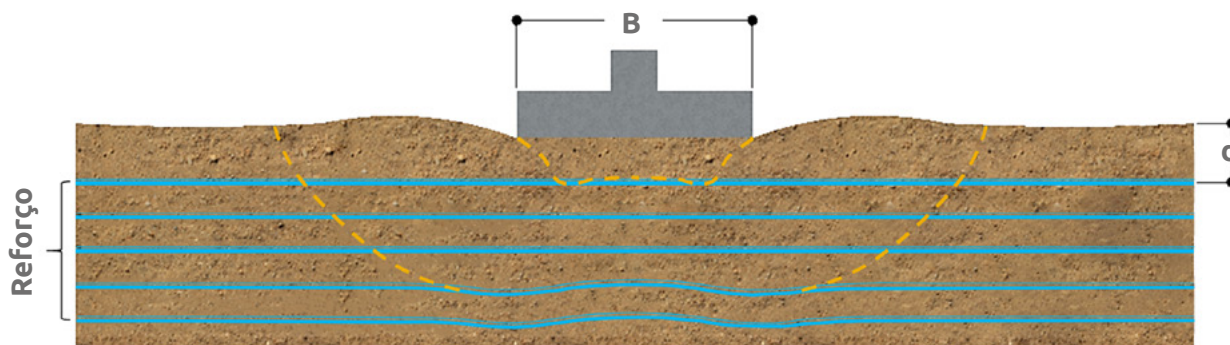
Esse tipo de falha por capacidade de carga ocorre geralmente quando a primeira camada de reforço está colocada a uma profundidade d maior que $2/3$ de B , onde B é a largura da fundação. Nesse caso, a superfície de falha se desenvolve dentro do material de melhoramento sem reforço, e sua capacidade de suporte será avaliada da mesma maneira para os solos de fundação não reforçados.



▲ Figura 14.2 | Falha por cisalhamento acima do reforço.

14.3.2 Falha por tração no material de reforço

Essa falha ocorre diretamente sobre o solo reforçado e deverá considerar que as propriedades mecânicas do Geossintético de reforço sejam capazes de suportar os esforços que a fundação transmitirá, sem gerar sobre-esforços de tração nesses elementos de reforço. Nesse caso, os elementos de reforço estão dispostos próximos do nível de fundação e a superfície de falha se desenvolve, em sua maior parte, dentro do solo reforçado.

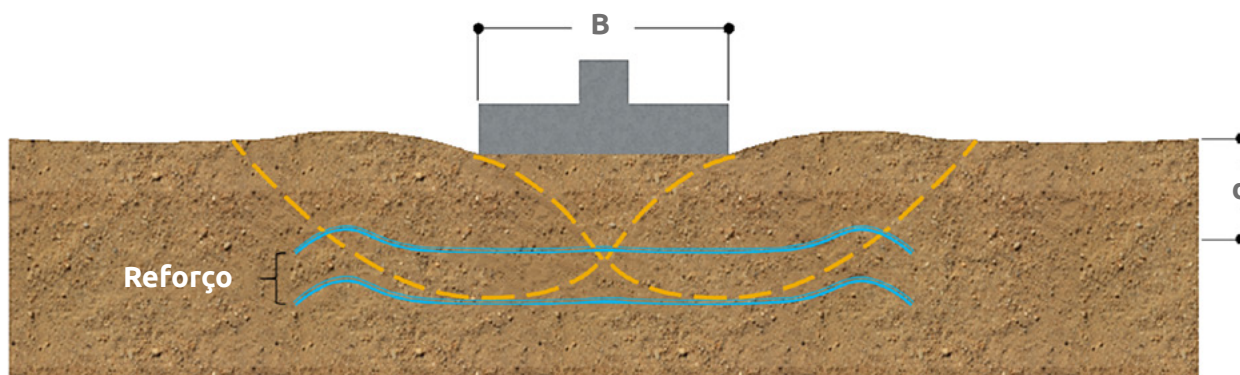


▲ Figura 14.3 | Falha por tração do material de reforço.

14.3.3 Falha por arrancamento

A falha por arrancamento se apresenta quando o comprimento de ancoragem além da superfície de falha considerada é insuficiente. A força resistente nesse caso é determinada a partir do coeficiente de atrito entre o solo de melhoramento e o Geossintético.

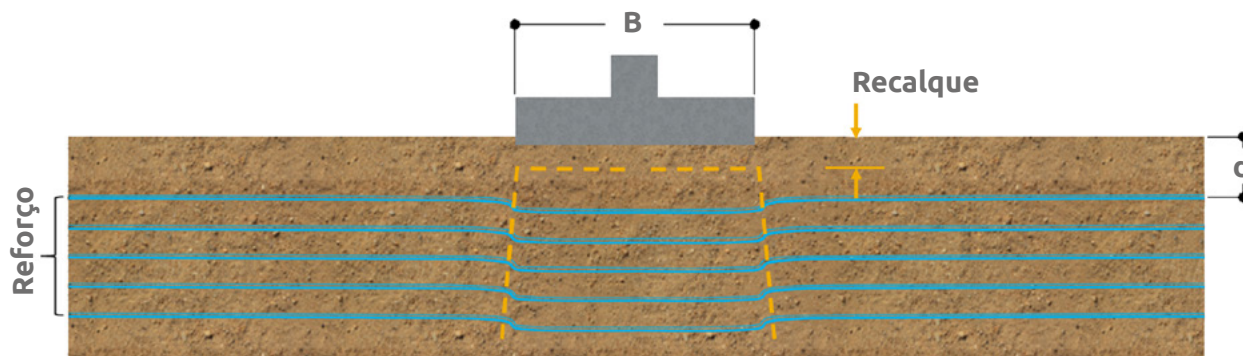
Nesse sentido, deverá ser considerado, na eleição do Geossintético, a disponibilidade de um material que permita o desenvolvimento adequado da resistência de arrancamento na interface solo-Geossintético. As Geogrelhas, além de terem seu uso limitado exclusivamente a Geogrelhas Extrudadas que garantem uma resistência similar em nós e bordas, deverão estar acompanhadas de um material que gere travamento, a fim de requerer comprimentos de ancoragem adequados. De maneira semelhante, o material que acompanhe o Geotêxtil de reforço deverá garantir que se desenvolva o atrito na interface solo-Geossintético, o que, na realidade, é mais fácil de obter com uma diversidade de materiais.



▲ Figura 14.4 | Falha por arrancamento.

14.3.4 Falha por creep

A falha por fluência ou creep refere-se à deformação do material de reforço com o tempo, devido à aplicação de uma carga constante ou repetitiva e que é menor que a resistência última do material. Demonstrou-se que o fenômeno de creep para Geossintéticos é reduzido ao se quantificar as deformações em condição confinada; sem dúvida, recomenda-se utilizar fatores de redução na resistência do projeto do material que minimizem o efeito desse fenômeno na fundação, controlando, assim, os recalques que possam ser gerados.



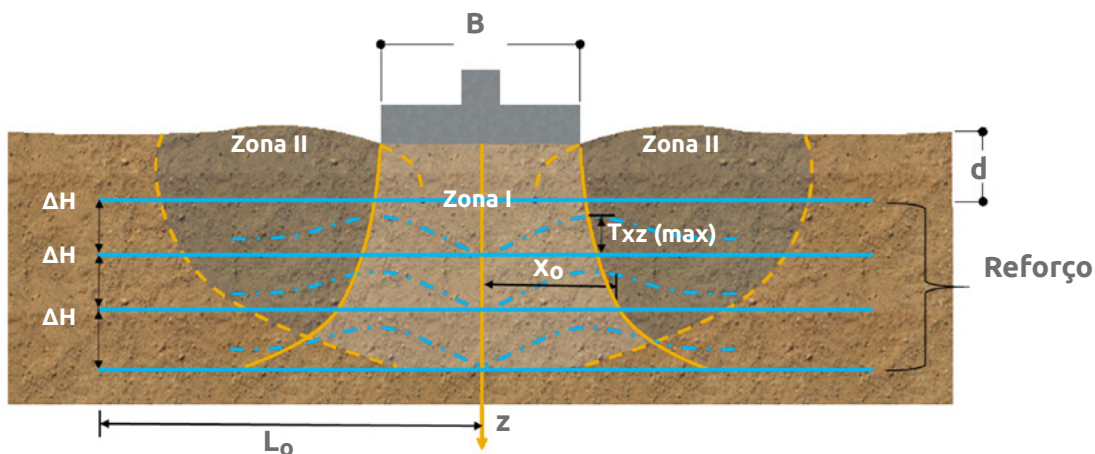
▲ Figura 14.5 | Falha do material por fluência.

14.4 Solução de projeto

Levando em conta a generalidade que apresenta os estudos de Binquet e Lee em relação a outros mais recentes, acolhemos sua proposta para inclui-la na metodologia de projeto recomendada nesse documento. A seguir, descrevem-se os fatores do projeto considerados nos estudos de Binquet e Lee para solos de fundação reforçados.

14.4.1 Superfície de falha

Partindo do fato de que a superfície de falha será localizada dentro do solo reforçado, caso no qual d/B é menor que $2/3$, a figura 14.6 mostra uma condição idealizada para o desenvolvimento da superfície de falha no solo reforçado.



▲ Figura 14.6 | Mecanismo de falha em fundações reforçadas.

A superfície de falha consta de duas zonas: A Zona I, localizada abaixo da fundação, forma uma cunha devido ao recalque que é gerado pela aplicação da carga e a Zona II se localiza nas costas da Zona I, na qual o solo é empurrado para fora e para cima.

Os pontos que definem o limite entre as zonas I e II são obtidos como o resultado da localização do esforço de cisalhamento máximo devido à aplicação da carga na fundação, para uma dada profundidade.

O esforço de cisalhamento T_{xz} é o esforço desenvolvido em uma profundidade e z a uma distância x medida desde o eixo de fundação. Integrando a equação de Boussinesq, o esforço de cisalhamento calcula-se da seguinte maneira:

$$T_{xz} = \frac{4 b q_R x z^2}{\pi [(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4 b^2 z^2]} \quad (\text{Eq. 14.1})$$

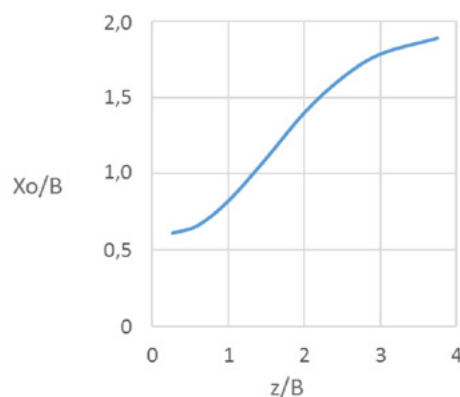
Onde:

b = Largura média da fundação ou $B/2$.

B = Largura da fundação.

q_R = Carga por área unitária da fundação.

O limite exterior da zona I refere-se aos pontos onde o valor do esforço de cisalhamento é máximo para uma profundidade z . X_0 é a distância na qual o esforço de cisalhamento é máximo para uma profundidade dada; essa distância é variável e pode ser calculada mediante a figura 14.7.



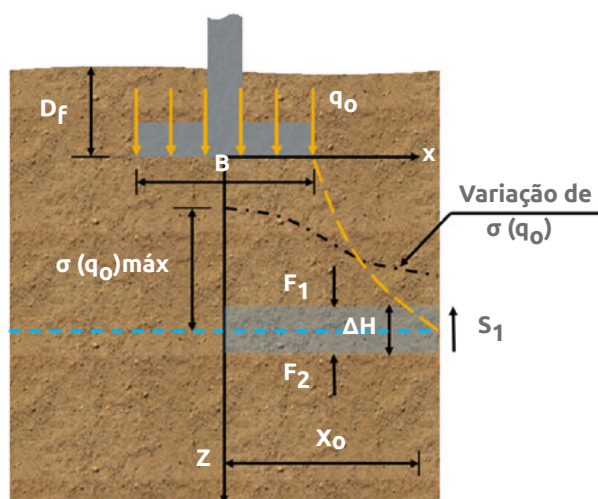
▲ *Figura 14.7 | Localização do esforço de cisalhamento para uma profundidade z , dado uma largura de fundação B .*

14.4.2 Forças atuantes sobre o elemento de reforço

A determinação das forças a que estará submetido o reforço Geossintético em uma fundação reforçada é realizada partindo da hipótese em que uma fundação não reforçada e uma reforçada terão o mesmo recalque S_e .

Em conformidade com o anteriormente exposto, considerem-se as forças presentes sobre uma camada de solo ΔH , não reforçada e reforçada, localizada a uma profundidade z da fundação. A sapata corrida conta com uma largura B e se situa em uma profundidade de deslocamento D_f .

Tal como é exibido na figura 14.8, no caso não reforçado as forças presentes são F_1 y F_2 , ambas verticais, e S_1 a força de cisalhamento máxima localizada a uma distância X_0 . Para esse caso, a sobrecarga aplicada pela fundação, q_0 , corresponde à carga admissível por área unitária da fundação.

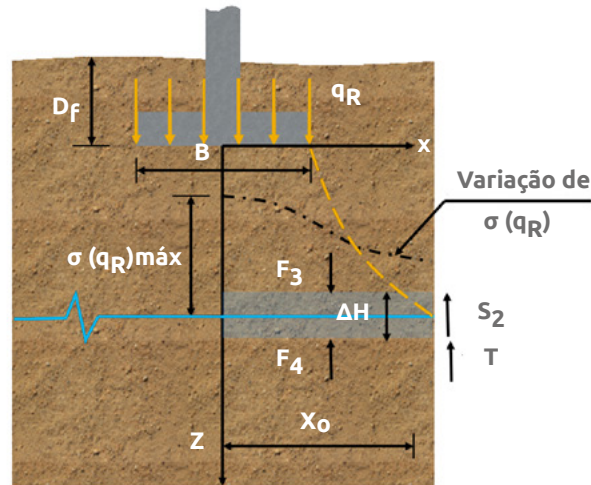


▲ Figura 14.8 | Forças atuantes em fundações não reforçadas.

Assim, por equilíbrio tem-se que:

$$F_1 - F_2 - S_1 = 0 \quad (\text{Eq. 14.2})$$

De outro lado, no caso da fundação reforçada (Figura 14.9), as forças verticais são F_3 y F_4 , S_2 a força de cisalhamento máxima e T é a força desenvolvida pela camada de fundação. T é vertical devido à hipótese da deformação do reforço. Nesse caso de sobrecarga, q_R , corresponde à carga aplicada por área unitária da fundação, considerando o reforço do solo.



▲ Figura 14.9 | Forças atuantes em fundações reforçadas.

Assim, por equilíbrio tem-se, nesse caso, que:

$$F_3 - F_4 - S_2 - T = 0 \quad (\text{Eq. 14.3})$$

Retomando a hipótese na qual os recalques são semelhantes no caso reforçado e não reforçado, tem-se que $F_2 = F_4$. Em conformidade com isso, resolvendo F_2 da Eq. 12 e substituindo na Eq. 14.3, tem-se:

$$T = F_3 - F_1 - S_2 + S_1 \quad (\text{Eq. 14.4})$$

A magnitude das forças F_1 para o caso não reforçado, e F_3 no caso com reforço, são causadas pelo esforço vertical gerado pela aplicação das cargas q_0 e q_R , respectivamente. Essas forças, então, são calculadas como a área sob a curva da função do esforço vertical entre 0 e X_0 .

$$F_1 = \int_0^{X_0} \sigma(q_0) dx \quad (\text{Eq. 14.5})$$

$$F_3 = \int_0^{X_0} \sigma(q_R) dx \quad (\text{Eq. 14.6})$$

S_1 e S_2 calculam-se a partir dos esforços de cisalhamento em uma profundidade z e a uma distância X_0 desde o eixo de fundação, causados pelas cargas q_0 y q_R .

$$S_1 = T_{xz}(q_0) \Delta H \quad (\text{Eq. 14.7})$$

$$S_2 = T_{xz}(q_R) \Delta H \quad (\text{Eq. 14.8})$$

Integrando e simplificando a solução de Bousinesq, tem-se as seguintes equações:

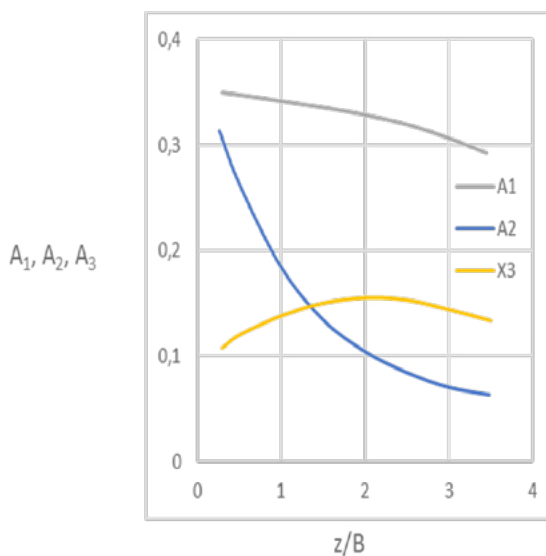
$$F_1 = A_1 q_o B \quad (\text{Eq. 14.9})$$

$$F_3 = A_1 q_R B \quad (\text{Eq. 14.10})$$

$$S_1 = A_2 q_o \Delta H \quad (\text{Eq. 14.11})$$

$$S_2 = A_2 q_R \Delta H \quad (\text{Eq. 14.12})$$

Onde A_1 e A_2 são coeficientes dados em função da profundidade z e o comprimento da fundação B . Esses coeficientes podem ser determinados a partir do ábaco da figura 14.10.



▲ *Figura 14.10 | Variação de A_1 , A_2 , A_3 no que diz respeito a z/B .*

Substituindo as equações Eq.14.9 a Eq. 14.12 na equação Eq. 14.4, obtém-se:

$$T = q_o (q_R / q_o - 1) (A_1 B - A_2 \Delta H) \quad (\text{Eq. 14.13})$$

Devido ao fato de que essa equação se desenvolve para apenas uma camada de reforço, se há N camadas de reforço sob a fundação, separadas a uma distância ΔH , a força T calculada nesse caso é:

$$T_{ult} = T / N \quad (\text{Eq. 14.14})$$

Combinando as equações Eq. 14.13 e Eq. 14.14, a equação para o cálculo da força a que é submetido o reforço é a seguinte:

$$T_{(N)} = 1 / N [q_o (q_R / q_o - 1) (A_1 B - A_2 \Delta H)] \quad (\text{Eq. 14.15})$$

Onde:

$T_{(N)}$ = Tensão desenvolvida sobre cada camada de reforço por unidade de comprimento da fundação.

N = Número de camada de reforço na fundação.

q_0 = Carga admissível por área unitária da fundação.

q_R = Carga aplicada por área unitária da fundação.

A_1 = Fator para o cálculo de forças verticais no solo.

A_2 = Fator para o cálculo de forças de cisalhamento no solo.

B = Largura da fundação.

ΔH = Separação vertical entre as camadas de reforço.

Calculada a resistência à tração exigida por cada camada do elemento de reforço, deverá ser selecionada aquela cuja tração admissível cumpra com a exigida.

14.4.3 Resistência ao arrancamento

A resistência ao arrancamento F_B é obtida da resistência por atrito entre o solo e o reforço. Sabe-se que a força de fricção por comprimento unitário da fundação que se opõe ao arrancamento do reforço a qualquer profundidade z é dada pela expressão Eq. 14.16.

$$\begin{aligned} F_B &= 2 \tan \delta [\text{Fuerza Normal}] \\ &= 2 \tan \delta \left[(\text{LDR}) \int_{L_0}^{x_0} (q_R) dx + (\text{LDR}) \gamma (L_0 - X_0) (z + D_f) \right] \end{aligned} \quad (\text{Eq. 14.16})$$

Onde:

δ = Ângulo de atrito entre o Geossintético e o solo (ASTM D 5321).

LDR = Razão de densidade linear do reforço.

γ = Peso específico do solo.

L_0 = Distância na qual o esforço $\sigma(q_R)$ é igual a $0.1 q_R$.

D_f = Profundidade de embutimento da fundação.

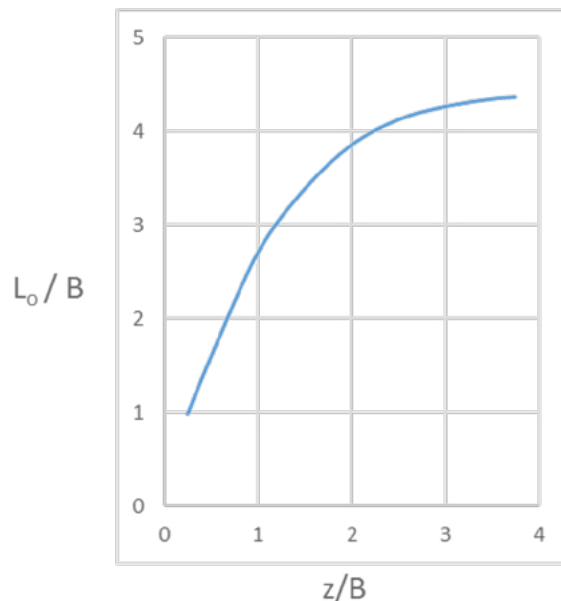
A força normal compõe a força gerada pela dissipação da carga de fundação e a força gerada devido à pressão normal do solo na profundidade de reforço.

A razão de densidade linear do reforço LDR para o caso de Geotêxteis é igual a 1 devido ao fato de o Geotêxtil cobrir toda a área de reforço. Para o caso de Geogrelhas, apesar de elas não cobrirem uma área de forma constante devido a sua estrutura de malhas e aberturas, o reforço deve-se em grande parte ao travamento dos agregados entre suas aberturas, motivo pelo qual nos termos de densidade de reforço a Geogrelha se encontra muito próxima à unidade e, por isso, o valor de projeto é igual a 1. É digno de nota que, se as Geogrelhas são acompanhadas de materiais cujo tamanho de partículas não gera travamento com o Geossintético, a razão de densidade linear é reduzida consideravelmente. Simplificando o termo integral na Eq. 14.16, a equação é a seguinte:

$$F_B = 2 \tan \delta (\text{LDR}) [A_3 B q_o (q_R / q_o) + \gamma (L_o - X_o) (z + D_f)] \quad (\text{Eq. 14.17})$$

Onde A_3 está expressa em função da profundidade e a largura da fundação e pode ser determinado a partir do ábaco da figura 14.10.

L_o , correspondente à distância à qual o esforço $\sigma (q_R)$ é igual a $0.1 q_R$, pode ser determinado em função da profundidade e largura da fundação mediante o ábaco mostrado na figura 14.11.



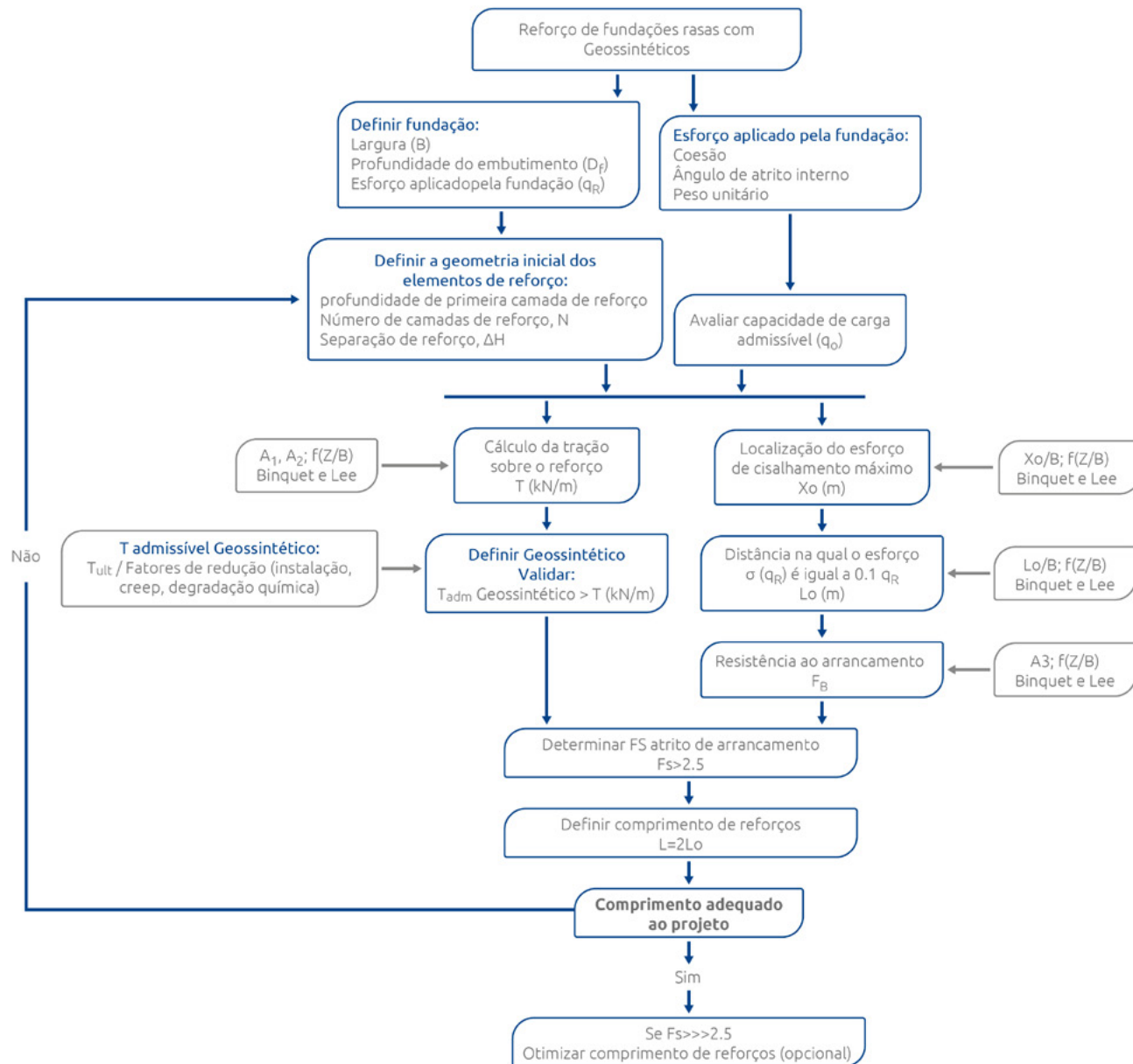
▲ Figura 14.11 | Variação de L_o/B no que diz respeito a z/B .

Finalmente, o fator de segurança contra o arrancamento do reforço é obtido tal como é indicado pela equação Eq.14.18 e deve ser superior a 1.5.

$$FS_p = \frac{F_B}{T(N)} \geq 1.5 \quad (\text{Eq. 14.18})$$

14.5 Metodologia de projeto de fundações reforçadas

Na Figura 14.12 indica-se que a metodologia recomendada para o projeto do reforço Geossintético em fundações rasas superficiais. Essa metodologia leva em conta as soluções de análise oferecidas por Binquet e Lee para a determinação dos esforços de tração sobre os elementos de reforço e da força de atrito desenvolvida pelos reforços.



▲ Figura 14.12 | Diagrama de fluxo - projeto de reforço de fundações com Geossintéticos.

Como se mencionou, a inclusão de reforços Geossintéticos surge da necessidade de aumentar a capacidade de carga admissível do solo de fundação q_0 , a fim de suportar adequadamente a carga que será transmitida pela fundação, q_R , conforme as exigências do projeto. Por isso, o reforço Geossintético deverá assumir, pelo menos, a diferença exigida entre a capacidade de carga admissível do solo de fundação não reforçado, q_0 , e o esforço que a fundação transmitirá, q_R .

A capacidade de carga admissível do solo de fundação, parâmetro de entrada no projeto, poderá ser determinada utilizando a metodologia de avaliação de capacidade de carga que melhor se ajuste ao perfil de solos e às condições de falha esperadas. No módulo de projeto para o reforço de fundações, incluído no software Geosoft, que acompanha esse documento, realiza-se uma análise de referência da capacidade de carga admissível, empregando a equação geral de capacidade de carga de Terzagui para fundações corridas ou contínuas (Eq. 14.19), os resultados dessa análise podem ser utilizados no projeto ou poderão ser ajustados segundo a metodologia que tenha sido definida.

$$q_{ult} = cN_c \cdot qN_q \cdot \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Eq. 14.19})$$

Onde:

Os fatores de capacidade de carga são: N_c , N_q , N_γ

$$N_c = (N_q - 1) \cot \theta \quad (\text{Eq. 14.20})$$

$$N_q = \frac{e^2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) \tan \theta}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right)} \quad (\text{Eq. 14.21})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \theta) \quad (\text{Eq. 14.22})$$

Tal como mostra o diagrama de fluxo, o projeto dos reforços Geossintéticos é focado no cumprimento de dois critérios fundamentais sobre tais elementos de reforço: A tração e a força de arranque ou arrancamento. Para isso, faz-se necessário estabelecer, desde o começo das análises, um número adequado de camadas de reforço, sua separação e a profundidade na qual será instalada a primeira camada sob o nível da fundação.

Como indicam os resultados das investigações de diferentes autores, a distribuição dos reforços e a profundidade até que se estenda a camada reforçada tem alta incidência nos resultados sobre o

aumento da capacidade de suporte. De acordo com isso e as recomendações encontradas, a localização mais efetiva do reforço com Geossintéticos se produz quando a profundidade da camada superior satisfaz $d < 2/3$ de B; uma profundidade maior pode implicar que a falha da fundação se dê sobre a camada do solo não reforçada, tal como foi apresentado na figura 14.2.

A seleção da separação das camadas de reforço deverá considerar, além da inclusão de um número de camadas de Geossintético de reforço em conformidade com o requisito de resistência que se busca adicionar à capacidade de suporte da fundação, uma separação tal que seja uniforme, construtivamente viável e que pode ser compactada adequadamente.

De sua parte, o número de camadas de reforço deverá levar em consideração que a espessura reforçada seja suficientemente eficaz para contribuir proveitosamente para o aumento da capacidade de carga da fundação. Nesse sentido, para a localização da camada mais baixa do reforço, deve-se ter em conta o bulbo de pressão da fundação, o que leva alguns autores a recomendar que a menor camada de reforço fique a uma distância menor ou igual a $2B$, além dessa profundidade em geral a contribuição para o aumento da capacidade de carga é substancialmente menor. Em geral, o número de camadas de reforço para as bases de fundações não deve ser maior que 7.

Sendo conhecido o esforço que transmitirá a fundação, q_R , e determinadas a capacidade de carga admissível do solo de fundação e a distribuição dos reforços Geossintéticos, utilizando as soluções de projeto oferecidas por Biquet e Lee, será determinada a tração sobre cada elemento de reforço (T) e o comprimento mínimo destes, de tal forma que a resistência por atrito do reforço Geossintético, F_B , cumpra com um fator de segurança mínimo de 2.5. no arranque ou arrancamento.

A seleção do Geossintético será realizada de tal maneira que a resistência admissível deste seja igual ou maior que a tração atuante sobre o elemento de reforço. A resistência à tração admissível dos Geossintéticos deverá ser avaliada ao afetar a resistência última dos Geossintéticos pelos fatores de redução por instalação, degradação química, degradação biológica e creep, conforme se indica nas Eq. 14.23 e Eq. 14.24.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} \quad (\text{Eq. 14.23})$$

$$FS = FR_{ID} \times FR_{FL} \times FR_{DQB} \quad (\text{Eq. 14.24})$$

Onde:

T_{ult} = Resistência última do Geotêxtil ou Geogrelha pelo método Faixa Larga.

T_{adm} = Resistência à tração admissível do Geotêxtil ou Geogrelha.

FR_{ID} = Fator de redução por danos de instalação.

FR_{FL} = Fator de redução por fluência ou creep.

FR_{DQB} = Fator de redução por degradação química e biológica.

Os fatores de redução do material de reforço devem ser selecionados segundo as condições do projeto e as Tabelas 3.1. e 3.2. do presente manual.

O comprimento mínimo dos reforços poderá ser otimizado quando se obtiverem fatores de segurança suficientemente altos; sem dúvida, a distância mínima de incrustação não poderá ser menor que 0.50 m. Além disso, recomenda-se unificar comprimentos de reforço para fins de facilidade construtiva. Por outro lado, recomenda-se complementar o projeto de reforço de fundações as respectivas análises de assentamentos totais e diferenciais, toda vez que tais critérios de deformação resultem ser, em certas ocasiões, o critério de falha crítico no projeto da fundação, levando em conta, além disso, que a inclusão de reforço não reduz os assentamentos além do efeito que produz a substituição de material na espessura do melhoramento.

Finalmente, mostra-se conveniente incluir sistemas de subdrenagem que evitem ou limite a saturação dos materiais na espessura do melhoramento reforçado, de tal maneira que as propriedades geomecânicas do material reforçado não sejam alteradas negativamente.

14.6 Exemplo de projeto

Deseja-se reforçar com Geossintéticos o solo de fundação em que se planeja assentar uma estrutura com fundações corridas de 1.5 m de largura e profundidade de embutimento de 0.60 m. O esforço transmitido pelas fundações no solo da fundação é de 280 kPa e a capacidade de carga admissível do solo de fundação é de 94.1 kPa. As propriedades geomecânicas do solo de melhoramento são:

$$\begin{aligned}\phi &= 34^\circ \\ \gamma_T &= 19 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Estabelecer as características do reforço com Geossintéticos que cumpra com os critérios de projeto de tração e resistência ao arrancamento dos elementos de reforço, e que forneça o aumento exigido na capacidade portante.

Solução:

a. Parâmetros de entrada da fundação

Largura da fundação, $B = 1.5 \text{ m}$

Profundidade de embutimento, $D_f = 0.60 \text{ m}$.

Esforço transmitido pela a fundação, $q_R = 280 \text{ kPa}$.

b. Parâmetros de entrada do solo de fundação

Capacidade de carga admissível do solo de fundação, $q_o = 94.1 \text{ kPa}$.

c. Distribuição inicial dos elementos de reforço

Definem-se características iniciais da distribuição dos elementos de reforço, as quais deverão ser modificados se os critérios de projeto não são cumpridos.

Profundidade da primeira camada de reforço, $d = 0.40 \text{ m}$

Número de camadas de reforço, $N = 4$

Separação entre camadas, $\Delta H = 0.40 \text{ m}$

d. Resistência à tração exigida do reforço

Para cada uma das camadas de reforço consideradas, obtém-se A_1 e A_2 do gráfico de variação de z/B de Binquet e Lee (Ver Figura 14.10). Conhecidos A_1 e A_2 , determina-se o valor da tração exigida por cada Geossintético empregando a expressão Eq. 14.15. Obtém-se os valores apresentados na seguinte tabela:

Camada	z	z/B	A_1	A_2	A_3	$T \text{ (kN/m)}$
1	0.4	0.27	0.35	0.31	0.108	18.78
2	0.8	0.53	0.35	0.26	0.121	19.69
3	1.2	0.80	0.35	0.21	0.133	20.38
4	1.6	1.07	0.35	0.18	0.142	20.86

e. Seleção do Geossintético de reforço

Elege-se como Geossintético de reforço um Geotêxtil TR3000 levando em conta que este conta com uma resistência final de 58 kN/m e uma resistência admissível de 26.36 kN/m . A resistência

admissível foi determinada considerando os seguintes fatores dos fatores de redução:

- 🍃 Fator de redução por instalação= 1.1
- 🍃 Fator de redução por creep= 2.0
- 🍃 Fator de redução por degradação química e biológica= 1.0

f. Verificação da resistência ao arrancamento

Determinam-se para cada camada de reforço a localização do esforço de cisalhamento máximo, X_0 (figura 14.7) e a distância, L_0 (figura 14.11), a qual o esforço $\sigma(q_R)$ é igual a $0.1 q_R \cdot L_0$ corresponde também à metade do comprimento total do Geossintético de reforço. Essas distâncias são medidas a partir do centro da fundação e sua diferença correspondente ao comprimento de ancoragem do reforço que se opõe ao arrancamento.

Conhecidas X_0 e L_0 , determina-se a resistência por atrito do reforço Geossintético, F_B , empregando a Eq. 14.17. Os valores obtidos são os seguintes:

Camada	z	z/B	X_0/B	X_0	L_0/B	L_0	F_B	F_S
1	0.4	0.27	0.624	0.94	1.10	1.65	42.71	2.3
2	0.8	0.53	0.674	1.101	1.77	2.66	68.96	3.5
3	1.2	0.80	0.759	1.14	2.34	3.51	99.51	4.9
4	1.6	1.07	0.873	1.31	2.81	4.21	131.61	6.3

Levando em conta que o fator de segurança exigido para o critério de arrancamento é 1.5.

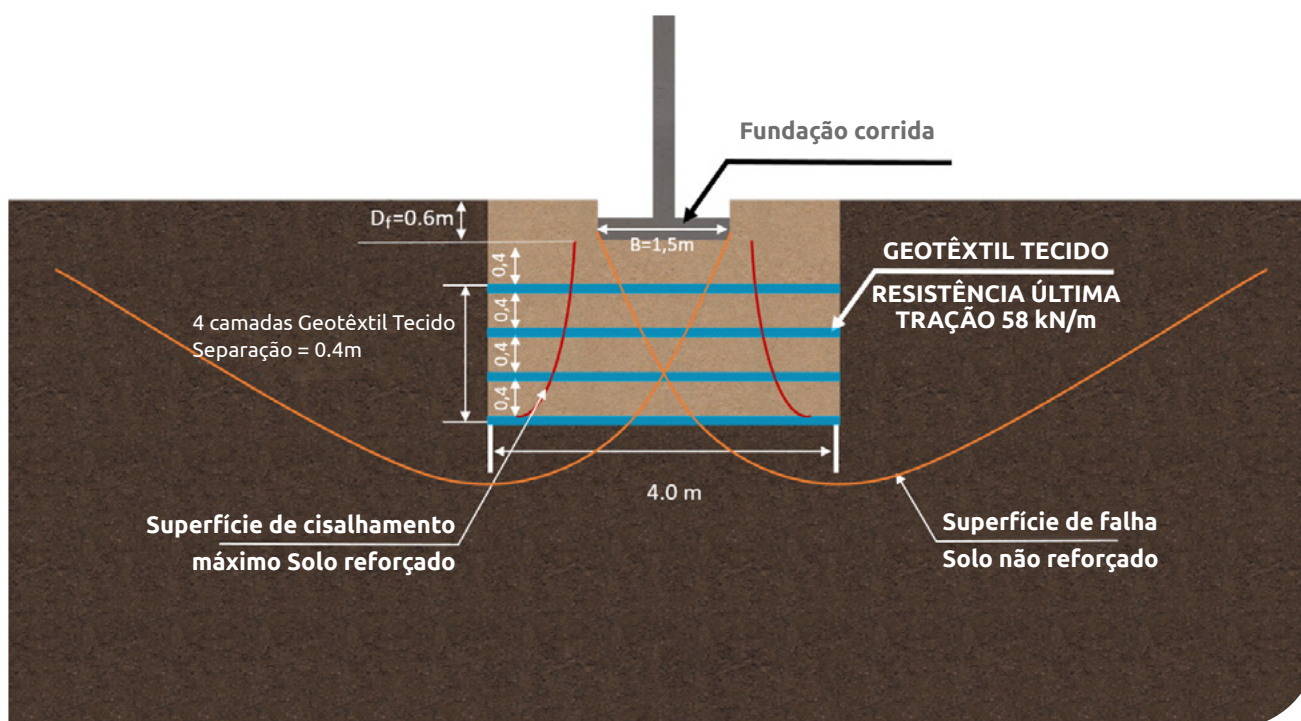
Além disso, podem-se estabelecer comprimentos menores para as camadas de reforço 2, 3 e 4, já que se obtém fatores de segurança superiores a 1.5. que podem ser otimizados e ajustados em comprimentos com certa para facilidade construtiva. Esses ajustes são efetuados utilizando as mesmas equações, mas partindo de um fator conhecido de 1.5. e calculando os comprimentos necessários, levando em consideração que em qualquer caso o comprimento mínimo de embutimento é de 0,5m.

Camada	z	z/B	X_0/B	X_0	$L_{F_s=1.5}$	L total de reforço ajustado	F_B	F_S
1	0.4	0.27	0.624	0.94	2.87	4.00	40.70	2.17

Camada	z	z/B	X ₀ /B	X ₀	L F _s =1.5	L total de reforço ajustado	F _B	F _S
2	0.8	0.53	0.674	1.101	3.02	4.00	56.24	2.86
3	1.2	0.80	0.759	1.14	3.28	4.00	62.03	3.05
4	1.6	1.07	0.873	1.31	3.62	4.00	64.46	3.09

g. Esquema do projeto

Os resultados das análises poderão ser representados em um esquema que apresente no mínimo a fundação em escala, a distribuição e o comprimento dos elementos de reforço e a resistência final e/ou admissível dos elementos de reforço necessários para a melhoria. Na seguinte figura apresenta-se o esquema do exemplo desenvolvido.



▲ Figura 14.13 | Esquema de reforço da fundação.

14.7 Bibliografia

- ◆ DAS B.M., Principios De Ingeniería De Cimentaciones, Capítulos 3 y 4, 4 ED., 2004.
- ◆ Murad Y. Abu-Farsakh. Use of Reinforced Soil Foundation (RSF) to Support Shallow Foundation.

Louisiana Transportation Research Center. 2008.

- ◆ KOERNER R.M., *Designing With Geosynthetics*, 6th ED Vol 1., U.S.A., 2012.
- ◆ Qiming Chenn, MuradAbu-Farsakh., *Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation*. Louisiana State University USA 2014.
- ◆ Hugo Egoavil Perea. *Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosintéticos*. Tesis Centro de estudios y experimentación de obras publica CEDEX, Madrid, 2012.



Capítulo 15

PROJETO COM

Geomembranas

15.1 Generalidades

As Geomembranas representam o segundo grupo mais importante de Geossintéticos em vendas, atrás apenas dos Geotêxteis. Sem dúvidas, em volume de dinheiro, as Geomembranas são as que ocupam o primeiro lugar. Seu crescimento foi estimulado por regulações governamentais, as quais, até o momento, estão apenas em desenvolvimento em nosso país. Geomembranas são mantas finas de materiais poliméricos usadas principalmente como revestimentos e coberturas de armazenamento para materiais sólidos e líquidos.

Esse tipo de Geossintéticos foi empregado em projetos tais como revestimentos de canais, reservatórios, aterros sanitários, aterros, lagoas de oxidação, piscinas de lixiviação, controle de infiltração em barragens de terra, barragens de rejeitos, lagoas, espelhos d'água, lagoas artificiais etc. Sua durabilidade é estimada de acordo com a vida útil que é especificada pelo fabricante; normalmente, para Geomembranas PEAD (polietileno de alta densidade), sua vida útil é estimada em 30 anos. Outros tipos de Geomembranas que, da mesma maneira, são geralmente utilizadas, possuem uma menor vida útil expostas à luz solar e, por isso, devem ser revestidas com solo ou material de sacrifício, como pode ser um Geotêxtil substituível.

A impermeabilização das obras de infraestrutura em diferentes campos de aplicação empregando Geomembranas sintéticas é cada dia mais frequente, já que esse sistema traz consigo vantagens econômicas, técnicas e ambientais, essas últimas consistindo em um tema de vital importância, devido as normas que foram criadas para regular o uso e manejo dos recursos naturais.



▲ Reservatório la Quinta del Puente | Santander 2011.



▲ Aterro sanitário Ocaña | Norte de Santander 2018.



▲ Lagoa de oxidação | Calarcá - Quindío 2012.

O uso de Geomembranas no projeto de barreiras impermeáveis é uma alternativa válida e, em muitos casos, se utiliza como complemento às alternativas tradicionais. O emprego desse Geossintético apresenta as seguintes características:

- ◆ São materiais homogêneos, de propriedades completamente quantificáveis.
- ◆ Sob uma instalação adequada, suas propriedades não sofrem modificações durante o processo construtivo.
- ◆ São uma alternativa mais econômica, sobretudo em projetos onde o tempo de construção é um fator importante do custo.
- ◆ Minimizam o impacto ambiental nas obras e permitem um melhor aproveitamento dos volumes disponíveis.

Devido ao fato desses sistemas serem instalados em obras de infraestrutura, onde estarão em contato direto com diferentes tipos de solo, os quais podem ter tamanhos de partícula consideráveis com superfícies angulares ou solos com superfície irregular, é possível que se gera um efeito na estrutura da Geomembrana, deteriorando, dessa maneira, a total estanqueidade do sistema quando se utiliza esse tipo de materiais.

A durabilidade de um sistema de impermeabilização com Geomembrana deverá levar em conta o projeto e a instalação de um Geossintético que a proteja, evitando os problemas mencionados e gerando um aporte à qualidade desse tipo de obras.



▲ *Canaletas Flexíveis* | *Vía Ibagué - Calarcá, Colombia, 2010.*



▲ *Planta de tratamento de águas residuais | Floridablanca – Santander 2017.*

Finalmente, para nos determos na durabilidade e a vida útil das Geomembranas, temos que remeter à experiência, onde há 15 anos as concepções originais diziam que os Geossintéticos eram fáceis de instalar, mas não durariam muito tempo. As concepções atuais alteraram-se drasticamente e têm-se experiências reais a longa vida útil e de serviço dos Geossintéticos, mas com grande preocupação na sua correta seleção e instalação. Naturalmente, os Geossintéticos devem passar pelos processos de instalação caso se pretenda que cumpram seu período de serviço.

15.2 Introdução

Esse capítulo desenvolve as metodologias mais utilizadas para projetar Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas para a proteção de Geomembranas e a espessura das Geomembranas com sua respectiva vala de ancoragem, de tal forma que se projete com os Geossintéticos mais convenientes técnica e economicamente para cada projeto.

Na metodologia de projeto para Geotêxtil de proteção avaliam-se unicamente os Geotêxteis Não Tecidos porque esses Geossintéticos apresentam uma resistência mecânica que evita que as Geomembranas sofram puncionamento, e tem um alongamento superior a 50%, o que lhes permite suportar sucessivas contrações e dilatações que a Geomembrana experimenta devido à variação térmica.

Além disso, os Geotêxteis Não Tecidos facilitam a instalação da Geomembrana quando se está na presença de lençóis freáticos, fazendo com que as obras de instalação sejam mais limpas e permitam realizar um procedimento melhor para a vedação da Geomembrana.

Outra vantagem desse tipo de Geotêxtil é que ele funciona como elemento de drenagem sob a Geomembrana, permitindo condução de gases e líquidos emergentes do subsolo, os quais poderiam afetar o alongamento inicial da Geomembrana deteriorando seu correto funcionamento.



▲ *Instalação de Geotêxtil Não Tecido para proteção de Geomembrana | Santander - 2009.*

A metodologia de projeto para a Geomembrana permite selecionar, de acordo com as suas propriedades mecânicas e físicas, a mais adequada para ser instalada como barreira impermeável, garantindo a proteção do ecossistema em cada uma de suas aplicações, como pode ser em reservatórios de água, em aterros sanitários, na coleta de resíduos gerados a partir de processos industriais, em tanques de oxidação, na impermeabilização de telhados etc.



▲ Impermeabilização de telhados | Norte de Santander - 2018.

15.3 Metodologia de projeto do Geotêxtil de proteção

A metodologia para escolher o Geotêxtil mais adequado para a aplicação de proteção se baseia na resistência ao puncionamento da Geomembrana. Nesta metodologia, determina-se a pressão que atua sobre o Geotêxtil, sob determinadas condições, e se verifica que o Geotêxtil selecionado resista ao puncionamento que possa ser gerado.

Com respeito à Geomembrana e ao material de proteção, a análise teórica demonstra que a resistência ao puncionamento da Geomembrana pode ser melhorada sob as seguintes condições:

- ◆ Ao aumentar a espessura da Geomembrana, a análise realizada por Wilson-Fahmy, Narejo e Koerner mostra que a resistência ao puncionamento aumenta linearmente com a relação à espessura. Se se aumenta a espessura de 1.5 a 2.5 mm, o aumento da resistência ao puncionamento pode ser de 1.7 vezes. Segundo isso, o aumento da espessura pode ser benéfico para a resistência ao puncionamento da Geomembrana, se a resistência da Geomembrana é próxima ao valor exigido.
- ◆ O uso de um material de proteção, nesse caso um Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas, é uma solução para o melhoramento da resistência ao puncionamento da Geomembrana. Por exemplo, a utilização do Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas com resistência ao

puncionamento CBR de 2.80 kN gerará um aumento na resistência ao puncionamento da Geomembrana entre 4 e 10 vezes, comparado com 1.7 gerado pelo aumento da espessura da Geomembrana de 1.5 a 2.5 mm.

- Além disso, com o aumento da resistência mecânica do material de proteção, a resistência ao puncionamento será aumentada de 8 a 25 vezes da Geomembrana utilizando um Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas com resistência ao puncionamento CBR de 4.60 kN. Dessa maneira, à medida que as propriedades mecânicas vão aumentando pela mudança do Geotêxtil, a resistência ao puncionamento da Geomembrana aumenta consideravelmente.

Como se mencionou anteriormente, esse capítulo se baseia no projeto do Geotêxtil como material de proteção utilizando a metodologia apresentada por Wilson-Fahmy, Narejo e Koerner, exposta em 1996 através de trabalhos técnicos do GRI (Geosynthetic Research Institute).

Contudo, essa metodologia foi ajustada, levando em conta as novas disposições devido aos trabalhos técnicos do GRI expostas na sua norma de ensaio GTI 12 no ano de 2002 e sua atualização em 2016, no qual serão considerados valores mínimos de propriedades mecânicas que devem cumprir os Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas, conforme se mostram nas seguintes tabelas.

Tabela 15.1 Propriedades exigidas, métodos de ensaios e valores para Geotêxteis utilizados como proteção de Geomembrana¹

Propriedade ³	Método de ensaio ASTM	Unidades	Massa/unidade de área (g/m ²)					
			340	406	542	812	1,080	2,000
Massa por unidade de área	D5261	(g/m ²)	340	406	542	812	1,080	2,000
Resistência GRAB	D4632	kN	1.02	1.33	1.64	2.00	2.25	2.80
Resistência GRAB alongamento	D4632	%	50	50	50	50	50	50
Rasgo trapezoidal	D4533	kN	0.42	0.51	0.64	0.89	0.96	1.27
Resistência ao puncionamento CBR ²	D6241	kN	3.11	3.56	4.00	4.90	7.56	10.60
Resistência UV	4355	%	70	70	70	70	70	70

¹ Tomado de: GRI Test Method GT12, "Test Methods and Properties for Nonwoven Geotextiles Used as Protection (or Cushioning) Materials".

² Além disso, é necessário cumprir com o alongamento mínimo de 38 mm para a norma ASTM D6241.

³ Todos os valores são MARV (ver capítulo 2); exceto resistência UV.

Esse método utiliza a equação tradicional do fator de segurança:

$$FS = \frac{P_{adm}}{P_{req}} \quad (\text{Eq. 15.1})$$

Onde:

FS = Fator de segurança (nesse caso, contra o puncionamento da Geomembrana).

P_{adm} = Pressão admissível utilizando diferentes tipos de Geotêxtil e condições específicas do lugar.

P_{req} = Pressão real devida ao conteúdo do aterro ou depósito superficial.

Obteve-se uma relação empírica para o cálculo de P_{adm} baseado em um grande número de ensaios e provas do método de puncionamento hidrostático da norma ASTM D5514, utilizando fatores de modificação e de redução com o objetivo de ter em conta as condições de campo e comportamento dos materiais. Contudo, levando em conta as recomendações emitidas pela organização GRI na sua norma de ensaio GTI 12, na qual descreve valores estatísticos de uma série de ensaios que serão realizados para determinar os valores mecânicos corretos que os Geotêxteis Não Tecidos devem cumprir, levando em conta esses valores e a equação empírica obtida do ensaio mencionado anteriormente, gera-se uma regressão potencial, obtendo a seguinte fórmula para o cálculo do Geotêxtil de proteção para as Geomembranas.

$$PU_{CBR} = 0,05 \left(\frac{P_{adm} \times H^2 \times FM_S \times FM_{DR} \times FM_A \times FR_{FL} \times FR_{DQB}}{450} \right)^{0.71} \quad (\text{Eq. 15.2})$$

Onde:

PU_{CBR} = Puncionamento CBR (kN).

P_{adm} = Pressão admissível (kPa).

H = Altura efetiva da protuberância (mm).

FM_S = Fator de modificação pela forma de protuberância.

FM_{DR} = Fator de modificação pela distribuição das protuberâncias.

FM_A = Fator de modificação pelo efeito de arco em sólidos.

FR_{FL} = Fator de redução por fluência do material ao longo prazo.

FR_{DQB} = Fator de redução por degradação química e biológica ao longo prazo.

Além disso, deve-se cumprir com a seguinte condição:

$$P_{adm} \geq 50\text{kPa} \quad (\text{Eq. 15.3})$$

A seguir, mostra-se o significado de cada fator e os valores típicos que cada um destes pode tomar, segundo as condições de cada projeto.

15.3.1 Fator de segurança global

O fator de segurança global deve ser no mínimo de 2.0; sem dúvida, para certos tipos de condições o fator de segurança exigido pode ser maior. Por exemplo, deve-se utilizar um fator de segurança maior em projetos nos quais o subleito apresente um alto conteúdo de rochas isoladas de grande tamanho em sua superfície. Esse fator também pode ser afetado pelo tipo de instalação da Geomembrana.

O objetivo desse fator de segurança é garantir um projeto adequado para a proteção de Geomembranas, evitando que estas falhem devido a puncionamento durante o período de serviço. Em projetos de aterros sanitários, a falha da Geomembranas pode proporcionar infiltração de lixiviados no subsolo e, posteriormente, à águas subterrâneas, gerando um foco de contaminação de difícil identificação. Para os reservatórios, a falha da Geomembrana pode ocasionar perda nos níveis do líquido armazenado.

Os fatores de segurança global são encontrados na seguinte tabela:

Tabela 15.2 Fatores de segurança global para o projeto

Arranjo das protuberâncias	Altura efetiva da protuberância (mm)	Fator de segurança global (mínimo)
Pedras isoladas	6	2.0
	12	3.0
	25	5.0
	38	7.0
Pedras agrupadas	38 ou menos	3.0

15.3.2 Fatores de modificação

Esses tipos de fatores são propostos com o objetivo de representar da melhor forma as condições de campo do material de proteção no projeto. Os fatores de modificação são iguais ou menores a 1.0 e deverão ser tomados das tabelas que se mostram a seguir.

Fator de modificação pela forma de protuberância

Esses fatores foram propostos com base no ensaio hidrostático de pressão por puncionamento da norma ASTM 5514, segundo a qual se estabeleceu que o valor de pressão resistente mais alto é alcançado quando as pedras têm forma arredondada, seguidas de subarredondadas e, finalmente, a menor resistência à pressão é gerada por rochas de forma angular, nas quais seu efeito é quase o mesmo que os gerados por cones truncados nos ensaios de falha a pressão. Devido ao fator de modificação ser inversamente proporcional à pressão admissível, os fatores para pedras arredondadas e subarredondadas são menores que a unidade, ou seja, aumenta a pressão admissível à qual o material de proteção e a Geomembrana podem ser submetidos.

Tabela 15.3 Fator de modificação pela forma de protuberância

Forma da pedra	FM _s
Angular	1.00
Subarredondada	0.50
Arredondada	0.25

Fator de modificação pela distribuição das protuberâncias

Segundo os testes realizados por Wilson-Fahmy, Narejo e Koerner, pode-se demonstrar que a pressão admissível para protuberâncias concentradas é muito maior do que para protuberâncias isoladas. Baseado nos resultados, chegou-se a um fator de modificação de 0.5 que estima o efeito gerado por pedras concentradas em relação a estas, mas localizadas de forma isolada. Para poder fazer uma comparação do comportamento da Geomembrana sobre protuberâncias isoladas, na seguinte tabela encontram-se os fatores segundo seu tamanho e forma de localização.

Tabela 15.4. Fator de modificação pela distribuição das protuberâncias

Arranjo da Protuberância	FM _{DR}
Isolada	1.00
Compactada, 38 mm	0.83
Compactada, 25 mm	0.67
Compactada, 12 mm	0.50

Fator de modificação por efeito de arco em sólidos

Esse fator considera o tipo de material ou de carga a que a Geomembrana está submetida. A resistência ao punçionamento da Geomembrana sob cargas geostáticas pode chegar a ser até 6 vezes maior que a resistência da Geomembrana sob uma carga hidrostática. Esse efeito é atribuído à capacidade dos solos de dissipar as cargas aplicadas em função da sua profundidade e compressibilidade, propriedade que falta aos líquidos, motivo pelo qual esse efeito terá a tendência de aliviar o esforço que é transmitido à Geomembrana e seu material de proteção.

Tabela 15.5 Fator de modificação devido a arco em sólidos

Efeito de Arco em Sólidos	FM _A
Hidrostático	1.00
Geostático, superficial	0.75
Geostático, moderado	0.50
Geostático, profundo	0.25

15.3.3 Fatores de redução

Uma vez apresentados os fatores de modificação, estabelecidos segundo o tipo e tamanho das partículas presentes no solo de instalação do sistema, apresentam-se os fatores de redução, os quais são aplicados para garantir a integridade da Geomembrana. Consideram-se dois fatores, o primeiro fator envolve a fluência dos materiais ao longo prazo, e o segundo fator leva em conta a possível ação de degradação química e biológica devido à ação de agentes presentes no local do projeto.

Os fatores de redução são iguais ou maiores a 1.0 e deverão ser tomados das tabelas que se mostram a seguir.

Fator de redução por fluência ao longo prazo

Como se pode ver na Tabela 15.6, os fatores de redução por fluência ao longo prazo são relativamente menores que os encontrados na literatura para Geotêxteis submetidos à tração. Isso é devido ao fato da Geomembrana e o material de proteção, ao estarem ambos submetidos ao puncionamento, com o tempo serão afetados positivamente pelo estado de fluência, o qual fará com que o comprimento inicial sem apoio do material contra o solo diminua com o passar do tempo. Dessa maneira, os esforços da Geomembrana e do material de proteção são reduzidos. Com base no anteriormente exposto, o fator por fluência exigido para a proteção de Geomembranas é menor quando comparado com o exigido pelo mesmo material submetido a esforços de tração constantes.

Tabela 15.6 Fator de redução por fluência

Referência Geotêxtil	FR _{FL} Altura efetiva da protuberância (mm)			
	38	25	12	6
Sem Geotêxtil	>> 1.5	>> 1.5	>> 1.5	>> 1.5
NT 3000	>> 1.5	>> 1.5	> 1.5	1.5
NT 4000	>> 1.5	> 1.5	1.5	1.4
NT 5000	> 1.5	1.5	1.4	1.3
NT 7000	1.5	1.4	1.3	1.2

Fator de redução por degradação química e biológica ao longo prazo

Para esse fator, deve-se ter em conta a possível ação de agentes externos, os quais podem afetar a integridade do sistema, por exemplo: roedores, fungos, bactérias, entre outros, que podem causar degradação do material. Sem dúvida, devido ao alto peso molecular dos materiais com os quais se fabricam os Geossintéticos, o efeito desses agentes sobre o material é mínimo.

Para o caso de degradação por substâncias químicas, o efeito que elas tem sobre o material pode ser mais decisivo na hora do projeto; é o caso dos aterros sanitários (ver Tabela 15.7), onde se deve avaliar o tipo de lixiviado gerado pelo tipo de dejetos que constitui o aterro.

É o único caso no qual um fator químico pode ameaçar a integridade do sistema.

Tabela 15.7 Fator de redução por degradação química e biológica ao longo prazo

Tipo de Lixiviado	FR _{DQB}
Leve	1.1
Moderado	1.3
Agressivo	1.5

15.3.4 Cálculo do puncionamento CBR do Geotêxtil de proteção

1. Estimar a pressão admissível, em função do fator de segurança global, utilizando a Equação (15.1), e aplicando os fatores de modificação e redução, se aplicáveis.

Levando em conta o seguinte:

H de Pedras Isoladas	=	Altura real da protuberância
H de Pedras Compactadas	=	Metade do tamanho máxima de pedras

2. Estimar a pressão atuante sobre a Geomembrana, aplicando a seguinte equação:

Onde:

- γ = Peso unitário do material de aterro ou líquido (kN/m³).
- h = Altura de Projeto do material de aterro ou profundidade do líquido ou sólido (m).
- P_{req} = Pressão atuante sobre a Geomembrana (kPa).

$$P_{req} = h \times \gamma \quad (\text{Eq. 15.4})$$

3. Os parâmetros da equação (15.2) podem ser assumidos ou especificados segundo as considerações particulares da obra. O peso unitário típico de resíduos sólidos pode ser estimado como 12.56 kN/m³, no caso de não se ter dados específicos do projeto. Da mesma maneira, o peso unitário da maioria dos líquidos pode ser aproximado ao peso unitário da água, a saber, 9.81 kN/m³.
4. Calcular a resistência ao puncionamento CBR exigida para o Geotêxtil de proteção, levando em conta a equação (15.2) e a Tabela 15.2.

5. Certificar-se que a condição apresentada na equação (15.3) para verificar o aporte do Geotêxtil de proteção.
6. Selecione o Geotêxtil de proteção apropriado, o qual deve ser um Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas, tendo em conta o valor da resistência ao puncionamento CBR maior ou igual ao calculado na passagem anterior; além disso, deve-se cumprir um alongamento de 38 mm no teste ASTM D6241 Resistência ao puncionamento CBR).

15.4 Metodologia de projeto espessura da Geomembrana e vala de ancoragem

A metodologia para o projeto por função consiste em avaliar a principal aplicação para a qual a Geomembrana é utilizada e calcular o valor exigido para essa propriedade em particular. No caso do projeto para a Geomembrana, comparam-se as resistências do material com o valor exigido no projeto para uma mesma propriedade, obtendo um fator de segurança global FS_g .

$$FS_g = \frac{\text{Resistência Admissível}}{\text{Resistência Exigida}} \longrightarrow FS_g > 1$$

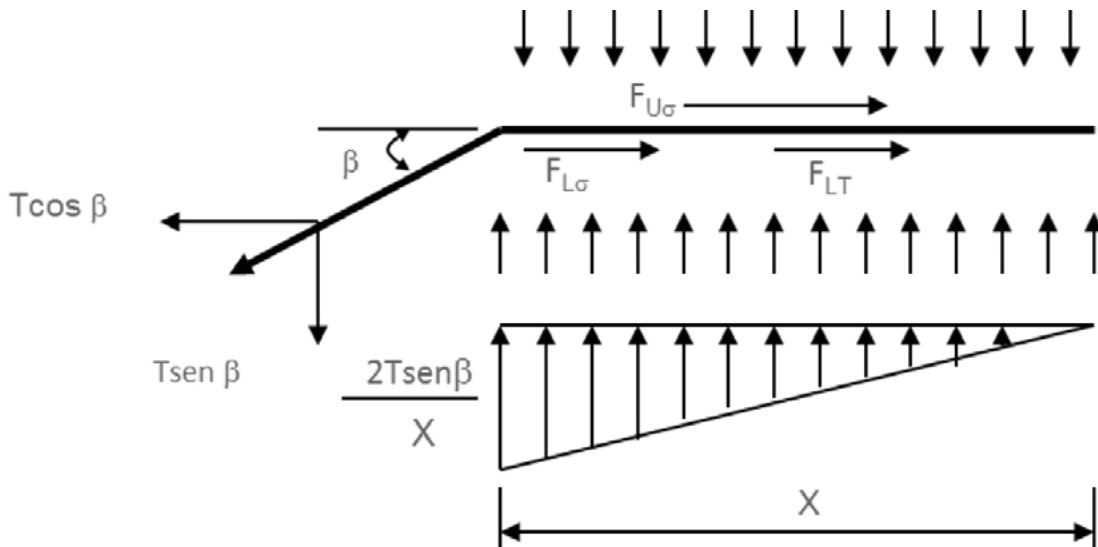
Onde:

Resistência Admissível = Resistência última do ensaio de laboratório que simula as condições reais do projeto sobre os fatores de redução.

Resistência Exigida = Valor obtido do cálculo mediante uma metodologia de projeto que simula as condições reais do projeto.

15.4.1 Projeto da espessura

A espessura necessária de uma Geomembrana dependerá do polímero com que ela seja fabricada, devido ao comportamento tão diferente à fluência de cada um dos materiais. Para o cálculo da espessura se realiza um equilíbrio limite tendo em conta a possível deformação na Geomembrana, como se mostra a seguir:



▲ Figura 15.1 | Modelo de projeto utilizado para calcular a espessura da Geomembrana.

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ T \cos \beta &= F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT} \\ T \cos \beta &= \sigma_n \tan \delta_U(x) + \sigma_n \tan \delta_L(x) + 0.5 (2T \sin \beta / x) (x) \tan \delta_L \\ T &= \frac{\sigma_n x (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 15.5})$$

A tração induzida na Geomembrana é igual ao esforço admissível pela espessura.

$$T_{adm} = \sigma_{adm} t \quad (\text{Eq. 15.6})$$

Onde:

- T = Tração mobilizada na Geomembrana.
- σ_{adm} = Esforço admissível na Geomembrana.
- t = Espessura da Geomembrana.

Assim, substituindo esses valores na equação 15.6, vem que:

$$t = \frac{\sigma_n x (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)} \quad (\text{Eq. 15.7})$$

Onde:

β = Ângulo de deformação do solo de fundação (Intervalo entre 30 e 60 graus).

$F_{U\sigma}$ = Força de atrito sobre a Geomembrana devido ao solo de cobertura (para solos de cobertura muito finos, sua fratura pode ocorrer por tração; nesse caso, esse valor deve ser desprezível).

$F_{L\sigma}$ = Força de atrito debaixo da Geomembrana devido ao solo de cobertura.

F_{LT} = Força de atrito debaixo da Geomembrana ao componente vertical de T admissível.

σ_n = Esforço aplicado pelo material de aterro.

δ_U = Ângulo de atrito entre a Geomembrana e o material superior (ASTM D 5321).

δ_L = Ângulo de atrito entre a Geossintético e o material inferior (ASTM D 5321).

X = Distância de mobilização da deformação da Geomembrana em metros.

Tabela 15.8 Ângulos de atrito Geomembrana-solo e Geomembrana- Geotêxtil segundo ensaio ASTM D 5321

Tipo de Geomembrana	Tipo de Geotêxtil	Tipo de solo - areia		
		$\phi = 30^\circ$	$\phi = 28^\circ$	$\phi = 26^\circ$
PEAD	Não Tecido Puncionado			
Texturizada	32°	30° (100%)	26° (92%)	22° (83%)
Lisa	8°	18° (56%)	18° (61%)	17° (63%)

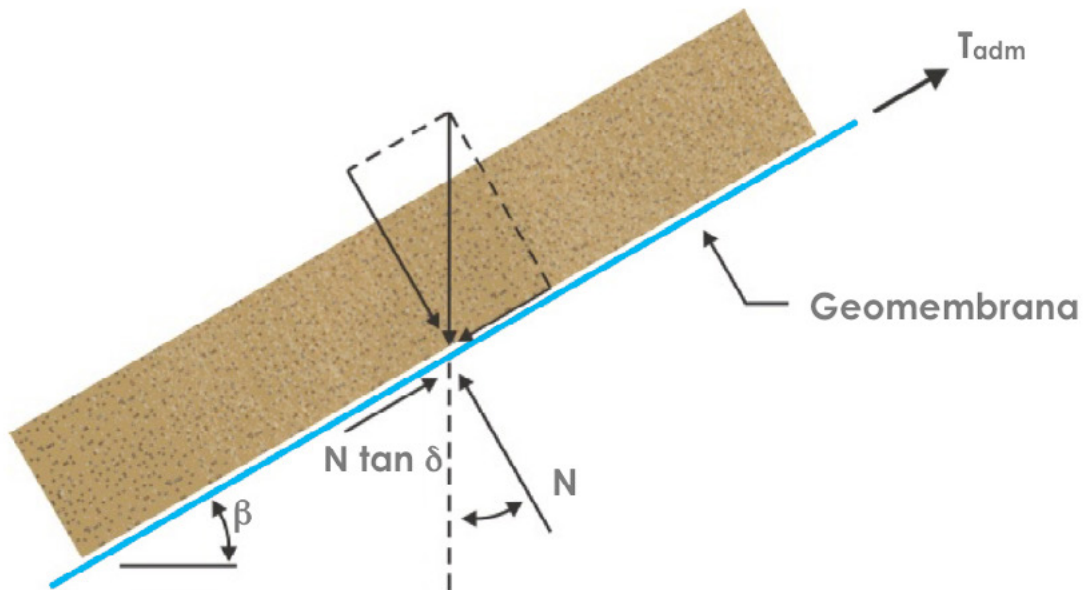
Tabela 15.9 Distância de mobilização da deformação da Geomembrana PEAD

Espessura da Geomembrana PEAD (mm)	Distância de Mobilização (mm)
0.75	30
1.50	50

15.4.2 Estabilidade da cobertura de aterro

As Geomembranas, de maneira geral, devem ser recobertas, com o que se busca a proteção adicional contra a oxidação, proteção contra a degradação ultravioleta, proteção contra altas temperaturas que aumentam a alta degradação, proteção contra o puncionamento e o rasgo por materiais angulosos,

proteção diante de possíveis danos acidentais ou intencionais. Devem-se cobrir com espessuras pequenas de solo que geralmente tem a tendência a deslizar sobre os taludes, motivo pelo qual essa verificação se baseia nas condições de equilíbrio limite entre o subsolo, a Geomembrana e o solo de recobrimento, assumindo que esses tenham uma espessura uniforme.



▲ Figura 15.2 | Forças atuantes com solos de cobertura sobre a Geomembrana de recobrimento, com profundidade de solo constante.

Para realizar o cálculo da estabilidade de cobertura, verifica-se um FS por equilíbrio limite.

$$FS = \frac{\text{Forças Resistentes}}{\text{Forças Atuantes}}$$

$$FS = \frac{N \tan \delta_U (L) + T_{adm}}{W \sin \beta (L)} \quad (\text{Eq. 15.8})$$

$$FS = \frac{(W \cos \beta) \tan \delta_U (L) + T_{adm}}{W \sin \beta (L)}$$

Onde:

w = Peso do material de aterro.

β = Ângulo de inclinação do talude com a horizontal.

δ_U = Ângulo de atrito entre a Geomembrana e o material superior.

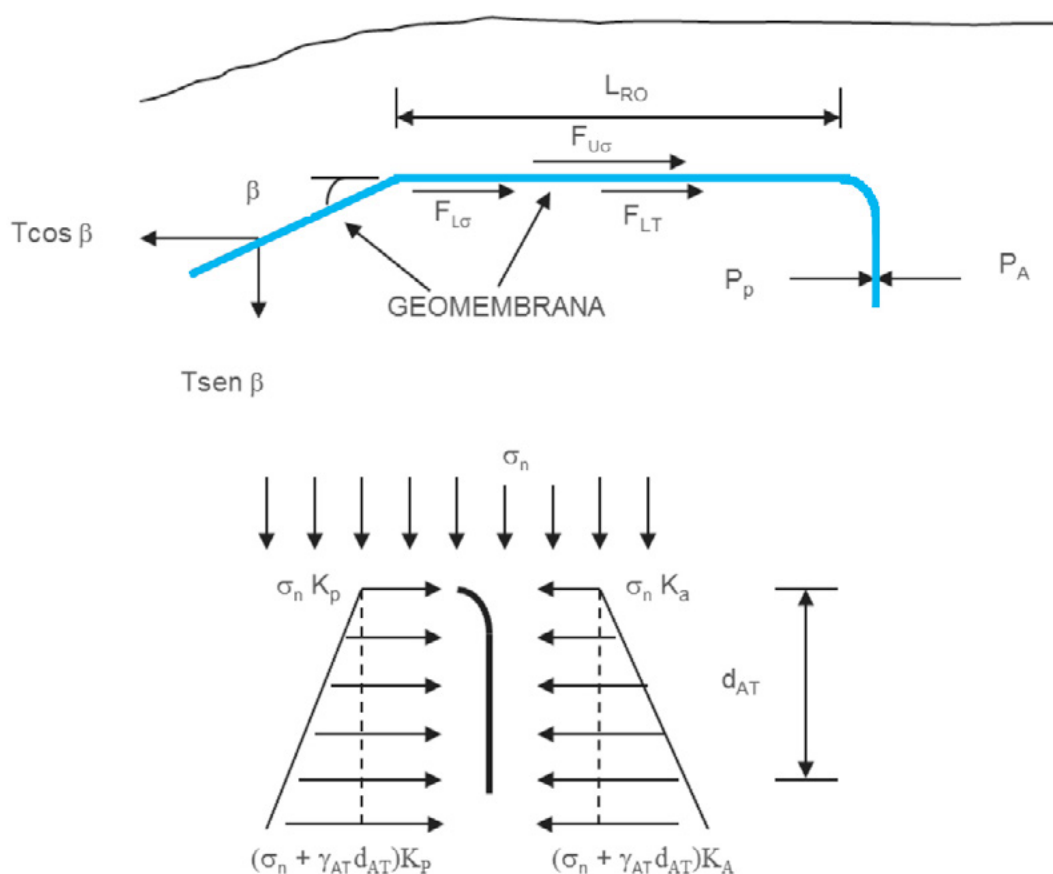
$L =$ Comprimento da inclinação.

$T_{adm} = \sigma_{adm} \times t$, Força de tração na Geomembrana.

Obtém-se diferentes fatores de segurança para diferentes comprimentos de inclinação e se escolhe o comprimento com a qual se obtenha um FS mínimo de 1, para garantir que não haja deslizamento da cobertura do solo.

15.4.3 Projeto do comprimento e da vala de ancoragem

Para essa verificação, leva-se em conta um estado de esforços dentro da vala de ancoragem e seu mecanismo de resistência. Na profundidade da vala de ancoragem, há forças laterais atuando sobre a Geomembrana, mais especificamente um empuxo ativo de solo que tende a desestabilizar o sistema e um empuxo passivo de solo que ele tende a suportar.



▲ Figura 15.3 | Seção transversal do comprimento de desenvolvimento de uma Geomembrana com vala de ancoragem e forças atuantes.

$$\sum F_x = 0$$

$$T_{adm} \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT} - P_A + P_P$$

$$T_{adm} \cos \beta = \sigma_n \tan \delta_U (L_{RO}) + \sigma_n \tan \delta_L (L_{RO}) + 0.5 (2T_{adm} \sin \beta / L_{RO}) (L_{RO}) \tan \delta_L - P_A + P_P$$

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos (90-\beta) - \sin (90-\beta) \tan \delta_L} \quad (\text{Eq. 15.9})$$

$$P_A = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT}$$

$$P_P = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT}$$

Onde:

L_{RO} = Comprimento de desenvolvimento.

P_A = Empuxo ativo de solo contra o material de aterro da vala de ancoragem.

P_P = Empuxo passivo de solo contra o solo "in-situ" da vala de ancoragem.

γ_{AT} = Peso específico do solo da vala de ancoragem.

d_{AT} = Profundidade da vala de ancoragem.

σ_n = Esforço normal aplicado pelo solo de cobertura.

K_A = Coeficiente de empuxo ativo de solo = $\tan^2 (45 - \phi/2)$.

K_P = Coeficiente de empuxo passivo de solo = $\tan^2 (45 + \phi/2) = 1/K_A$.

ϕ = Ângulo de atrito do respectivo solo.

Assim, resolvendo para a equação (15.9) se apresentam duas incógnitas, motivo pelo qual é necessário assumir uma das variáveis e calcular a outra em um processo iterativo, até que se encontre um dado consistente construtivamente viável tanto para o comprimento de desenvolvimento (L_{RO}) quanto para a profundidade da vala de ancoragem (d_{AT}).

15.4.4 Verificação por sobrevivência

Depois de ter escolhido a Geomembrana, aplicando a metodologia de projeto, deve-se considerar adicionalmente processos de transporte, manejo e instalação, os quais estão fora do alcance do projetista. Unicamente mediante especificação estritas e uma certificação da qualidade na construção a Geomembrana pode durar depois da instalação e cumprir adequadamente com a função para a qual foi especificada e instalada.

Enquanto uma Geomembrana é transportada, manipulada e instalada, pode ser vulnerável ao rasgo, puncionamento e impacto. Esses eventos podem ocorrer acidentalmente, por vandalismo ou pela falta de cuidado no trabalho de instalação. Situações como: queda de ferramentas sobre o material, trânsito de pessoas sem um calçado adequado, automóveis ou caminhões sobre a Geomembrana sem material de proteção, fortes ventos, entre outros, são situações “comuns” durante o processo de instalação.

A espessura é uma propriedade física relacionada com o comportamento mecânico, onde o aumento apresentado pode ser, em alguns casos, linear ou exponencial. Por esse motivo, agências internacionais como EPA exigem uma espessura mínima sob qualquer circunstância. Sem dúvida, além de um simples valor para todas as condições, a espessura mínima e suas propriedades subsequentes devem estar relacionadas com as condições específicas do local.

A Tabela 15.10 nos mostra valores de quatro graus diferentes de sobrevivência.

Tabela 15.10 Valores mínimos recomendados para sobrevivência da Geomembrana associada ao processo de instalação

Propriedade física e método de laboratório	Grau exigido de sobrevivência			
	Baixo ¹	Médio ²	Alto ³	Muito alto ⁴
Espessura (ASTM D5199), mils (mm)	20 (0.50)	30 (0.75)	40 (1.0)	60 (1.5)
Tração (ASTM D6693), lb/pulg (kN/m)	46 (8.0)	69 (12)	91 (16)	137 (24)
Rasgo (ASTM D1004), lb (N)	15 (67)	22.7 (101)	30.3 (135)	45.6 (203)
Puncionamento (ASTM D6693), lb (N)	36 (160)	60 (268)	80 (357)	120 (536)
Impacto (ASTM D3998 mod), J	10	12	15	20

Fonte: *Designing With Geosynthetics 5ta Edición. Robert Koerner.* – Adaptada a materiais disponíveis no mercado.

1 Baixo: Refere-se a uma cuidadosa instalação a mão sobre um terreno bem gradeado e uniforme com cargas leves de natureza estática. Tipicamente utilizados como barreiras de vapor sob pisos.

2 Médio: Refere-se a uma instalação manual ou com maquinaria sobre um terreno gradeado com máquina, de pobre textura, com cargas médias. Geralmente utilizado para canais.

3 Alto: Refere-se a uma instalação manual ou com máquina sobre um terreno gradeado com máquina, de pobre textura, com cargas altas. Geralmente utilizado para solos de aterros e coberturas.

4 Muito alto: Refere-se a uma instalação manual ou com máquina sobre um terreno gradeado com máquina, de uma textura muito pobre com cargas altas. Normalmente utilizado para reservatórios e aterros sanitários.

15.5 Exemplo de projeto de Geotêxtil de proteção

Para a construção de um aterro sanitário, tem-se uma superfície que tem pedras isoladas no subleito, sobre a qual vai ser colocada uma Geomembrana de PEAD de 1.5 mm de espessura. Determinar a resistência ao puncionamento CBR do Geotêxtil exigido, assumindo uma altura de protuberância de 25 mm. A altura máxima do aterro é de 10 m, com peso unitário de 12.5kN/m³.

Solução:

Usando as tabelas dos fatores de modificação e fatores de redução, e assumindo que a altura efetiva da protuberância é a real (por ser isolada), deverão ser aplicados os seguintes dados:

Altura efetiva da protuberância:

$$H = 25\text{mm}$$

Factores de Modificación:

$$\begin{aligned} FM_S &= 0.5 && \text{Subarredondada} \\ FM_{DR} &= 1.0 && \text{Isolada} \\ FM_A &= 0.5 && \text{Geostático moderado} \end{aligned}$$

Fatores de modificação:

$$\begin{aligned} FR_{FL} &= \text{É função da gramatura, M} \\ FR_{DQB} &= 1.30 && \text{Moderado} \end{aligned}$$

Fator de segurança global

Deve-se determinar a resistência ao puncionamento CBR do Geotêxtil de proteção, capaz de fornecer um fator de segurança de 5.0, segundo a Tabela 15.2, na qual se assume uma condição de pedras isoladas com uma altura de protuberância efetiva de 25 mm.

A pressão admissível sobre a Geomembrana pode ser calculada assim:

$$P_{adm} = FS \times P_{req}$$

$$P_{adm} = 5.0 \times (12.5 \text{ kN/m}^3 \times 10 \text{ m}) = 625 \text{ kPa}$$

Ao revisar a Tabela 15.7 para o fator de redução por fluência ao longo prazo, observamos que, para alturas de protuberâncias de 25 mm, o fator recomendado é de 1.50; além disso, verificam-se os FS com as diferenças premissas do enunciado. De onde se pode deduzir que:

$$PU_{CBR} = 0,05 \left(\frac{P_{ad} \times H^2 \times FM_S \times FM_{DR} \times FM_A \times FR_{FL} \times FR_{DQB}}{450} \right)^{0.71}$$

$$PU_{CBR} = 0,05 \left(\frac{625 \text{ kPa} \times (25 \text{ mm})^2 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.50 \times 1.50 \times 1.30}{450} \right)^{0.71}$$

$$PU_{CBR} = 3.66 \text{ kN}$$

Finalmente, deve se selecionar o Geotêxtil com base na resistência ao puncionamento CBR calculada e comparada com as especificações dadas pelo fabricante.

Sob as condições anteriores, recomenda-se empregar um Geotêxteis Não Tecidos puncionados por agulhas NT6000, com as seguintes propriedades mecânicas (Valores MARV¹)

Resistência à tração GRAB (ASTM D 4632): 1,310 N

Resistência ao puncionamento (ASTM D 6241): 4.0 kN

Resistência ao rasgo trapezoidal (ASTM D4533): 570 N

15.6 Exemplo de projeto de espessura da Geomembrana e vala de ancoragem

Deseja-se projetar uma Geomembrana lisa PEAD que vai ser instalada em um sistema em um aterro sanitário de $H = 7 \text{ m}$ e com um peso específico de $12.5 \text{ kN} / \text{m}^3$. A área do reservatório é composta por taludes com uma inclinação de 1H: 1V. Na parte inferior, colocou-se um Geotêxtil Não Tecido puncionado por agulhas para proteger a Geomembrana dos possíveis danos durante a construção e o solo de fundação é uma areia siltosa com ângulo de atrito de 28° . Decidiu-se utilizar areia como solo

¹ Significado de Valores MARV, rever capítulo 2.

de cobertura com uma espessura de 30 cm como aterro para a vala de ancoragem; essa areia tem um ângulo de atrito interno de 32° e um peso específico de 18kN/m³.

Solução:

15.6.1 Projeto da espessura

$$t = \frac{\sigma_n \times (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

Onde:

$\beta = 45^\circ$ (o solo de fundação é uma areia siltosa).

$\sigma_n = 7\text{m} \times 12.5\text{kN/m}^3 = 87.5\text{kN/m}^2$.

$\delta_U = 22.4^\circ$ Recomenda-se 70% do ângulo de atrito da areia.

$\delta_L = 19.6^\circ$ Recomenda-se 70% do ângulo de atrito do solo de fundação.

$X = 50\text{mm}$ (distância mais desfavorável para a mobilização da Geomembrana de 1.50 mm segundo a tabela 15.9).

$\sigma_{adm} = 10,000\text{kPa}$, maior esforço suportado pelas Geomembranas PEAD segundo Designing with Geosynthetics Cap. 5, 5 Ed.

Substituindo nos valores da equação obtemos:

$$t = \frac{87.5(0.05) (\tan(22.4) + \tan(19.6))}{10,000(\cos(45) - \sin(45) \tan(19.6))}$$

$$t = \frac{3.36}{4,553.17}$$

$$t = 0.74 \times 10^{-3}\text{m} = 0.74\text{mm}$$

Então:

$$FS = \frac{t_{\text{Instalado}}}{t_{\text{Exigido}}} \quad FS = \frac{1.00 \text{ mm}}{0.74 \text{ mm}} \quad FS = 1.35 > 1.0 \quad (\text{OK})$$

15.6.2 Estabilidade da cobertura do aterro

$$FS = \frac{(W \cos \beta) \tan \delta_U (L) + T_{adm}}{W \sin \beta (L)}$$

Onde:

$$W = (18 \times 0.50 \times 1) = 9\text{kN/m.}$$

$$\beta = 45^\circ.$$

$$\delta_U = 22.4^\circ \text{ Recomenda-se 70\% do \u00e2ngulo de atrito da areia.}$$

$$L = \text{Comprimento da inclina\u00e7\u00e3o.}$$

$$T_{adm} = \sigma_{adm} \times t = 10,000 (0.0015).$$

Substituindo na equa\u00e7\u00e3o, temos:

$$FS = \frac{(9 \cos 45) \tan 22.4 (L) + 10,000 (0.0015)}{9 \sin 45 (L)}$$

$$FS = \frac{2.62L + 15.0}{6.36L}$$

Assumindo diferentes valores para o comprimento de inclina\u00e7\u00e3o, obt\u00eam-se diferentes resultados no FS:

Comprimento da inclina\u00e7\u00e3o	FS
2.0	1.59
3.0	1.20
4.0	1.01
5.0	0.88
6.0	0.81
7.0	0.75

Por isso, o comprimento de inclina\u00e7\u00e3o m\u00e1xima dever\u00e1 ser de 8.0 m com o objetivo de obter um fator de seguran\u00e7a adequado.

15.6.3 Projeto do comprimento e vala de ancoragem

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos (90-\beta) - \sin (90-\beta) \tan \delta_L}$$

$$P_A = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT}$$

$$P_P = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT}$$

Onde:

$$\gamma_{AT} = 18 \text{ kN/m}^3.$$

$$\sigma_n = (18 \text{ kN/m}^3) (0.30 \text{ m}) = 5.4 \text{ kN/m}^2.$$

$$\phi = \text{Ângulo de atrito da areia} = 32^\circ.$$

$$K_A = \tan^2 (45 - \phi/2) = \tan^2 (45 - 32/2) = 0.31.$$

$$K_P = \tan^2 (45 + \phi/2) = \tan^2 (45 + 32/2) = 3.25.$$

$$\delta_U = 22.4^\circ \text{ Recomenda-se 70\% do ângulo de atrito da areia.}$$

$$\delta_L = 19.6^\circ \text{ Recomenda-se 70\% do ângulo de atrito do solo de fundação.}$$

$$\beta = 45^\circ \text{ (Talude 1H:1V).}$$

$$t = 0.0010 \text{ m É a espessura da Geomembrana.}$$

$$T_{adm} = \sigma_{adm} t = 10,000 (0.0010).$$

Substituindo na equação, temos:

$$T_{adm} = \frac{(5.4)(L_{RO})(\tan 22.4 + \tan 19.6) - ((0.5)(18)d_{AT} + (5.4))(0.31)d_{AT} + ((0.5)(18)d_{AT} + (5.4))(3.25)d_{AT}}{(\cos 45) - (\sin 45)(\tan 19.6)}$$

$$10.0 = \frac{6.15L_{RO} - 2.79d_{AT}^2 - 1.67d_{AT} + 29.25d_{AT}^2 + 17.55d_{AT}}{0.4553}$$

$$4.55 = 4.15L_{RO} + 26.46d_{AT}^2 + 15.88d_{AT}$$

Então, ficamos finalmente com uma equação com duas incógnitas, a saber:

$$L_{RO} = \text{Comprimento de desenvolvimento.}$$

d_{AT} = Profundidade da vala de ancoragem.

Assume-se uma das duas incógnitas e encontra-se a outra. Assumindo $L_{RO} = 0.3$ m, substitui-se na equação deixando um quadrático da seguinte forma:

$$26.46d_{AT}^2 + 15.88d_{AT} - 3.31 = 0$$

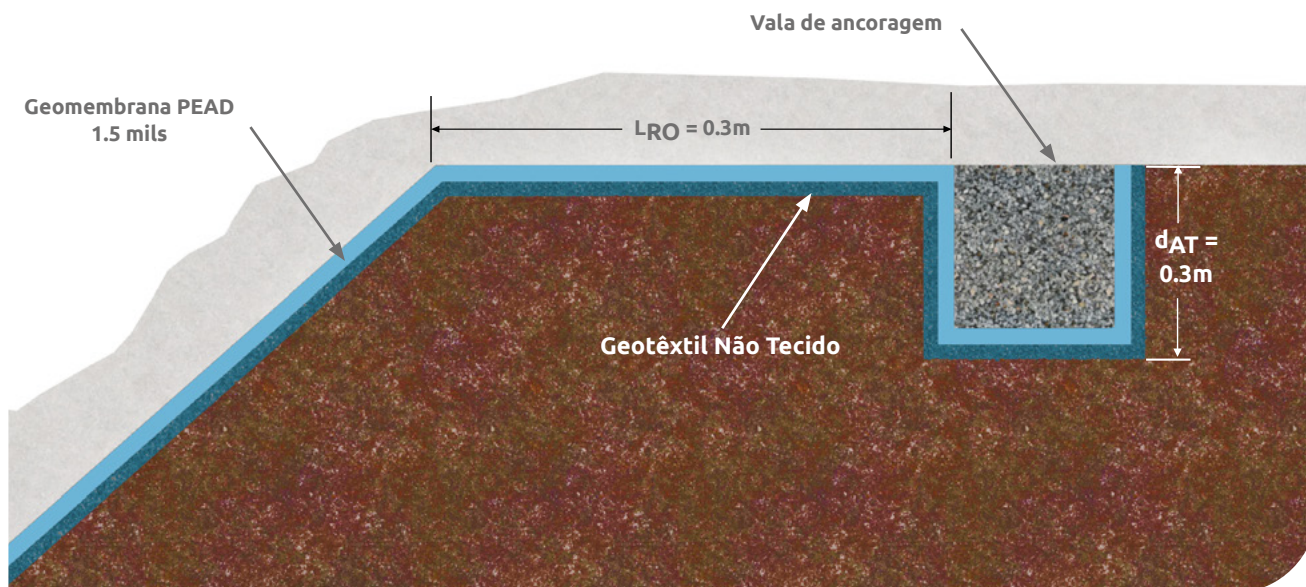
Resolvendo para $d_{AT} = 0.16$ m

Recomenda-se que d_{AT} seja ≥ 0.3 m por razões construtivas.

Por isso $d_{AT} = 0.3$ m

15.6.4 Verificação por sobrevivência

Revisa-se a tabela 15.10 e se observa que, para o caso do manuseio de lixo exige-se levar em consideração a condição mais crítica, que requer pelo menos uma geomembrana de 1,5 mm, razão pela qual nossa geomembrana de PEAD de 60mils (1,5 mm) cumpre todos os parâmetros necessários (espessura, resistência à tração, rasgo, perfuração e impacto).



▲ Figura 15.4 | Dimensionamento Comprimento desenvolvimento e vala de ancoragem.

15.7 Bibliografia

- ◆ KOERNER, R., Designing with Geosynthetics, Prentice Hall, 5 ED., 2005.
- ◆ NAREJO, D., KOERNER, R., WILSON-FAHMY, Puncture Protection Of Geomembranas – Parts I, II and III, GRI, 1996.
- ◆ Primer Simposio Suramericano de Geosintéticos, Geosintéticos 1999.
- ◆ GRI Test Method GT12, “Test Methods and Properties for Nonwoven Geotextiles Used as Protection (or Cushioning) Materials”. Revisão 2, março 3 2016.



Capítulo 16

CONTROLE DE EROSÃO EM
Taludes e canais

16.1 Introdução

Milhões de dólares são investidos todos os anos no mundo para a reconstrução de taludes, canais e margens de rios, que foram seriamente erodidas pela chuva, ar e correntes de água. O impacto desse dano é devastador para a cobertura vegetal, para os recursos hídricos e para a vida selvagem.

As obras de infraestrutura geram grande impacto na vegetação, por efeito de escavações, movimentação de terra e criação de taludes; essas obras costumam ficar desprotegidas, fazendo com que a terra perca sua cobertura vegetal, sua pele protetora.

A utilização de sistemas de revegetação de taludes devolve a pele à terra e gera uma proteção que permite diminuir a perda de solo, e o transporte desse solo até as correntes de água, levando assim ao aumento do material arrastado e, assim, menor transporte de oxigênio, causando a perda da vegetação e fauna dos rios.

A agência de proteção ambiental dos Estados Unidos (EPA) estabelece um controle severo sobre as regulações que tem a ver com controle de erosão e o sedimento do solo, que afeta 97.5% de todas as atividades construtivas.

A nível mundial, uma das principais entidades de investigação e consulta por parte de agências de regulação de controle de erosão é o Erosion Control Technology Council (ECTC), que gerou a atualização de suas especificações técnicas de construção, onde se incorporam tipos e valores para diferentes materiais a serem utilizados como controladores dos processos de erosão.

Na América Latina, as empresas PAVCO WAVIN, AMANCO WAVIN e BIDIM WAVIN, baseadas na sua política ambiental e respeito à proteção do meio ambiente, colocaram todo seu interesse na aplicação de Geossintéticos do tipo formaleta e Revegetação com Geossintéticos para controle de erosão, com o objetivo de diminuir o desprendimento, transporte e depósito de solo ou rocha.

16.2 Generalidades

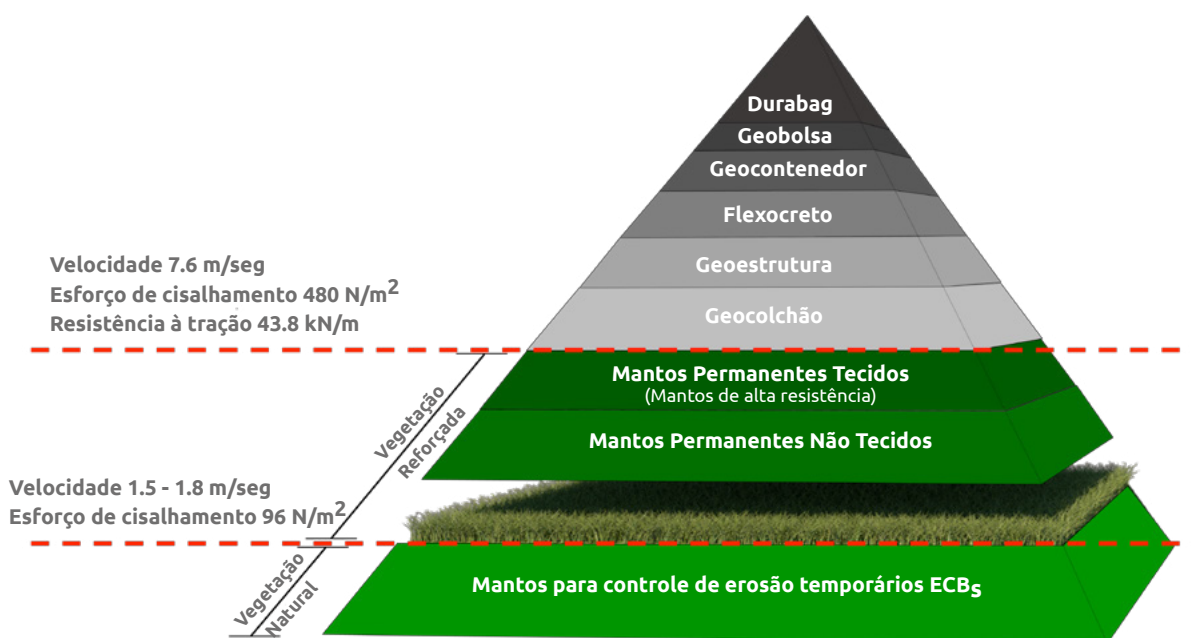
O que é erosão?

Erosão compreende o desprendimento, transporte e posterior depósito de materiais de solo ou rocha meteorizada devido à ação da força de um fluido em movimento.

O processo de erosão depende de vários fatores, como:

- ◆ Intensidade, duração e frequência da chuva.
- ◆ Geometria do talude.
- ◆ Tipo de solo.
- ◆ Exposição do talude.
- ◆ Tipo de cobertura vegetal.

A seguir, apresenta-se a pirâmide de controle de erosão que tem como principais parâmetros a velocidade e o esforço cisalhante a que um talude, canal ou margem de rio podem estar submetidos.



▲ Figura 16.1 | Pirâmide de erosão e soluções com Geossintéticos.

O que é a Revegetação com Geossintéticos para controle de erosão?

A Revegetação com Mantos para o controle de erosão refere-se às técnicas nas quais a vegetação, combinada com estruturas inertes de engenharia, como os muros em solo reforçado, Mantos de controle de erosão, Tubos Geotêxteis, entre outros, se combinam com os efeitos benéficos da vegetação. Ambos os elementos biológicos e mecânicos devem funcionar juntos e de forma integrada e complementar, com o objetivo de evitar o desprendimento, transporte e depósito de solo.

Para a análise dos elementos estruturais, utilizam-se os princípios da estática, da hidráulica e da mecânica e, para a vegetação, devem-se ter em conta os princípios da ciência das plantas e a horticultura. O sistema biotécnico exige a integração de todas as tecnologias.


Qual é o papel da vegetação?

O papel desempenhado pela vegetação para a proteção do solo contra a erosão é fundamental. A vegetação influencia particularmente o intercâmbio de água entre solo e atmosfera, a consolidação e o reforço da cobertura superficial do solo, bem como a proteção do solo contra o impacto das gotas de água.

Por outro lado, a vegetação reduz a velocidade da água de escoamento; por isso, diminui sua capacidade de transporte de sólidos. Um sistema de controle de erosão alcança sua máxima eficiência quando a vegetação está estabelecida.

Os diferentes tipos de materiais apresentam diferentes suscetibilidades à erosão.

Tabela 16.1 Erodibilidade de alguns tipos de solo

Símbolo	Descrição do solo	Erodibilidade	
GW	Britas bem graduadas, misturas de brita e areia, com poucos finos ou sem finos		
GP	Britas mal graduadas, misturas de brita e areia, com poucos finos ou sem finos		
SW	Areias bem graduadas, areias com brita, com poucos finos ou sem finos		
GM	Britas siltosas, misturas de brita - areia - silte		
CH	Argilas inorgânicas muito plásticas. Argilas gordas		
CL	Argilas inorgânicas pouco plásticas ou de plasticidade mediana, argilas com brita, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras		
OL	Siltes orgânicos e argilas siltosas orgânicas pouco plásticas		
MH	Siltes inorgânicos, com mica ou areia fina ou solos siltosos		
SC	Areias argilosas, misturas de areia - argila		
SM	Areias siltosas, misturas de areia - silte		
ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas. Pó de rocha, areias finas siltosas ou argilosas, siltes argilosos pouco plásticos		Mais erodíveis

Fonte: Gray, D. y Sotir, R (1996).

16.3 Mantos para controle de erosão

Os Mantos de Controle de Erosão são uma rede monocobertura ou multi-cobertura flexíveis, compostas por fibras de origem natural ou sintética ou por uma matriz tridimensional sintética, que garantam a proteção do solo, o reforço de fixação das raízes e o bom estabelecimento da vegetação.

Para definir o tipo de manto a ser utilizado, é muito importante analisar as seguintes características: Clima, Precipitação, Geometria do talude (comprimento, altura e inclinação) e tipo de solo (Caracterização geotécnica, conteúdo químico, biológico, acidez do solo).

A seguir, definem-se os diferentes tipos de Mantos que se dispõem na proteção do solo.

MANTOS TEMPORÁRIOS

São malhas tecidas em material sintético ou uma matriz de filamentos de fibras naturais reforçados por uma ou duas malhas entrelaçadas em fibras naturais ou sintéticas.

Esse tipo de manto é utilizado para aplicações onde a vegetação natural (por si mesma) fornece proteção suficiente contra a erosão, mas se busca criar um reforço por um curto período de tempo, esperando que a vegetação cresça e se estabeleça de maneira permanente. Sua durabilidade ou longevidade funcional compreende entre 1 e 48 meses, o que se reflete na biodegradação ou fotodegradação do manto, dependendo de ele estar fabricado em fibras de origem natural ou fibras sintéticas.

No fim da vida útil do manto, espera-se que a vegetação se encontre totalmente estabelecida e possa resistir por si mesma aos eventos hidrológicos e climáticos que geram erosão no solo.

Vantagens e benefícios

- ◆ Biodegradação ou fotodegradação (uma vez degradado, o manto é integrado no solo).
- ◆ Limitam a erosão do solo.
- ◆ Conservam a umidade do solo, que ajuda a promover a germinação da semente.
- ◆ Protegem as sementes e as plantas, permitindo um melhor estabelecimento da vegetação.
- ◆ Evita o arrasto de semente graças a escoamento superficial em etapas tardias do tratamento de taludes.

MANTOS PERMANENTES

Os Mantos Permanentes são elementos formados por fibras sintéticas de polipropileno, de alta resistência mecânica e com grande durabilidade no tempo. Esse tipo de elemento apresenta como principal função gerar um reforço à vegetação, evitando que altas velocidades de fluxo hidráulico gerem um desprendimento desta e posterior perda de solo. Dentro dos Mantos Permanentes manejam-se dois grandes grupos de materiais; o primeiro grupo é o de configuração matricial ou não tecido e o segundo grupo o de Mantos Tecidos.

Os Mantos Não Tecidos estão formados por uma matriz de fibras localizadas de forma aleatória, colocadas dentro de duas malhas biorientadas que retém os filamentos, gerando um elemento com espessura importante e intercruzamento que forma um elemento de características contínuas, nos quais os filamentos ou fibras colocadas de maneira aleatória permite a passagem de ar, água e luz, elementos essenciais para o crescimento, estabelecimento e durabilidade da vegetação, mas onde a resistência desses mantos é devido às malhas de retenção de fibras, motivo pelo qual suas resistências estão limitadas e suas aplicações se caracterizam por ter maior presença nos taludes com inclinações entre os 45° e os 70°, ainda que dependendo das condições do material, vegetação da zona e ancoragem, podem ser utilizados em taludes com maior inclinação.

O segundo grupo, ou Mantos Tecidos são mantos formados por filamentos compridos, tecidos de maneira tridimensional, o que lhes outorga maior resistência diante das condições da obra. Esse tipo de Mantos apresenta suas maiores aplicações em taludes de elevadas inclinações, nos quais a durabilidade, devido à dificuldade de crescimento e estabelecimento da vegetação, apresenta altas exigências. Esse tipo de mantos também é de ampla utilização em áreas de riachos permanentes e intermitentes e em rios de média e alta velocidade.

Esses mantos são fabricados em polipropileno estabilizado contra raios UV e resistentes a produtos químicos que habitam no meio ambiente natural do solo. Esses tipos de mantos são instalados onde a vegetação natural, por si mesma, não é suficiente para resistir às condições de fluxo e não fornece proteção suficiente para controlar a erosão em longo prazo. Os mantos que são empregados nesses casos têm as propriedades necessárias (mecânicas, hidráulicas e de desempenho) para proteger a vegetação e reforçar o solo, sob as condições naturais do local. Sua durabilidade ou longevidade funcionais vão dos 48 meses até os 50 anos, aproximadamente.

O uso de mantos na proteção de taludes e em canais gera uma proteção a curto prazo e um reforço da vegetação no longo prazo. São uma alternativa econômica e durável quando se comparam com outras soluções de caráter rígido como, por exemplo, o concreto projetado, colocado sobre elementos flexíveis como são os taludes naturais ou de corte.



▲ Figura 16.2 | Estrutura da Matriz Manto TRM 500.



▲ Figura 16.3 | Proteção de Taludes – Biotecnologia.

Controle de erosão em taludes, canais e margens de rios com Geossintéticos Um dos institutos mais prestigiosos na investigação de sistemas de controle de erosão, seus efeitos e comportamentos, é o Conselho Tecnológico de Controle de Erosão (ECTC); que fornece informações e especificações dos valores mínimos que devem cumprir os diferentes materiais que podem ser utilizados na proteção de taludes com o auxílio e acompanhamento da vegetação. É por isso que o ECTC fornece a seguinte tabela de propriedades para sistemas de reforço de vegetação.

Tabela 16.2 Especificações para Mantos permanentes

Tipo	Descrição do produto	Composição do material	Inclinação máxima recomendada	Prova de comportamento sem vegetação - esforço cisalhante	Prova de comportamento com vegetação - esforço cisalhante	Germinação das sementes	Resistência à tração MD	Resistência à tração TD	Massa por unidade de área	Espessura	Estabilidade UV	Produto TRM
			(H:V)	ASTM D6460	ASTM D6460	ASTM D7322	ASTM D6818	ASTM D6818	ASTM D6475	ASTM D6525	ASTM D4355	
				Pa	Pa	%	kN/m	kN/m	g/m ²	mm	%	
5.A	Manto de reforço de vegetação	Um produto composto por fibras, redes, malhas ou cabos sintéticos não degradáveis estabilizadas contra raios UV, processado em uma matriz tridimensional que pode ser complementada com componentes degradáveis	1:1	≥96	≥287	≥250	≥2.2	≥2.2	≥271	6.35	≥80@500 hr	TRM 500
5.B	Manto de reforço de vegetação		1:1	≥96	≥383	≥250	≥2.6	≥2.6	≥271	6.35	≥80@500 hr	TRM 500
5.C	Manto de reforço de vegetação		0.5:1	≥96	≥479	≥250	≥2.9	≥2.9	≥271	6.35	≥80@1000 hr	TRM 550
5.D	Manto de reforço de vegetação		0.5:1	≥96	≥575	≥250	≥4.8	≥3.3	≥271	6.35	≥80@1000 hr	TRM 550
5.E	Manto de reforço de vegetação		0.5:1	≥96	≥575	≥250	≥21.9	≥21.9	≥271	6.35	≥90@1000 hr	TRM 700
5.F	Manto de reforço de vegetação de alto desempenho	Um produto composto por fibras, redes, malhas ou cabos sintéticos não degradáveis estabilizadas contra raios UV, processado em uma matriz tridimensional	0.5:1	≥96	≥670	≥250	≥43.8	≥43.8	≥271	6.35	≥80@3000 hr	TRM 1000

16.3.1 Metodologia de projeto

16.3.1.1. Proteção de Taludes

Para estimar a taxa anual de erosão para um talude desprotegido, emprega-se a equação universal de perda de solo revisada (RUSLE). Tal taxa é comparada com a de um talude protegido por um Produto desenvolvido para controle de erosão (PECE).

A equação universal de perda de solo revisada é um modelo matemático utilizado para descrever os processos de perda de solo. A equação foi desenvolvida pelo Serviço de Conservação de Solos do USDA-NRCS e é a metodologia principal para prever a erosão do solo pelo escoamento induzido por chuva em um período anual (A) sofrida em um talude, sob determinadas condições geométricas (inclinação e altura), regime de chuvas, tipo e usos do solo.

A equação RUSLE pode ser escrita em sua forma mais fundamental como:

$$A = R \times K \times L \times S \times C \times P \quad (\text{Eq. 16.1})$$

Onde:

- A = Perda calculada do solo, corresponde ao valor calculado da perda de solo por unidade de área, expressa nas unidades selecionadas para K e para um período determinado por R. Para efeitos práticos é normalmente empregado em [Ton/ha*Ano].
- R = Fator de erosividade - Precipitação - Escoamento. Esse valor numérico pretende quantificar o efeito da queda de água e fornecer um índice da climatologia da zo. É dado em unidades é em unidades de energia/unidade de área/mm/h. R [kJ/m²/mm/h]
- K = Fator de Erodibilidade do solo, leva em conta a suscetibilidade de um determinado tipo de solo a ser mais ou menos erodível. Esse fator é a taxa perdida de solo por unidade do índice de erosão, medido em um talude padronizado de 22,13 m de comprimento e uma inclinação uniforme de 9%. Apresentam-se valores entre 0 e 1, dependendo do tipo de solo.
- L = O fator de comprimento do talude é a proporção da perda de solo ao longo do comprimento do talude especificado em relação a um comprimento de talude padrão (22,13 m).
- S = O fator de magnitude da inclinação é a proporção da perda de solos de uma superfície com uma inclinação específica em comparação com a inclinação padrão de 9%, com todos os outros fatores idênticos.
- LS = Encostas mais compridas e mais íngremes tendem a ser mais erodíveis.

C = fator de cobertura, valor atribuído a um tipo particular de cobertura de controle de erosão em função da capacidade do produto de proporcionar cobertura e proteção contra a erosão. Perda de solo média.

P = O fator de práticas de apoio de conservação é a proporção de perda de solo com uma prática de apoio como cultivo em contorno, barreiras vivas, ou cultivo em terraços, em comparação com a lavoura na direção da inclinação.

Para a determinação das variáveis da equação existem diferentes métodos, mas, para a facilidade de cálculo e consecução de informações, propõe-se os seguintes:

Wischmeier e Smith (1978) desenvolveram uma equação para a determinação de R quando se tem poucas informações disponíveis

$$R = 0.147(P_{2.6})^{3.17} \quad (\text{Eq. 16.2})$$

Onde:

R = Erodibilidade da chuva em Mj.mm/ha.h.ano

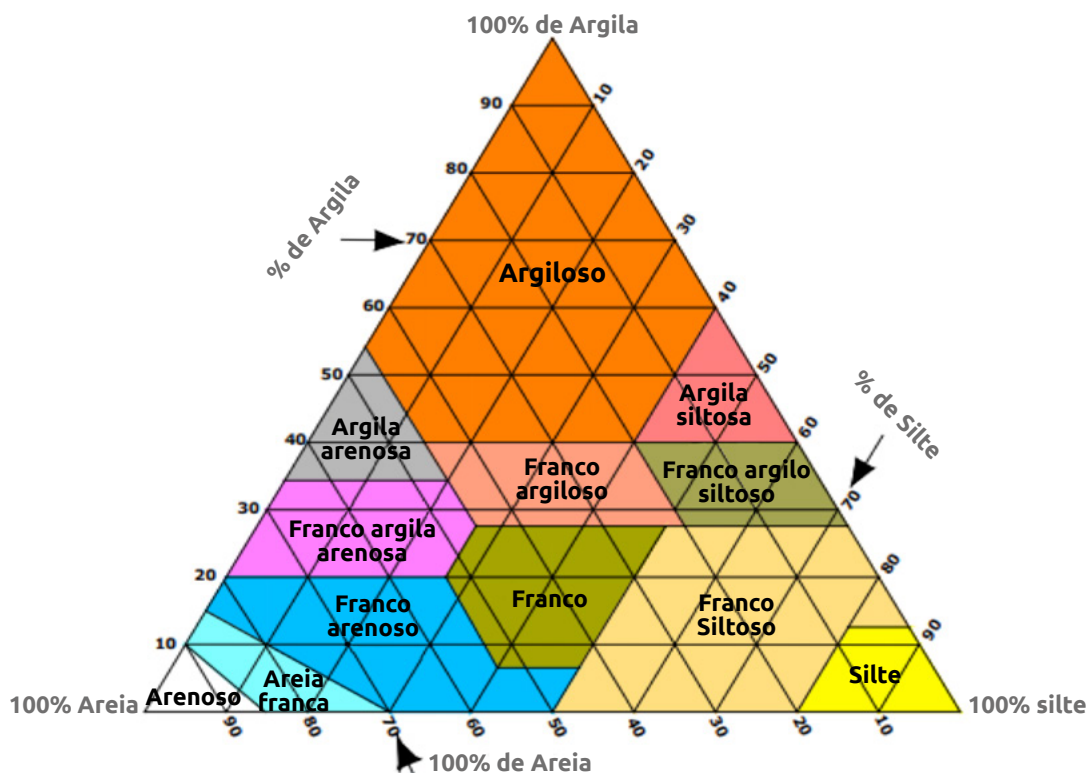
(P_{2.6}) = É a precipitação de 6 horas de duração e frequência de 2 anos expressa em mm (ver Anexo C).

Para o valor de K, tem-se diferentes alternativas de cálculo ou determinação, dependendo da informação recolhida; uma das mais simples de se utilizar foi desenvolvida por Kirkby e Morgan (1980), onde foram recompilados uma grande quantidade de dados e gerou-se uma tabela a partir dos valores obtidos, no qual se associam a textura do solo e o conteúdo de matéria orgânica.

Tabela 16.3 Valores de K associados à textura e ao conteúdo de matéria orgânica (Kirkby e Morgan)

Textura do solo	Conteúdo de matéria orgânica		
	< 0.5%	0.5% - 4%	> 4%
Argila	0.017	0.038	-----
Argila arenosa	0.018	0.017	0.016
Argila siltosa	0.033	0.030	0.025
Areia	0.007	0.004	0.003
Areia fina	0.0021	0.018	0.013

Textura do solo	Conteúdo de matéria orgânica		
	< 0.5%	0.5% - 4%	> 4%
Areia fina franca	0.032	0.026	0.021
Areia franca	0.016	0.013	0.011
Areia muito fina	0.055	0.047	0.037
Areia muito fina franca	0.058	0.050	0.040
Franco	0.050	0.045	0.038
Franco argilo siltosa	0.049	0.042	0.034
Franco argiloso	0.037	0.033	0.028
Franco areno argiloso	0.036	0.033	0.028
Franco arenoso	0.036	0.032	0.025
Franco arenoso fino	0.046	0.040	0.032
Franco arenoso muito fino	0.062	0.054	0.043
Silte	0.079	0.068	0.055
Silte franco	0.063	0.055	0.043



Para o cálculo de L y S, McCool et al (1987 e 1989) propuseram as seguintes equações:

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.1} \right)^m \quad (\text{Eq. 16.3})$$

$$m = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (\text{Eq. 16.4})$$

$$\beta = \frac{\frac{\sin \theta}{0.00896}}{(3.0 * (\sin \theta)^{0.8}) + 0.56} * r \quad (\text{Eq. 16.5})$$

$$S = 16.8 \sin \theta - 0.50 \quad \text{se a inclinação } \geq 9\%$$

$$S = 10.8 \sin \theta + 0.03 \quad \text{se a inclinação } < 9\%$$

Onde:

L = Fator longitudinal do terreno (adimensional).

λ = Comprimento do terreno (m).

m = Exponente variável segundo β .

β = Relação erosão em sulco a erosão entre sulcos.

r = Coeficiente igual a 0,5 terra com vegetação ou pasto; 1.0 em terrenos agrícolas e 2.0 solos desnudos.

S = Fator de inclinação do terreno (adimensional).

O valor de C*P é obtido da Tabela 16.4.

Tabela 16.4 Valores do fator de controle de erosão C*P

Estado superficial	Fator C*P
Solo sem proteção compactado	1.2 - 1.3
Escarificado superficial recente sobre solo sem proteção	1.0
Solo sem proteção depois de uma chuva	0.89
Solo sem proteção Solto	0.8 - 0.9
Raspado	0.61

Estado superficial	Fator C*P
Semeadura temporária de menos de 2 meses	0.4
Semeadura temporária de mais de 2 meses	0.09
Semeadura permanente de menos de 1 ano	0.05 - 0.4
Semeadura permanente de 1 ano	0.01

Fuente; Arranz, J.C. (1991)

Tabela 16.5 Fator C*P para Mantos de controle de temporários e permanentes

		Fator C*P para Mantos de Controle de Erosão								
		Comprimento ≤ 6m			Comprimento 6m - 15m			Comprimento ≥ 15m		
		≤3:1	3:1-2:1	≥2:1	≤3:1	3:1-2:1	≥2:1	≤3:1	3:1-2:1	≥2:1
Tipo de Manto Temporário	Ecomatrix	0.035	0.13	0.25	0.13	0.23	0.5	0.22	0.33	0.7
	AGR 3000 F-P	0.029	0.11	0.23	0.11	0.21	0.45	0.19	0.3	0.66
	AGR 3200 FC-F	0.029	0.11	0.23	0.11	0.21	0.45	0.19	0.3	0.66
	AGR 4200 FC-CP	0.005	0.106	0.13	0.062	0.12	0.17	0.12	0.18	0.22
Tipo de Manto Permanente	TRM500	0.003	0.04	0.092	0.052	0.076	0.103	0.09	0.11	0.13
	TRM550	0.001	0.029	0.082	0.036	0.06	0.096	0.07	0.09	0.11
	TRM700	0.0005	0.015	0.043	0.018	0.031	0.05	0.035	0.047	0.057
	TRM1000	0.00045	0.0145	0.0425	0.0173	0.0305	0.0495	0.0345	0.0465	0.0565

Baseados nas recomendações realizadas por USDA (United States Department of Agriculture) tem-se um valor máximo de perda de solo de 0.0762 cm no ano (12.2 Ton/Ha/ano).

Para considerar adequada uma proteção de talude, a relação entre a perda de solo e o valor máximo de perda, deve ter um valor superior a 1.1 (FS).

Esse valor é utilizado dentro dos cálculos para determinar se as condições de um terreno são consideradas estáveis ou se exige alguma proteção.

Para solucionar a equação RUSLE, empregam-se programas para essa finalidade, como o Geosoft. Uma vez estimada a perda calculada de solo, é possível compará-la e quantificar a manutenção que se deve fazer em Semeadura, caixas e poços em geral.

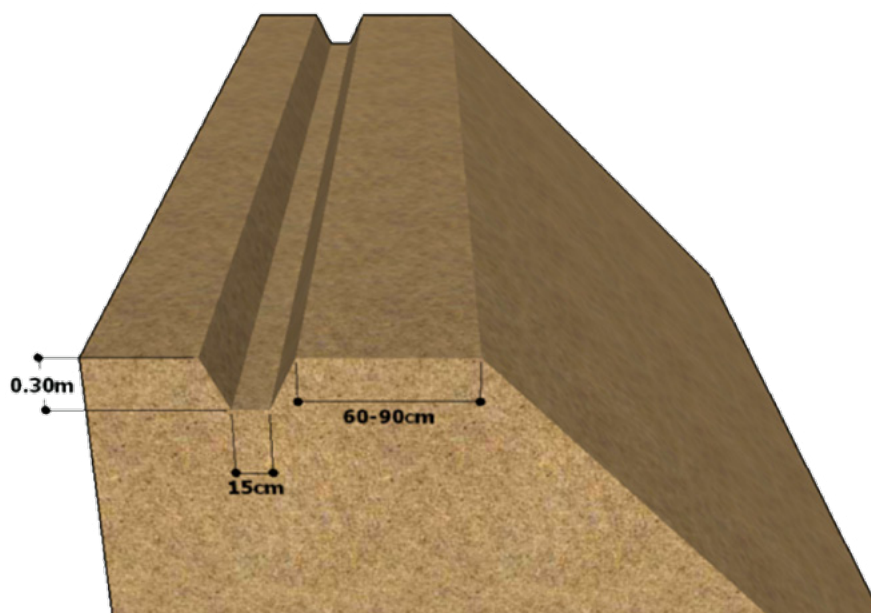
Também é possível quantificar o grau de erosão hídrica que uma encosta desprotegida pode estar exposta, comparando-se com cifras de referência como as estabelecidas por FAO, PNUMA e UNESCO.

Tabela 16.6 Classificação da FAO, PNUMA-UNESCO

Perdas de solo (t/ha ano)	Grau de erosão hídrica
<10	Nenhuma ou pouca
10 - 50	Moderada
50 - 200	Alta
>200	Muito alta

Parte fundamental do funcionamento correto e vida útil do manto está condicionada pelo sistema de ancoragem e sua densidade, para gerar um contato máximo entre o manto e o talude a ser protegido. Esse ponto é fundamental na seleção do tipo de ancoragem e seu comprimento.

Todos os mantos deverão ter como principal elemento de ancoragem uma vala, a qual estará separado da borda do talude entre 60 cm e 90 cm; essa vala terá dimensões mínimas de 15 cm de largura e 30 cm de largura.



Como segundo ponto, seleciona-se a densidade de ancoragem, a qual está relacionada diretamente com a inclinação do talude a ser protegido, baseado na seguinte tabela.

Tabela 16.7 Densidade de ancoragens em taludes

Declive do talude (inclinação)	Frequência da ancoragem
Até 3H:1V	1.35 ancoragens/m ²
3H:1V a 2H:1V	2.00 ancoragens/m ²
2H:1V a 1H:1V	2.00 a 4.10 ancoragens/m ²
Maior a 1H:1V	>4.1 ancoragens/m ²

Uma vez selecionada a densidade das ancoragens, deverá ser estabelecido o tipo de ancoragem a utilizar; para isso, deverá se conhecer a dureza do material que compõe o talude; as ancoragens que poderão ser utilizadas serão:

Tabela 16.8 Tipos de ancoragens em taludes

Tipo de ancoragem	Características	Comprimento
Grampos em formato de U	Barra de aço diâmetro 3/8"	De 20 a 30 cm efetivos por lado
	Arames galvanizados espessura 2.7 mm ou 2.2 mm	De 30 a 45cm efetivos por lado
Pinos metálicos com placa	Barra de aço de 7 mm de diâmetro, placa de diâmetro 55 mm	De acordo com a recomendação do Geotécnico

16.3.1.2. Exemplo de Projeto para Taludes

Determinação da condição de perda de solo de um talude com as seguintes características:

Precipitação com duração de 6 horas e período de retorno de 2 anos:	9.6mm
Tipo de solo:	Franco Arenoso
Comprimento do Talude (λ):	20m
Inclinação do Talude (θ):	60°
Condição do Talude:	Sem vegetação
Porcentagem de matéria orgânica:	7%
Condição do solo:	Sem proteção compactado

Sob essas condições, têm-se os seguintes valores:

Aplicando a equação 16.2, obtém-se

$$R = 0.147(P_{2.6})^{3.17} = 191.03$$

K = Da tabela 16.2, obtém-se um valor de 0.025 pelo tipo de terreno e conteúdo de matéria orgânica.

r = Sendo um solo sem vegetação, toma-se o valor de 2.

Aplicando as equações 16.3, 16.4 e 16.5, obtém-se as seguintes condições

$$\beta = \frac{\frac{\sin \theta}{0.00896}}{(3.0 * (\sin \theta)^{0.8}) + 0.56} * r = 59.77$$

$$m = \frac{\beta}{1 + \beta} = 0.98$$

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.1} \right)^m = 0.91$$

$$S = 16.8 \sin \theta - 0.50 \quad \text{inclinação } \geq 9\% = 14.05$$

C*P: Da tabela 16.3, o valor adotado é 1.2.

Incluindo os valores calculados na equação 16.1, obtém-se o valor de perda de solo A

$$A = R * K * S * L * C * P = 191.03 * 0.025 * 14.05 * 0.91 * 1.2 = 72.98 \text{ Ton/ha/ano} \cong 0.41 \text{ cm} > 0.076 \text{ cm}$$

Essa condição de perda de solo é considerada perda de solo excessiva, o valor de Fator de Segurança (FS) apresenta um valor $0.19 < 1.1.$, o que se considera inadequado.

Posteriormente, realizam-se os mesmos cálculos com a presença de um Manto Permanente TRM500 sobre a superfície do talude. Sob essas condições, apresentam-se os seguintes valores.

r = Sendo um solo com manto e vegetação futura, toma-se o valor de 0.5.

$C^*P =$ Da tabela 16.4, o valor adotado é 0.13

$$\beta = \frac{\frac{\sin \theta}{0.00896}}{(3.0 * (\sin \theta)^{0.8}) + 0.56} * r = 14.94$$

$$m = \frac{\beta}{1 + \beta} = 0.94$$

$$A = R * K * S * L * C^*P = 191.03 * 0.025 * 14.05 * 0.91 * 0.13 = 72.98 \text{ Ton/ha/ano} \cong 0.04 \text{ cm} < 0.076 \text{ cm}$$

Considera-se como uma condição estável, com baixa perda de solo, o valor de Fator de Segurança (FS) apresentando um valor $1.73 > 1.1.$, o que se considera adequado.

16.3.1.3. Revestimento de canais

Suposição de fluxo uniforme (as dimensões do canal, profundidade do fluxo e vazão são considerados constantes durante todo o canal).

Os parâmetros hidráulicos podem ser determinados utilizando a equação de Manning

$$Q = \frac{KAR^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (\text{Eq. 16.6})$$

Onde:

$K =$ 1.486 para unidades inglesas e 1.0 para unidades métricas.

$Q =$ Vazão, ft^3/s ó m^3/s .

$A =$ Área do fluxo, ft^2 ó m^2 .

$R =$ Raio Hidráulico (Área/perímetro molhado), ft ou m .

$S =$ Inclinação da linha de energia ou do canal.

$n =$ Coeficiente de rugosidade de Manning.

Sem vegetação

O valor típico do “n” de Manning para todos os materiais Geossintéticos sem vegetação é de 0.020, baseado na experiência e nos resultados de laboratórios com testes em diferentes

TRMs,reaterrados ou cheios de solo. Esse valor pode ser alterado em outras situações como: cobertura vegetal parcial, profundidades do fluxo e condições de não aterramento com solo.

Com vegetação

A resistência do fluxo varia com o tipo de vegetação, velocidade e profundidade do fluxo; por conseguinte, um melhor estabelecimento da vegetação fornece como resultado uma maior resistência ao fluxo (“n” maior)

Para Geossintéticos revegetados, o “n” e Manning é determinado pela espécie de vegetação utilizada:

Tabela 16.9 Valores do coeficiente de rugosidade n

Tipo de parede do canal	Mínimo	Normal	Máximo
Escavado ou perfilado			
Limpo recém terminado	0.016	0.018	0.020
Limpo depois da exposição à intempérie	0.018	0.022	0.025
Com aterramento seção uniforme	0.022	0.025	0.030
Fundo de terra e laterais em pedra	0.028	0.030	0.035
Escavado ou perfilado			
Gramma curta e vegetação rasteira	0.022	0.027	0.033
Gramma média e vegetação rasteira	0.025	0.030	0.033
Gramma alta	0.030	0.035	0.050
Com Geossintéticos			
Manto permanente com pasto fino	0.024	0.029	0.035
Manto permanente com pasto médio	0.027	0.032	0.036
Manto permanente com pasto grosso	0.032	0.037	0.052
Flexocreto	0.015	0.017	0.020
Geocolchão	0.020	0.030	0.035
Durabag	0.020	0.023	0.026
Geocélula preenchida com concreto	0.016	0.018	0.022
Geocélula preenchida com vegetação	0.027	0.032	0.036
Geomembrana	0.009	0.010	0.012

Os canais não podem tolerar a instabilidade das margens e a possível migração lateral. Desenvolveram-se dois métodos para determinar se o canal é estável: (1) a velocidade permissível e (2) a força trativa (esforço de cisalhamento).

Sob a metodologia de velocidade permissível (1) o canal é presumido como sendo estável se a velocidade máxima permitida, na metodologia de força trativa (2) o esforço de cisalhamento permissível é máximo antes de provocar erosão do fundo do canal.

O modelo do processo de erosão fornecido em um canal aberto quando se trabalha com o esforço de cisalhamento permissível é o método mais recomendado para o projeto de canais.

Quando a água flui em um canal, desenvolve-se uma força que atua na direção do fluxo sobre o leito do canal. Essa força é simplesmente o puxar da água sobre a superfície de área com água, conhecida como força trativa.

$$\tau_0 = \gamma R S_0 \quad (\text{Eq. 16.7})$$

Onde:

τ_0 = Esforço de cisalhamento médio, N/m² (lb/ft²).

γ = Peso unitário da água, 9.810 N/m³ (62.4 lb/ft³).

R = Raio Hidráulico, m (ft).

S_0 = Inclinação do fundo do canal ou da linha de energia, m/m (ft/ft).

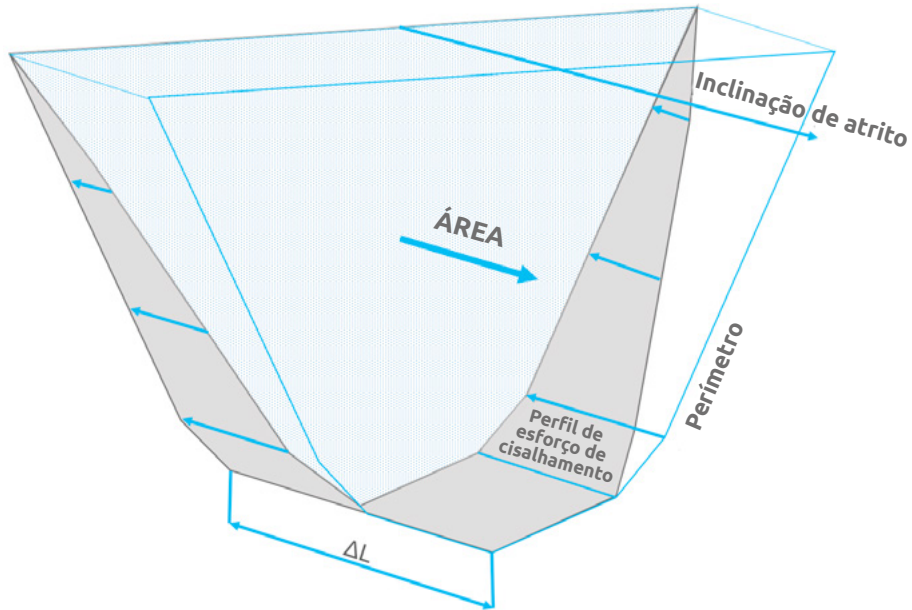
O esforço de cisalhamento máximo é apresentado no fundo do canal, τ_d . Para simplificar o processo de projeto, o máximo esforço de cisalhamento no fundo do canal é tomado como:

$$\tau_d = \gamma d S_0 \quad (\text{Eq. 16.8})$$

Onde:

τ_d = Esforço de cisalhamento na máxima profundidade, N/m² (lb/ft²)

d = Máxima profundidade do fluxo no canal para a vazão do projeto, m (ft)



▲ Figura 16.4 | Esforços sobre uma seção de canal.

A relação entre o esforço de cisalhamento permissível e a velocidade permissível para um canal revestido pode ser encontrada considerando a equação de continuidade:

$$Q = VA \quad (\text{Eq. 16.9})$$

Onde:

V = Velocidade do fluxo, m/s ó ft/s

A = Área do fluxo, m² ó ft²

Substituindo, temos,

$$V_p = \frac{K}{n \sqrt{\gamma d}} R^{1/6} \tau_p^{1/2} \quad (\text{Eq. 16.10})$$

Onde:

V_p = Velocidade permissível do fluxo, m/s (ft/s).

τ_p = Esforço de cisalhamento permissível, N/m² (lb/ft²).

K = 1.486 para unidades inglesas e 1.0 para unidades métricas.

16.3.1.4. Conceitos básicos

Parâmetros de Projeto

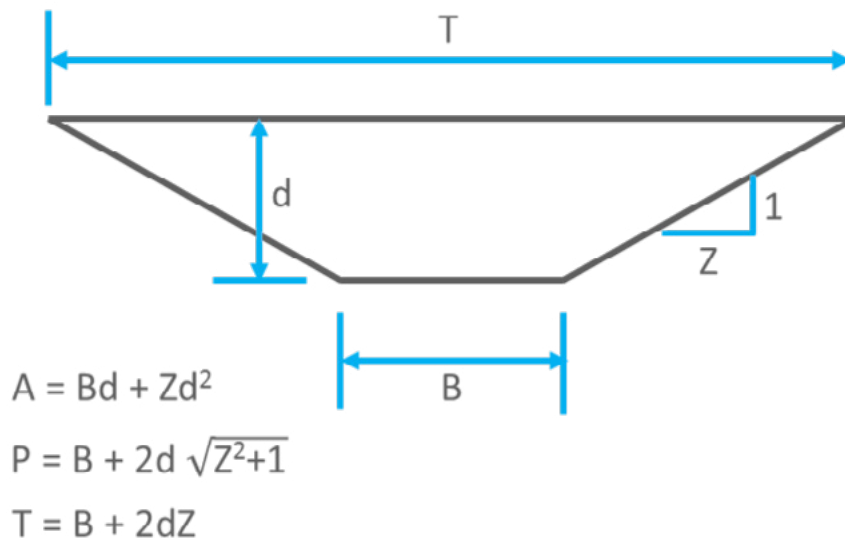
- ◆ Frequência da vazão de projeto.
- ◆ Geometria do canal.
- ◆ Inclinação do canal.
- ◆ Borda livre.

Frequência da vazão de projeto

Geralmente, a vazão de projeto para canais revestidos se projeta para períodos de retorno de 5 ou 10 anos; sem dúvida, isso é regido por padrões locais

Geometria do canal

Normalmente, os canais são projetados com seções trapezoidais



▲ Figura 16.5 | Parâmetros Geométricos de uma seção trapezoidal.

Inclinação do canal

A inclinação do canal é o parâmetro mais importante na determinação do esforço de cisalhamento. Para uma vazão de projeto dada, o esforço de cisalhamento com uma inclinação média ou subcrítica é menor que um canal com uma inclinação supercrítica.

Borda livre

A borda livre de um canal é a distância vertical entre a superfície da água e a parte superior do canal para a condição do projeto. A importância desse fator depende da consequência de um sobre fluxo sobre as margens do canal. No mínimo, deve ser de 0.15 m.

16.3.1.5. Procedimento de projeto

Canais Retos

O procedimento básico de projeto para revestimentos flexíveis de canais é muito simples. Os cálculos incluem a determinação da profundidade do fluxo uniforme no canal, conhecida como a profundidade normal e a determinação do esforço de cisalhamento no fundo para essa profundidade.

Se o esforço de cisalhamento permissível for maior ou igual ao esforço de cisalhamento calculado, incluindo a consideração de um fator de segurança, o revestimento é considerado aceitável. Esse conceito é expresso como:

$$\tau_p \geq FS\tau_d \quad (\text{Eq. 16.11})$$

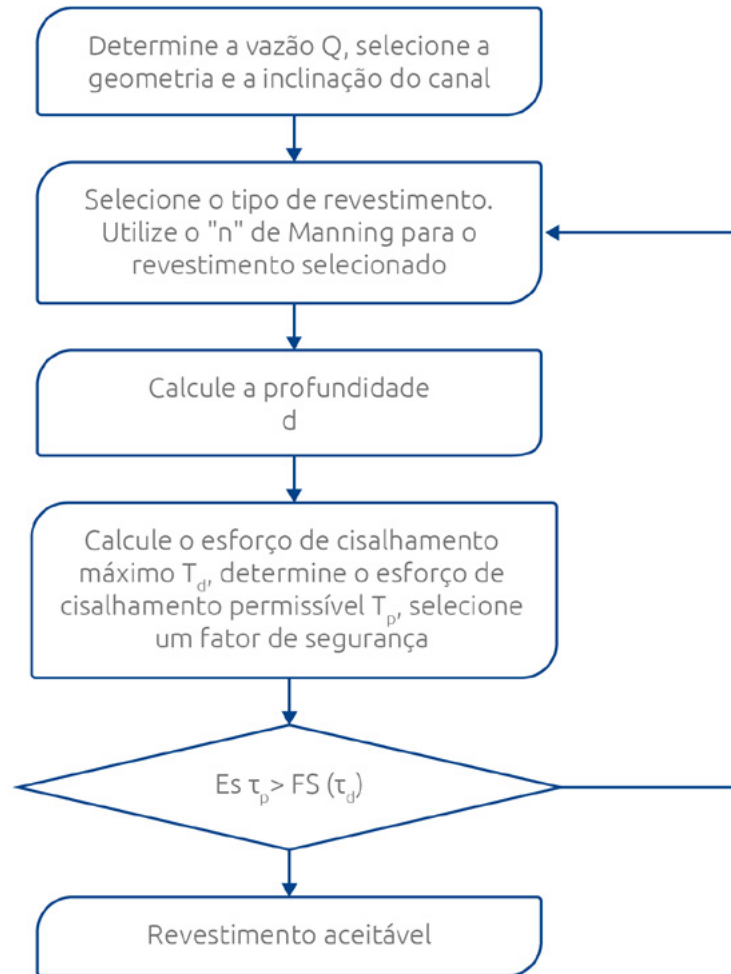
Onde:

τ_p = Esforço de cisalhamento permissível, N/m² (lb/ft²).

F.S = Fator de segurança (maior ou igual a 1.1).

τ_d = Esforço de cisalhamento na máxima profundidade, N/m² (lb/ft²) .

O procedimento básico de projeto para um revestimento flexível consiste nos passos seguintes e se resume à seguinte figura:

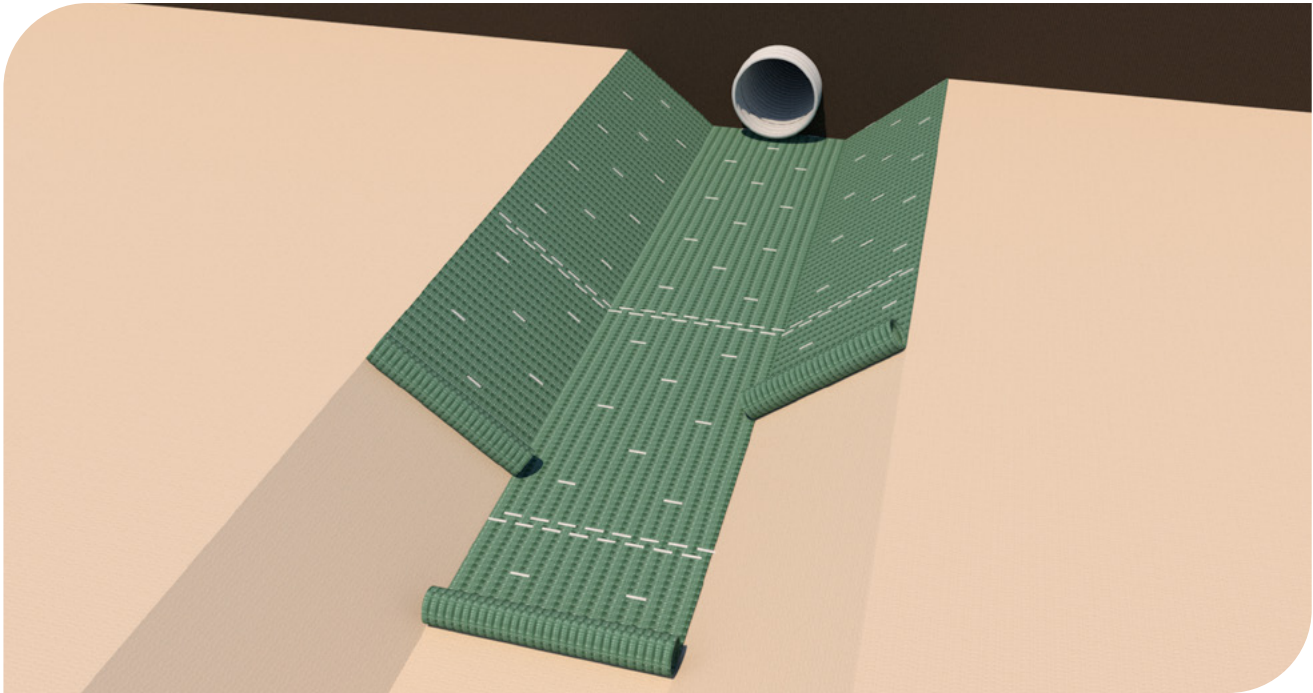


16.3.1.6. Propriedades de desempenho

No apêndice B desse manual, listam-se as especificações técnicas dos Mantos de Controle de Erosão TRMs. Ali, relatam-se as propriedades mais relevantes para o projeto (Valores admissíveis) como:

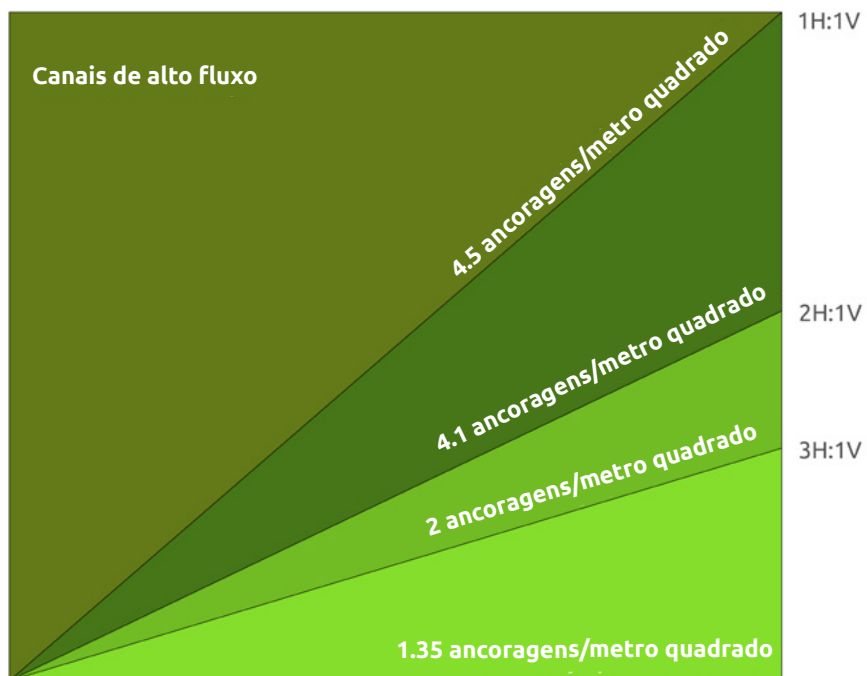
- ◆ Esforço de cisalhamento.
- ◆ Velocidade admissível.
- ◆ Fator de cobertura.
- ◆ n de Manning (em condição vegetada e solo no manto).

Para a ancoragem em canais, é importante realizar a colocação do material das águas abaixo até as águas acima, evitando, dessa maneira, que o fluxo gere desprendimentos de material pela velocidade de fluxo. Além disso, deverão ser construídas valas de ancoragem na parte final do canal e, igual à proteção de taludes, na parte superior dos taludes do canal.

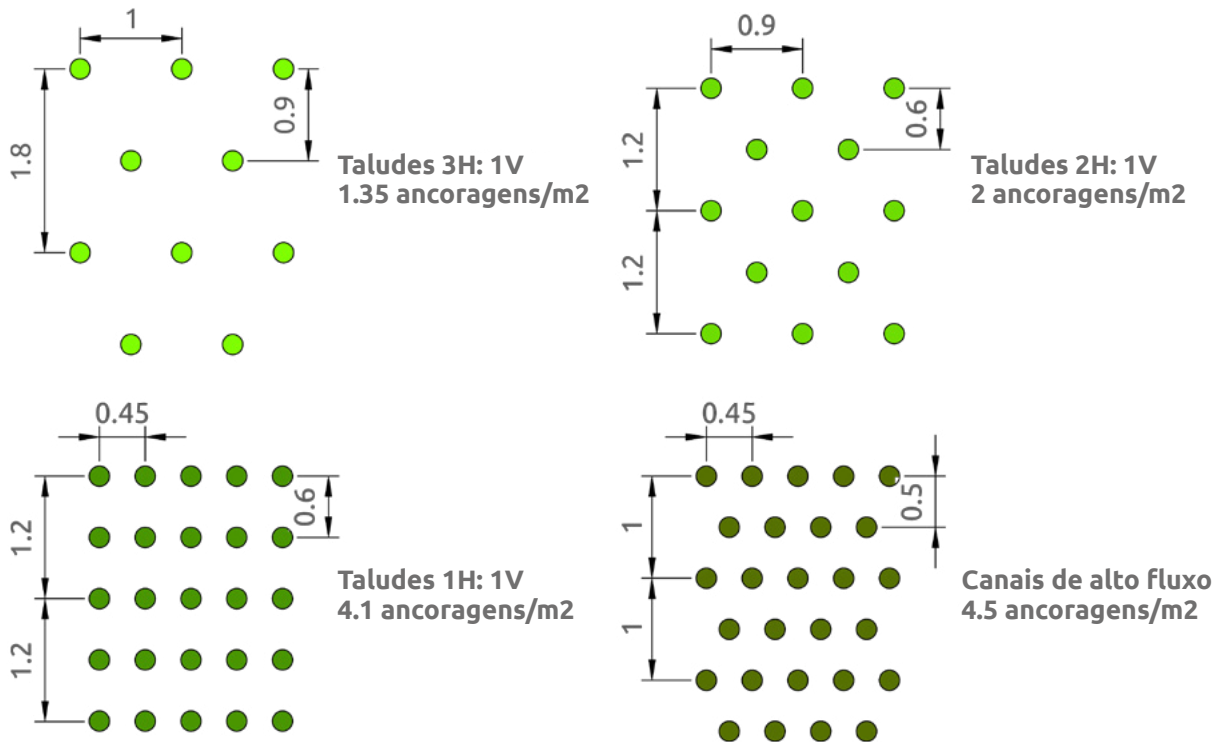


▲ Figura 16.6 | Ancoragens para os Mantos.

À diferença da proteção de taludes, a densidade de ancoragens em canais não dependerá exclusivamente da inclinação de suas paredes ou taludes, mas também da velocidade do fluxo dentro do canal, tendo as seguintes densidades para canais de alta velocidade:



▲ Figura 16.7 | Quantidade de ancoragens para mantos por metro quadrado.



▲ Figura 16.8 | Densidade de ancoragens.

16.3.1.7. Exemplo de projeto

Tem-se um canal trapezoidal, com uma geometria de 2m de largura de fundo, taludes a 45° (1H:1V) e uma vazão medida de 2.0 m³/s. Esse canal está recém escavado e sem nenhuma proteção nas suas paredes. Além disso, se avaliará com a proteção de um manto TRM500.

n para solo desprotegido: 0.0156

Para essa vazão, deseja-se calcular o valor da altura da lâmina de água (d)

$$Q = \frac{KAR^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

K = 1, para unidades internacionais.

d = Altura da lâmina de água.

Z_l = Inclinação parede esquerda (para esse caso 1).

Z_r = Inclinação parede direita (para esse caso 1).

b = Largura base do canal (2m).

$$A = \frac{d^2 z_l}{2} + (b * d) + \frac{d^2 z_r}{2} = 0.286 \text{ m}^2$$

P: Perímetro molhado

$$P = d * (z_l + 1)^{0.5} + b + d * (z_r + 1)^{0.5} = 2.38 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{d^2 z_l}{2} + (b * d) + \frac{d^2 z_r}{2}}{d * (z_l + 1)^{0.5} + b + d * (z_r + 1)^{0.5}} = \frac{0.286 \text{ m}^2}{2.38 \text{ m}} = 0.12 \text{ m}$$

$$Q = \frac{\left(\frac{d^2 z_l}{2} + (b * d) + \frac{d^2 z_r}{2} \right) \left(\frac{\frac{d^2 z_l}{2} + (b * d) + \frac{d^2 z_r}{2}}{d * (z_l + 1)^{0.5} + b + d * (z_r + 1)^{0.5}} \right)^{2/3}}{n} \text{ S}^{1/2}$$

Para uma vazão (Q) de 2m³/s, e resolvendo da equação anterior, vem que:

$$d = 0.13 \text{ m}$$

Determina-se a velocidade do fluxo dentro do canal

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2 \text{ m}^3/\text{s}}{0.286 \text{ m}^2} = 6.99 \text{ m/s}$$

Posteriormente se calcula a tensão de cisalhamento máxima na parte inferior do canal

γ água: 9810 N/m³

$$\tau_d = \gamma d S_0 = 9,810 * 0.13 * 0.2 = 263.18 \text{ Pa}$$

Esse valor é superior ao esforço de cisalhamento resistente da vegetação (96 Pa), motivo pelo qual se considera como uma condição instável.

$$FS = \frac{\tau_p}{\tau_d} = \frac{96 \text{ Pa}}{263.18 \text{ Pa}} = 0.36$$

Agora, analise a condição com manto de controle de erosão (TRM500) e vegetação:

n: para manto com vegetação 0.035

Obtém-se que a altura da lâmina de água é:

$$d = 0.22\text{m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2 \text{ m}^3/\text{s}}{0.483 \text{ m}^2} = 4.14 \text{ m/s}$$

Posteriormente, calcula-se o esforço de cisalhamento máximo no fundo do canal

$$\tau_d = \gamma d S_0 = 9,810 * 0.22 * 0.2 = 427.15 \text{ Pa}$$

Esse valor é inferior ao esforço de cisalhamento resistente da vegetação (480 Pa), motivo pelo qual se considera como uma condição estável ao incluir o manto TRM500 com vegetação

$$FS = \frac{\tau_p}{\tau_d} = \frac{480 \text{ Pa}}{427.15 \text{ Pa}} = 1.12 > 1.1$$

16.4 Sistema G-Green

A evolução do controle de erosão em taludes com mantos corresponde à implementação de sistemas de controle de erosão e proteção de taludes constituídos pela combinação de dois ou mais desses elementos: Geotêxteis Não Tecidos, mantos para o controle de erosão, Geogrelhas Extrudadas, malhas metálicas e chumbadores ou ancoragens. As diferentes combinações resultam em diferentes métodos de proteção de taludes e controle de erosão que, em conjunto com um sistema de drenagem adequado, oferecem uma solução tecnicamente conveniente e que se integra muito bem na paisagem.

Esses sistemas denominados G-Green buscam fornecer uma maior proteção aos taludes diante dos efeitos de água e o vento, oferecendo diferentes alternativas que se ajustam às condições particulares de diversos taludes, cuja resposta aos agentes erosivos e à instabilidade está definida por fatores entre os quais se destacam: a geometria do talude, os materiais constitutivos da encosta, as características estruturais do maciço, a presença de processos de instabilidade, o estado de conservação do solo superficial, condições hidrológicas, edafológicas, climáticas e paisagísticas.



▲ Fotografia 16.1 | Sistema G- Green. Local crítico KM60 Bogotá Villeta.

Em geral, pode-se dizer que os sistemas G-Green são sistemas de proteção passivos; por isso, não afetam o processo de desprendimento do material, senão que trabalham no controle da própria massa e seu recolhimento; por isso, esses sistemas, por si mesmos, não constituem um sistema de estabilização de taludes. Isso não significa que às vezes são combinados com sistemas ativos que procuram evitar a evolução natural das instabilidades do solo, impedindo o movimento de material destacado ou destacável, como aplicações como solo grampeado, chumbadores ou ancoragens ativas profundas que estabilizam o terreno, cortando a superfície de deslizamento.

Não se deve deixar de reconhecer que a ausência de um sistema de controle de erosão pode levar, no médio ou longo prazo, ao desenvolvimento de um processo de erosão intenso, que desencadeia um problema de instabilidade de talude. A oportuna instalação de medidas de controle de erosão pode minimizar esses processos de erosão, medidas que devem incluir as obras de revestimento superficial e um manejo e disposição adequados das águas superficiais e subsuperficiais, pois isso também se constitui em um fator de alto impacto sobre a estabilidade superficial global dos taludes.

Antes da instalação de medidas de proteção superficial, será exigido, ocasionalmente, adiantar a retirada de materiais instáveis, o corte, terra planagem ou perfilamento de taludes, que também ajudará a garantir a melhor interface do solo - Geossintéticos. Devemos lembrar também, nessas técnicas de bioengenharia, a importância de preservar a revegetação natural do talude tanto quanto for possível, pois o papel da vegetação abrange não apenas limitar a erosão superficial,

mas, ocasionalmente, trabalha como coadjuvante na estabilidade em movimentos de massa pouco profundos. Em taludes rochosos ou com pobres condições de solo fértil na superfície, o mais provável é que a revegetação não seja possível, motivo pelo qual o sistema se encarregará em sua totalidade de proteger o talude contra os efeitos erosivos.

A seguir, apresentam-se de maneira separada os Geossintéticos e elementos que fazem parte de um sistema G-Green e posteriormente algumas combinações mais frequentes.

O Geotêxtil Não Tecido

A instalação de Geotêxteis Não Tecido como parte de um sistema de controle de erosão é uma prática cada vez mais frequente, pois estão evidentes as vantagens de sua inclusão em taludes com materiais que não tem coesão, de matriz fina, rochas muito alteradas, altamente erodíveis e sensíveis à umidade. Essas vantagens devem-se devido as características hidráulicas filtrantes e de tamanho de abertura aparente desse tipo de Geotêxtil, que limita e pode até evitar a passagem ou lavagem do material fino enquanto permite a passagem de água, sem alterar o fluxo de água até o exterior do talude. Nesse sentido, quando se inclui a instalação de um Geotêxtil Não Tecido, o mesmo será o primeiro elemento a ser colocado em contato com o solo do talude.



▲ Fotografia 16.2 | Geotêxtil Não Tecido em sistema G-Green.

O Mantos Permanente

Como foi mencionado anteriormente no capítulo, conta-se com Mantos para Controle de Erosão temporários e permanentes, que garantam a proteção do solo ao reduzir os efeitos do vento, da chuva e o escoamento, reforçam a fixação das raízes e favorecem o estabelecimento da vegetação; com uma estrutura que permite o livre fluxo de água até o exterior do talude.

Dentro dos sistemas G-Green, o uso dos mantos se limita aos Mantos Permanentes no sentido de que esses sistemas complementares se focam principalmente em taludes com necessidades de proteção exigentes, com inclinações altas ou taludes nos quais o estabelecimento de vegetação é pouco provável. Além disso, o Mante permanente serve de proteção aos Geotêxteis Não Tecidos diante dos raios UV, quando esses são contemplados no sistema.



▲ *Fotografia 16.3 | Manto Permanente em sistema G- Green.*

Os Mantos a serem considerados nos sistemas G-Green abarcam do TRM500 ao TRM1000, cujas características de resistência à tração são registradas na Tabela 2, variando aproximadamente entre 2 KN/m a 44 KN/m, e a velocidade admissível de fluxo está aproximadamente entre 4 m/s e 8 m/s para esse tipo de mantos, propriedades que resultam, na maior parte dos casos, serem suficientes para garantir um suporte adequado aos materiais de superfície que se desprendem em diferentes tipos de talude; considerando que uma instalação adequada do manto evitará que essa quantidade ou volume de material desprendido seja maior.

A seleção do manto deve considerar, entre outros: a inclinação do talude, a carga do solo desprendido projetada sobre o manto, a velocidade máxima da água de escoamento, a durabilidade esperada do manto segundo a vida útil do projeto e, quando se busca e for possível a revegetação, deve-se ter em conta a existência de solo natural com conteúdo orgânico que favoreça a vegetação e, finalmente, a forma de revegetação projetada (solo orgânico ou hidrossemeadura). Também é importante lembrar que o êxito da revegetação depende de uma seleção e combinação de sementes adequadas, em conformidade com a vegetação existente na área de intervenção.

A fixação do manto pode ser realizada com pinos ou varas em J ou U, normalmente de 3/16" ou calibre 8. O comprimento do pino ou da vara dependerá do estado de alterações dos materiais superficiais, a evolução esperada de tal alteração no interior do talude e, com isso, a possibilidade de que o pino ou vara percam suporte ou sejam soltos por conta da perda de material circundante.

A Geogrelha Biaxial Extrudada

Um elemento de reforço adicional que pode ser incluído dentro dos sistemas G-Green com uma resistência média é a Geogrelha Biaxial Extrudada, fabricada em polipropileno com uma alta resistência química, biológica e à exposição UV, a qual se mostra muito conveniente em taludes com desprendimentos superficiais de detritos que, por seu tamanho, podem ser retidos pela malha. A resistência à tração dessa malha varia entre 20 e 30 KN/m e sua longevidade é de 5 a 10 anos.



▲ Fotografia 16.4 | Geogrelha Biaxial Extrudada.

A malha talude

A malha talude faz referência a uma malha de tripla torsão fabricada em fio revestido com PVC, que confere resistência adicional ao sistema G-Green de 35 KN/m ou superior, conforme exigido pelo projeto e que garante uma estabilidade da malha por um período de 20 ou 30 anos. Adicionalmente, pela flexibilidade deste tipo de malhas, mostra-se conveniente, entre outras coisas, quando se exige proteger taludes com superfícies irregulares ou bloqueios de rocha que se sobressaem, conseguindo um bom contato com o terreno.



▲ *Fotografia 16.5 | Malha de talude em sistema G-Green.*

Essas malhas estão focadas em aplicações de controle de erosão e estabilização local como, por exemplo, o controle de queda de detritos, retenção de material e contenção de falhas locais. A malha constitui o primeiro elemento de resistência diante dos esforços que logo são transmitidos aos chumbadores de ancoragem.

Embora possam ser apresentados um sem-número de combinações de proteção a partir dos Geossintéticos e demais elementos que fazem parte do sistema G-Green, a seguir se faz referência aos sistemas G-Green mais habituais e, na tabela 16.10, dão-se alguns indicativos a serem considerados na seleção do sistema mais adequado para diferentes condições dos taludes.

G-Green: Manto permanente + Geogrelha Biaxial Extrudada

O sistema Manto - Geogrelha é uma solução propícia a ser considerada quando se busca proteger taludes que são suscetíveis de serem revegetados, que tem um grau de erosão no qual o volume de material superficial desprendido ou suscetível de se desprender supera a resistência oferecida pelos Mantos Permanentes; assim, a inclusão da Geogrelha oferece um reforço adicional, de até 30 KN/m, garantindo uma retenção segura dos materiais superficiais que se desprendem.

O baixo alongamento da Geogrelha Extrudada também limite o movimento dos materiais superficiais e, assim, o seu desconfinamento, reduzindo a retrogressão dos desprendimentos. Deve-se ressaltar que, para esse tipo de aplicações, a Geogrelha adequada é a Extrudada, pois seu caráter monolítico derivado de seu processo de fabricação é o único que garante uma resistência no nós de pelo menos 90% da resistência à tração da Geogrelha evitando que os nós se convertam em pontos fracos.



▲ Fotografia 16.6 | G-Green: Manto – Geogrelha Extrudada.

Nesse sistema, a Geogrelha deve ser disposta sobre o manto de controle de erosão, cobrindo toda a superfície do talude a ser protegida. A Geogrelha se fixa junto com manto no topo do talude, mediante valas de ancoragem ou chumbadores ou barras de aço. É necessário dispor de pontos de ancoragem de fixação ao longo do talude para ajustar a malha ao terreno.

Essa solução se aplica de forma conveniente em taludes com superfícies relativamente uniformes que não demandem uma grande flexibilidade da chumbadores, motivo pelo qual mostram-se favoráveis naqueles taludes com perfis de solo relativamente uniformes sem estratos com diferenciais erosivos elevados ou chumbadores de rocha sobressalentes.

G-Green: Manto permanente + chumbadores

O outro elemento a ser utilizado, em conjunto com o Manto permanente, é a malha talude, também conhecida como malha metálica de tripla torsão, conjunto que fornece um sistema eficiente e flexível para o controle da erosão em taludes de corte com queda de detritos, taludes rochosos, proteção de taludes erodíveis e controle de queda de rochas.

Dentro das grandes vantagens da malha metálica, além da flexibilidade que permite uma excelente adaptação ao terreno, está a alta permeabilidade, que impede a geração de excessos de poropressão que afetem a integridade da solução. Por outro lado, conta com um revestimento anticorrosivo que lhe garante uma longa vida útil.



▲ *Fotografia 16.7 | G-Green: Manto - malha talude. CES - ISAGEN.*

Quando a instalação da falha está focada na proteção superficial, mostra-se conveniente, para desprendimentos superficiais de dimensões reduzidas, quando as rochas suscetíveis de serem desprendidas e seus fragmentos não são inferiores à própria abertura da malha, nem maiores que 0.50 m de diâmetro. As dimensões de abertura da malha variam normalmente entre 5 cm e 10 cm.

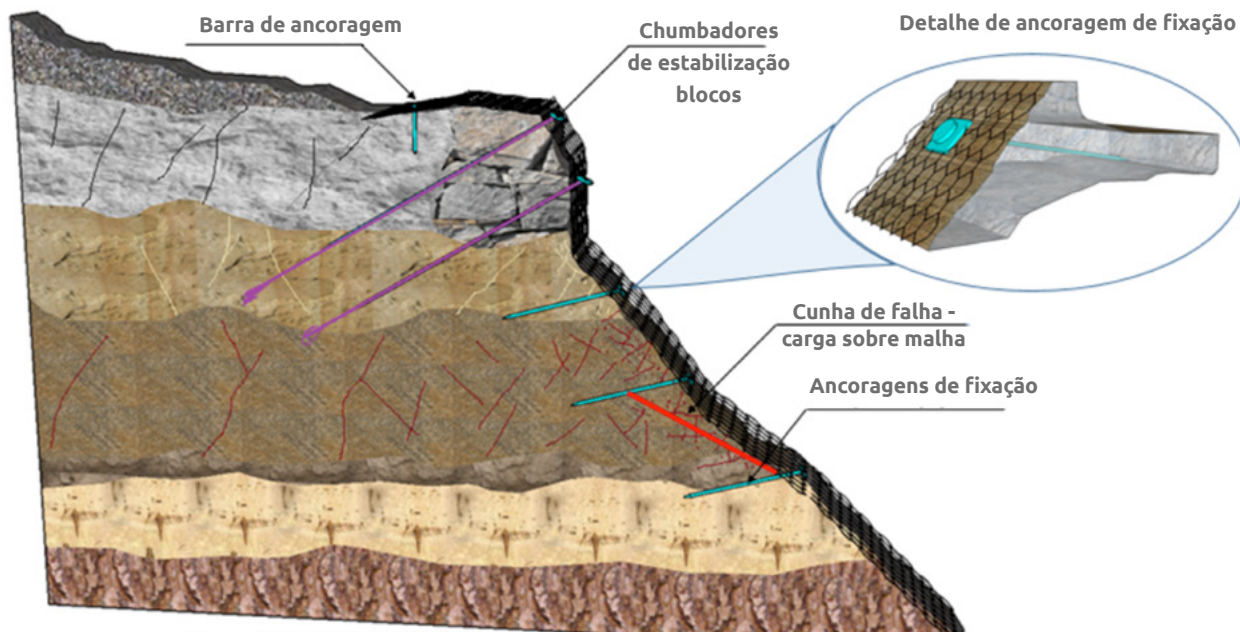
Em taludes moderadamente escarpados ou aqueles nos quais a vegetação pode crescer, o sistema manto e malha deverá ser instalado em contato íntimo com a superfície do talude; instalando o manto primeiro. Esse tipo de malha é efetiva para taludes de inclinações inferiores a 1:1 e com alturas menores que 20 m, constituídos por materiais soltos e muito fraturados. A fixação da malha no talude pode ser realizada com chumbadores com platina ou ancoragens pneumáticas especiais.



▲ *Fotografia 16.8 | G-Green: Manto - chumbadores. Perfil com erosão diferencial.*

A malha deverá se fixar adequadamente na parte superior ou topo do talude, mediante barras de aço corrugado ancoradas no terreno ou fixada em uma viga de concreto que será construída no topo com uma largura de pelo menos 20 cm. Na face do talude, serão dispostos, além disso, ancoragens de fixação da malha, cujo tipo, comprimento e frequência estarão definidos pelo volume de material que se projetar reter entre as ancoragens, o qual será estabelecido a partir do estado do material na superfície, nível de erosão atual e projetado, existência e estado de trincas e propriedades mecânicas do material, entre outros. Na figura 16.9, observa-se esquematicamente uma cunha de falha que define o volume do material que a malha deverá reter entre ancoragens e que determina a exigência de carga a qual a malha estará submetida.

Em determinadas ocasiões, poderá ser considerada a instalação de cabos entre pontos de ancoragem, o que permite uma transferência eficiente e melhor distribuição de esforços da malha até tais pontos. Quando os cabos estão entrelaçados com a malha, contribuem da melhor maneira para a distribuição de esforços.



▲ Figura 16.9 | Elementos de fixação da malha e elementos pontuais. Carga de material que a malha suportará.

A instalação desse sistema pode ser combinada com chumbadores ou ancoragens que evitem a queda de cunhas ou blocos de rocha particulares. A identificação dos blocos e cunhas suscetíveis de cair deverá ser determinada a partir de uma análise cinemática do maciço, informação a partir da qual se determinará também o tipo, comprimento e quantidade dos chumbadores ou ancoragens exigidas para a estabilização dos elementos com potencial de desprendimento ou queda.

Para taludes muito escarpados ou quase verticais, é comum também utilizar esse tipo de malha como cortina, ancorando o talude unicamente no topo, de tal maneira que a função da malha se limita a canalizar o material desprendido entre o talude e a malha, dissipando a energia cinética, até ser retido e acumulado no pé do talude. Esse caso particular não se foca na proteção do talude contra a erosão e não se considera que ele possa ser revegetado; limita-se a uma solução de convivência com o problema. Esses tipos de malha são eficazes para taludes de inclinações superiores a 1:1, cuja altura supere os 20 m ou então naquelas zonas com material solto de tamanho menor de 50 cm.

Por outro lado, esse sistema manto-malha talude foi levado dos taludes aos canais fazendo-se uso de um Geotêxtil Não Tecido que evitará a lavagem de finos do solo de apoio, um Manto Permanente selecionado segundo a velocidade do fluxo e uma malha de talude que proporcionará fixação ao conjunto e maior resistência. Na fotografia seguinte, observa-se a proteção de um canal onde se registra a instalação do Geotêxtil Não Tecido e um Permanente TRM1000, sobre o qual se disporá para finalizar uma malha de talude.



▲ Fotografia 16.9 | Avanço de solução G-Green em canais.

G-Green: Manto permanente + malha de talude + Ancoragens

Dos sistemas G-Green, um dos mais completos e inovadores corresponde à combinação de Manto permanente, malha de talude e ancoragens. Esse sistema, além de fornecer uma proteção do talude contra a erosão, se complementa com elementos como os chumbadores de ancoragem ativos ou passivos que estabilizam elementos individuais de rocha ou que contenham espessuras de solo suscetíveis de deslizamento. Utiliza-se principalmente para a proteção ou sustentação de taludes ou zonas de rocha fraturada ou degradada.



▲ Fotografia 16.10 | G-Green: Manto, malha talude, solo grampeado. Túnel oriental.

Essa alternativa de solução G-Green substitui a solução convencional de concreto lançado ou projetado que, em geral, vem acompanhada de uma malha metálica e chumbadores ou ancoragens. O G-Green conta com uma série de vantagens em relação à solução tradicional, entre as quais estão:

a) O Sistema G-Green evita a geração de subpressões sobre a proteção, pois, diferentemente do concreto, esses elementos não interferem com a drenagem natural do terreno, permitindo a passagem de água ao exterior do talude. A solução convencional, por sua parte, deve incluir sempre um sistema de drenagem, pois a sobre pressão que é gerada é uma das principais causas de falha desse tipo de solução. **b)** Conta com uma flexibilidade que lhe permite adaptar-se às irregularidades na superfície, feito que não é possível por parte de elementos rígidos como o concreto. **c)** Representa menores custos de instalação e maiores rendimentos. **d)** São de fácil reparo. **e)** Causam menor alteração no local durante a instalação e **f)** Como sistema de bioengenharia, adaptam-se melhor ao entorno, evitando contraste infelizes com a paisagem.



▲ *Fotografia 16.11 | Falha na proteção com concreto projetado. Foto de Tony Lewis.*

Dentro desse sistema G-Green, a função da malha é reter o material que se desprende do terreno instável entre as ancoragens. A fixação da malha pode ser realizada com chumbadores ancorados na rochas ou em terrenos solos com solo grampeado, garantindo a estabilidade global do talude.



▲ Fotografia 16.12 | Instalação G-Green túnel oriental.

A pregagem é uma técnica que reforça o terreno mediante a introdução sistemática de barras passivas que trabalham fundamentalmente à tração, embora também possam resistir a tensões de flexão e cisalhamento. Em conjunto com a malha formam um sistema de proteção passivo, pois começará a atuar assim que apresentar algum grau de deformação ou movimento no terreno.

Por outro lado, as ancoragens são uma técnica de sustentação em que esses elementos aproveitam a existência de rocha sã ou competente para ancorar-se, colaborando com a estabilidade do talude através de uma força de tração de direção contrária ao movimento do terreno. A inclusão de ancoragens e sãs passivos ou ativos, pode ter como finalidade também a fixação de blocos isolados, costura de áreas com fissuras ou proteção contra deslizamento.

Estão disponíveis em barras de aço com diâmetros entre 16 e 50 mm e resistências entre 900 e 1.200 N/mm², ou em cabos de diferentes configurações e diâmetros. A ancoragem pode ser realizada por fricção ou aderência de cimento ou resinas.

Revisadas as alternativas de controle de erosão e proteção de taludes oferecidas pelo sistema GGreen, pode-se concluir que essas alternativas contam não apenas com a capacidade de adaptarem-se a diversas condições e morfologias dos taludes, senão que representam soluções tecnicamente e de instalação mais versáteis, que geram menos consumos de materiais pétreos não renováveis, menor geração de CO₂ a menores custos de investimento e manutenção, e com uma melhor adaptação à paisagem natural.

Tabela 16.10 Critérios de seleção recomendados para sistemas de controle de erosão e G-Green

Talude	Material do talude	Inclinação (H:V)	Velocidade de fluxo superficial (m/s)	Fluxo de água subsuperficial	Opção de revegetação	Grau de Erodibilidade	Tipo de falha potencial	Resistência exigida do sistema (KN/m)	Sistema de ancoragem / densidade	Vida útil do sistema de proteção (anos)	Sistema recomendado	Observações
Estável	Solos argilosos ou siltosos	Todas	<=3.0	Sim	Sim	Baixo	Erosão superficial	<4.0	Pinos ou barras de fixação. Valas de ancoragem superior e inferior	< 4	Manto temporário	
		Todas	<=5	Sim	Não	Baixo a médio	Erosão superficial	<5.0	Pinos ou barras de fixação. Valas de ancoragem superior e inferior	>10	TRM500 / TRM550	
	Solo arenoso	<1:1	<=5	Não	Sim	Médio	Erosão superficial	<5.0	Pinos ou barras de fixação. Valas de ancoragem superior e inferior	>10	TRM500 / TRM550	
		>1:1	<=8	Sim	Não	Médio a alto	Erosão superficial	<70	Pinos ou barras de fixação. Valas de ancoragem superior e inferior	Oct-75	Geotêxtil Não Tecido + Manto TRM	
	Solos de granulometria grossa com matriz argilosa ou siltosa	Todas	<=5	Sim	Sim	Médio	Erosão superficial	<5.0	Pinos ou barras de fixação. Valas de ancoragem superior e inferior	>10	TRM500 / TRM550	
		Todas	<=5	Sim	Não	Médio	Erosão superficial	<30	Pinos ou barras de fixação. Valas de ancoragem superior e inferior	>10	Manto TRM + Geogrelha Biaxial Extrudada	
	Solos de granulometria grossa com matriz arenosa	<0.5:1	<=5	Não	Sim	Médio	Erosão superficial	<5.0	Pinos ou barras de fixação. Valas de ancoragem superior e inferior	>10	Geotêxtil Não Tecido + Manto TRM500/550	
		>0.5:1	<=8	Sim	Não	Médio a alto	Erosão superficial	<70	Pinos ou barras de fixação. Valas de ancoragem superior e inferior	10 -75	Geotêxtil Não Tecido + Manto TRM+ Geogrelha Biaxial Extrudada	1

Talude	Material do talude	Inclinação (H:V)	Velocidade de fluxo superficial (m/s)	Fluxo de água subsuperficial	Opção de revegetação	Grau de Erodibilidade	Tipo de falha potencial	Resistência exigida do sistema (KN/m)	Sistema de ancoragem / densidade	Vida útil do sistema de proteção (anos)	Sistema recomendado	Observações
Instável	Material rochoso com alto grau de fraturação	>1:1	<=8	Si	No	Médio a alto	Erosão superficial e desprendimento de detritos	>40	Pinos ou barras de fixação + chumbadores Valas de ancoragem superior e inferior.	>10	Geotêxtil Não Tecido + Manto TRM + Malha Talude	2
	Material rochoso com baixo grau de fraturação	>0.5:1	<=8	No	No	Médio	Erosão superficial	>40	Pinos ou barras de fixação + chumbadores Valas de ancoragem superior e inferior.	>10	Manto TRM + Malha Talude	2,3
	Solos de granulometria fina ou grossa com matriz argilosa ou Siltosa	Todas	<=5	Si	Si	Baixo a médio	Erosão superficial e deslizamento	>40	chumbadores passivos ou ancoragens ativas + pinos ou barras de fixação Valas de ancoragem superior e inferior.	>10	TRM550 + Malha talude	2
	Solos de granulometria fina ou grossa com matriz arenosa	Todas	<=5	Si	No	Médio a alto	Erosão superficial interna e deslizamento	>40	chumbadores passivos ou ancoragens ativas + pinos ou barras de fixação Valas de ancoragem superior e inferior.	>10	Geotêxtil Não Tecido + TRM 550 + Malha Talude	2
	Material rochoso com alto grau de fraturação	Todas	<=8	Si	No	Médio a alto	Desprendimento e deslizamento	>40	chumbadores passivos ou ancoragens ativas + pinos ou barras de fixação Valas de ancoragem superior e inferior.	>10	Geotêxtil Não Tecido + Manto TRM + Malha Talude	2
	Material rochoso com baixo grau de fraturação	Todas	<=8	No	No	Médio	Desprendimentos, queda de rochas, cunhas	>40	chumbadores passivos ou ancoragens ativas + pinos ou barras de fixação Valas de ancoragem superior e inferior.	>10	Manto TRM + Malha Talude	2

OBSERVAÇÕES:

Observação 1: Se se utiliza um TRM500 ou TRM 550, recomenda-se adicionar Geogrelha. No caso de utilizar TRM700 ou superior, não é necessário o uso de Geogrelha.

Observação 2: A resistência exigida do sistema dependerá do projeto e a malha a ser empregada dependerá das disponíveis no mercado.

Observação 3: Dependendo do grau de fraturamento, poderá se prescindir do manto e instalar unicamente a malha.

16.5 Bibliografia

- ◆ Lopez Jimeno, Carlos Et Al. Manual de Estabilización y revegetación de Taludes, Entorno Grafico, Madrid 1999.
- ◆ Leshchinsky, D. 1992. Issues in geosynthetics-reinforced soil. Keynote paper in proceedings of the international symposium on earth reinforcement practice. Kyushu, Japan. Published by Balkema. Rotterdam 871-897.
- ◆ Leshchinsky, D. and Leshchinsky O. "Geosynthetic confined pressurized slurry (Geocops): Supplemental Notes for version 1.0," Report TR CPAR-GL-96-1, September 1996, US Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi.
- ◆ Gray D. and Sotir R. "Biothechnical and soil Bioengineering Slope Stabilization", Wiley – Interscience Publication. USA 1996.



Capítulo 17

CONTROLE DE EROSÃO E SOCAVAÇÃO

Em corpos d'água

17.1 Introdução

A mudança climática é um dos desafios mais importantes para o futuro do planeta; as consequências, cada vez mais críticas, acarretam mudanças significativas como o aumento do nível do mar, ameaçando cidades costeiras e alterações nos regimes de chuvas continentais que podem resultar em secas prolongadas ou chuvas torrenciais. Entre as principais consequências da mudança climática estão os danos à infraestrutura viária, portuária, de habitação e energética nas regiões costeiras e beira de rios. Fenômenos como erosão hídrica (perda de material nos leitos dos rios), erosão lateral ou aumento nos níveis d'água estão gerando gastos cada vez maiores, especialmente em países em desenvolvimento com orçamentos limitados como os da América Latina.

Historicamente, tem-se recorrido a soluções tradicionais para o manejo de processos erosivos nas margens dos rios ou em encostas, tais como estruturas de concreto, estaca-prancha, enrocamento e gabiões que, de todo modo, tem se mostrado eficazes em condições específicas. Sem dúvida, cada vez mais a disponibilidade de materiais de pedreira é escassa, fazendo desse tipo de tecnologia extremamente custosa e com altos impactos ambientais; além disso, como no caso do concreto, sua pouca flexibilidade não se mostra compatível com as condições dinâmicas dos corpos d'água.

Os Geossintéticos, assim, se apresentam como uma solução que se adapta às exigências atuais das proteções ribeirinhas, ao permitir o uso de materiais do local, com processos construtivos simples e alta flexibilidade, é cada vez mais comum seu uso nesse tipo de aplicações, com uma quantidade importante de projetos onde os orçamentos planejados são otimizados em até 50%. No presente capítulo, descrevem-se os principais Geossintéticos utilizados na proteção de beiras de rio e apresentam ao leitor alguns pontos importantes a se ter em conta no projeto de qualquer tipo de sistema hidráulico com Geossintéticos.

17.2 Geobags

Uma das soluções mais versáteis para a formação de barreiras de proteção de beiras de rios, diques, aterros e outras proteções hidráulicas são as bolsas de Geotêxtil que se enchem de solo, ver Fotografia 17.1.

As bolsas de Geotêxtil Tecido contam com duas vantagens que as convertem em uma solução adequada e econômica para sua aplicação em corpos d'água. A primeira, podem trabalhar em condição seca ou submersa, permitindo, assim, formar estruturas de bom desempenho em áreas com diferentes níveis de água. Segundo, sua versatilidade ao poder serem preenchidas com diversos tipos de materiais,

desde materiais selecionados como areia, solo cimento, materiais granulares, a materiais do local ou material de escavação ou dragado.



▲ *Fotografia 17.1 | Estrutura de controle Cano San Silvestre com bolsas de Geotêxtil Tecido.*

Dentro dessas soluções com bolsas, encontram-se as fabricadas em Geotêxtil Tecido de polipropileno, que podem ser preenchidas no local de implementação final ou em uma área de armazenamento próximo, de onde podem ser içados até seu local final, graças ao sistema de alças da bolsa. Ver fotografia 17.2.

Todos os elementos que formam as Geobags são fabricados com Geotêxtil de alta resistência mecânica apropriada para oferecer um confinamento adequado do solo de preenchimento e suportar as condições de instalação. Na Tabela 17.1 incluem-se as propriedades dos Geotêxteis mais utilizados na fabricação das Geobags, sem que isso impeça que elas sejam fabricadas com Geotêxteis de maior resistência se as condições de projeto assim o exigirem.



▲ Fotografia 17.2 | Geobags.

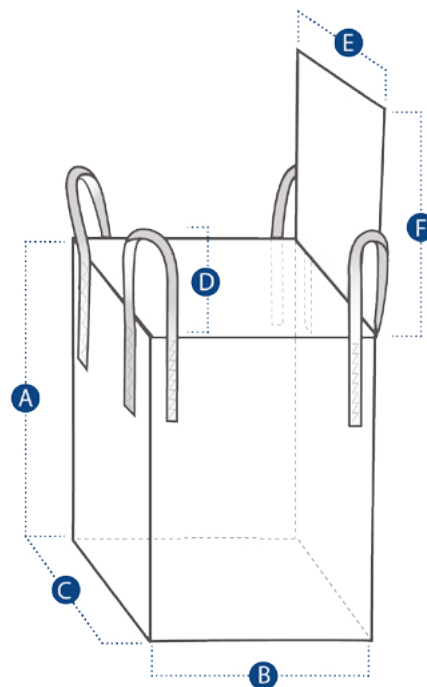
Tabela 17.1 Propriedades do Geotêxtil Geobags

Propriedades do Geotêxtil Geobags						
	Propriedades	Norma	Unidade	Geotêxtil TR2400 Valor MARV	Geotêxtil TR4000 valor MARV	Geotêxtil TR6000HF Valor MARV
Corpo	Resistência à tração faixa larga	ASTM D-4595	KN/m	41	67	110
	Permeabilidade	ASTM D-4491	cm/s	0.4X10 ⁻²	3.7X10 ⁻²	9.0X10 ⁻²
	Permissividade	ASTM D-4491	Seg-1	0.05	0.34	0.60
	Tamanho de abertura aparente	ASTM D-4751	mm	0.425	0.425 (40)	0.425
	Resistência ao puncionamento método CBR	ASTM D-6241	KN	5.6	7.5	10.0
Cobertura superior e inferior	Resistência à tração faixa larga	ASTM D-4595	KN/m	42	67	110
	Permeabilidade	ASTM D-4491	cm/s	5.3X10 ⁻²	3.7X10 ⁻²	9.0X10 ⁻²
	Permissividade	ASTM D-4491	Seg1	0.55	0.34	0.60
	Resistência ao puncionamento método CBR	ASTM D-6241	KN	5.5	7.5	10.0

As Geobags têm suas capacidades aproximadas de de 1m³ e 2m³ e suas dimensões médias são as apresentadas na Tabela 17.2. Esses elementos contam com uma alta permeabilidade na cobertura e na parte inferior, a fim de evitar sub-pressões sobre a estrutura que se forma, e baixa permeabilidade no corpo da bolsa, formando um núcleo que evita a passagem frontal de água.

Tabela 17.2 Medidas típicas das Geobags

Medidas típicas das Geobags				
Descrição	Unidade	Valor Capacidade 1m ³	Valor Capacidade 2m ³	Referências
Altura	m	1.00/1.15	1.00	(A)
Largura cobertura inferior	m	0.94	1.00	(B)
Comprimento cobertura inferior	m	0.94	2.00	(C)
Comprimento livre de corda	m	0.60	0.60	(D)
Largura cobertura superior	m	1.10	2.00	(E)
Comprimento cobertura superior	m	1.20	1.00	(F)

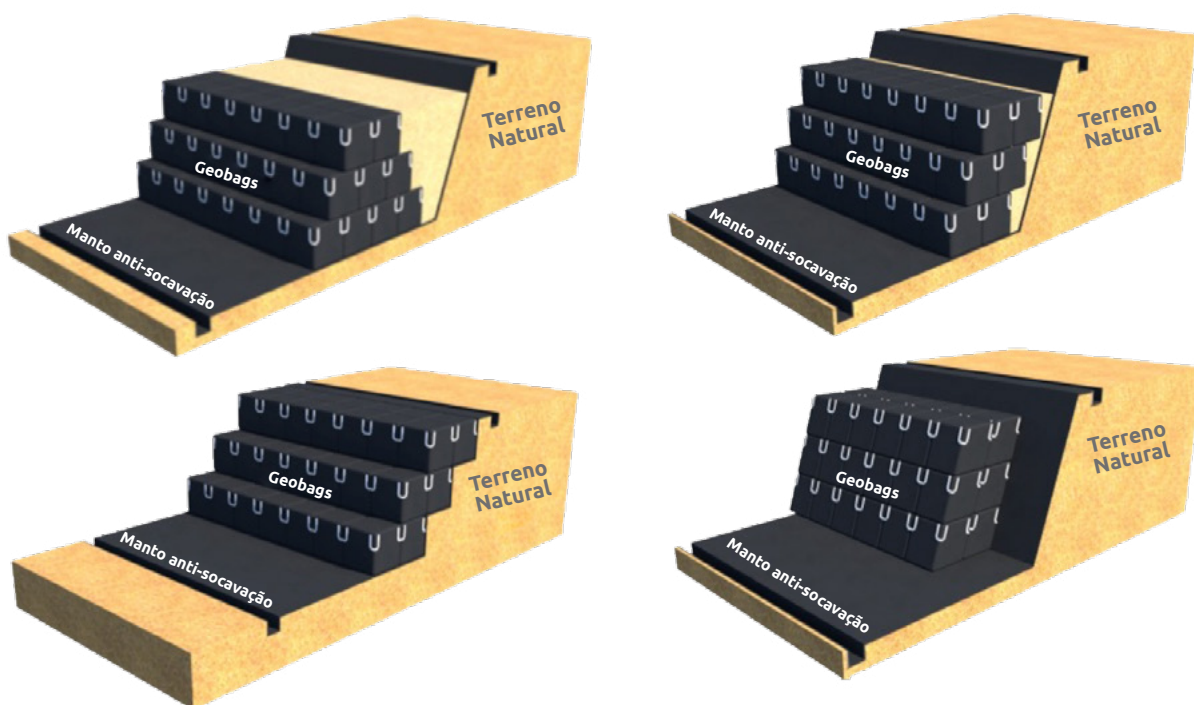


A estruturação de uma barreira de proteção com Geobags envolve a avaliação dos critérios de projeto gerais de estabilidade. Embora essa seja uma solução alternativa aos rip rap, seu modo de falha difere em sua flexibilidade pelo solo de preenchimento com diferença dos elementos de rocha que no rip rap constituem a estrutura, motivo pelo qual seu projeto não é o mesmo.

A estrutura projetada deverá contar com uma geometria que cumpra com fatores de segurança mínimos de estabilidade interna, quer dizer, associada à resistência do Geotêxtil, para o que se deverá considerar a resistência do material de preenchimento das Geobags, o confinamento que a Geobag oferece a tal material, a resistência e a permeabilidade do Geotêxtil do qual está fabricada a bolsa. A análise de estabilidade interna deverá considerar as diferentes falhas potenciais.

Além disso, deverá ser feita, uma análise de estabilidade global na qual se tenha em conta a avaliação de possíveis falha que envolvam o solo de fundação e o solo a ser contido. Essa análise poderá ser feita através do uso de software que utilize os métodos de equilíbrio limite para determinar fatores de segurança. Finalmente, deverá ser feita uma análise de estabilidade externa, incluindo deslizamento, tombamento e capacidade de carga.

Algumas configurações geométricas que podem ser consideradas ao projetar uma estrutura com Geobags são as apresentadas a seguir na figura 17.1:



▲ Figura 17.1 | Configurações geométricas, estruturas de proteção com Geobags.

Um bom desempenho do sistema dependerá também de que as Geobags sejam implementadas adequadamente em seu local de fundação, assegurando que não se apresentem escoamento ou grandes assentamentos devido à perda de confinamento do material de preenchimento ou erosão hídrica. Nesse sentido, e em busca de uma adequada estabilidade do sistema no médio e longo prazos, recomenda-se a instalação de um manto para controle de erosão (socavação) antes da implementação da estrutura, ver Figura 17.1. e fotografia 17.3. O manto para controle de erosão, fabricado em Geotêxtil Tecido, impedirá que processos de erosão hídrica do leito alcancem a fundação do sistema, podendo provocar sua falha.



▲ *Fotografia 17.3 | Manto para controle de erosão e Geobags.*

Levando em conta a suscetibilidade das Geobags em reduzir sua resistência diante de uma exposição prolongada aos raios UV e a vulnerabilidade do Geotêxtil a ser eventualmente afetada por golpes, rasgo ou puncionamento por conta dos elementos transportados pelos corpos d'água, é recomendável que as estruturas de Geobags, especialmente para obras definitivas ou permanentes, contem com uma proteção superficial que poderia incluir as de tipo Flexocreto ou Mantos permanentes em Geossintéticos, ver Fotografia 17.4.



▲ *Fotografia 17.4 | Proteção superficial com Flexocreto.*

É digno de nota também que as estruturas formadas com Geobags se comportam como estruturas flexíveis, motivo pelo qual se mostram mais apropriadas para soluções nas quais não se contempla sobre elas a implementação de outras estruturas com limitações importantes nos níveis de deformação admissível para seu adequado desempenho ou integridade.

Além de um projeto adequado da estrutura de proteção ou contenção, o processo de preenchimento e instalação das Geobags para a conformação da referida estrutura tem efeitos importantes sobre o desempenho final da obra. Nesse ponto, recomenda-se levar em conta os aspectos mencionados a seguir:

O processo de preenchimento das Geobags é bastante simples e, de maneira geral, utiliza-se como material de preenchimento areia, solo cimento ou material do local. Em particular, a areia é um excelente material de preenchimento, já que permite o livre fluxo d'água, sem gerar maiores sobrecargas no sistema, seu volume permanece constante independentemente das condições de saturação e, além disso, é um material que pode ser dragado ou encontrado facilmente em corpos d'água próximos, o que diminui os custos consideravelmente.

Quando o material de preenchimento é apenas areia, é importante que esta cumpra com as seguintes características:

- I)** Deve ser uma areia limpa com conteúdo de finos menor que 5%.
- II)** O tamanho máximo de agregado deverá ser de ½".
- III)** Procurar que a areia se encontre seca para maior facilidade de manejo na obra.

O modo mais simples e prático para o preenchimento dos Geobags são as seções de andaimes, colocando as alças ou orelhas em cada extremidade superior do andaime, ver Fotografia 17.5. Para o preenchimento como tal, poderá ser utilizado uma minicarregadeira, Fotografia 17.6; nesse caso, se poderá fazer o preenchimento simultânea para duas bolsas. Observe-se na Fotografia 17.7 a sobreposição das coberturas dos Geobags no centro do preenchimento, evitando a perda de material.



▲ Fotografia 17.5 | Sustentação de Geobags com Andaimos.



▲ Fotografia 17.6 | Preenchimento de Geobags com minicarregadeira.



▲ Fotografia 17.7 | Sobreposição de coberturas no centro do preenchimento.

Uma vez efetuado o preenchimento das Geobags, passa-se à costura da cobertura superior com fio de poliéster com máquinas de costura manual portáteis que fornecem uma costura simples, ver Fotografia 17.8. É digno de nota que, graças à sua localização, essa costura não estará submetida a grandes esforços.



▲ Fotografia 17.8 | Sobreposição de coberturas no centro do preenchimento.

O armazenamento das Geobags pode ser realizado de forma piramidal, considerando sempre cobrir as Geobags com uma polissombra ou similar a fim de evitar que afete a integridade das bolsas devido à sua exposição à intempéries, especificamente, aos raios UV. O movimento das Geobags, tanto para a conformação do armazenamento como da estrutura final, poderá ser efetuado com retroescavadeira de braço longo que oferece capacidade e estabilidade para movimentar uma carga de pelo menos 5 toneladas. Da mesma forma, todos os demais elementos como alças, ganchos e manilhas devem contar com a capacidade de carga adequada, ver fotografia 17.9.



▲ Fotografia 17.9 | Armazenamento de Geobags.

17.3 Geobox

Dentro das soluções com recipientes de Geotêxtil Tecido para a conformação de proteções ribeirinhas e controle de erosão hídrica em corpos d'água, diques, aterros, recuperação de praias, ilhas artificiais e outras aplicações costeiras, encontram-se as soluções constituídas por moldes flexíveis em forma de gaveta feitas com Geotêxtil Tecido de alta resistência denominadas Geobox, que podem ser preenchida com material do local ou de pedreira. Ver fotografias 17.10 - 17.11.



▲ Fotografia 17.10 | Barreiras de proteção com Geobox.



▲ Fotografia 17.11 | Barreiras de proteção com Geobox.

Esse tipo de solução conta com vantagens interessantes, como a simplicidade da construção, benefícios econômicos e redução dos impactos ambientais, devido ao fato de, na maioria dos casos, poder serem utilizados os materiais do local eliminando, assim, a exploração de pedreiras e transporte de materiais. Possuem uma cobertura superior, a qual permite seu preenchimento de maneira simples, utilizando equipamento mecânico ou manual. Da mesma forma, esses elementos podem trabalhar com bom

desempenho em condições secas ou saturadas, além de serem leves e de fácil manipulação e sua flexibilidade permite uma acomodação fácil na superfície do terreno.

O Geotêxtil Tecido de Módulo Alto com o qual são fabricados os Geobox é projetado para reter partículas de solo e permitir a saída de água. As propriedades de resistência e hidráulicas do Geotêxtil a serem especificadas dependerão das dimensões do Geobox e as condições do local. Os Geobox podem ser fabricados com dimensões que se ajustem ao projeto; contudo, as dimensões mais comuns são as apresentadas na Tabela 17.3.

Tabela 17.3 Medidas típicas dos Geobox e referência de Geotêxtil

Medidas típicas dos Geobox								
Medida	Unidade	Valores						
Largura	m	0.50	1.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Comprimento	m	1.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Altura	m	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Referência Geotêxtil		T2100	T2400	TR4000	TR5000 HF	TR6000 HF	TR7000 HF	

O material de preenchimento dos Geobox será do fundo do rio ou o material que tenha sido especificado para o projeto. É natural que uma vez cheio o Geobox e carregado com outros elementos, esse deverá ser compactado alguns centímetros para a acomodação do material; centímetros que podem ser contemplados ou recuperados na etapa de construção.

O processo de preenchimento poderá ser realizado de forma manual ou empregando uma minicarregadeira para maior rendimento. Deve-se dispor de um molde metálico ou de madeira que permita a abertura da bolsa e seu preenchimento, tal como se mostra na Fotografia 17.12. Uma vez que atendam a altura do projeto, serão obturados a “boca” ou “cobertura” com fio de polipropileno. Para obter uma boa qualidade na elaboração das costuras, poderá ser utilizado fio do tipo Kevlar, aramida, polietileno, poliéster ou nylon; em todo caso, não se poderá superar 10% em peso de fibras naturais. Da mesma forma, uma densidade mínima de ponto de 150 a 200 deve ser garantida por metro linear que ofereça resistência à tração de união de no mínimo 90% da resistência à tração Grab do Geotêxtil.



▲ Fotografia 17.12 | Molde e abertura do Geobox para o preenchimento.

O preenchimento dos Geobox se realiza no local de implementação previsto, já que, devido ao peso dos elementos, torna-se difícil o seu traslado, sobretudo porque os Geobox não contam com alças. Os Geobox não poderão ser arrastados até o local de colocação, pois em nenhum momento o Geossintético deverá ser submetido a esforços não contemplados que possam deteriorar o produto ou suas costuras. Ver fotografia 17.13.



▲ Fotografia 17.13 | Instalação de Geobox de Geotêxtil TR4000.

Dado que se preenchem na localização final de implementação, cada Geobox deve ser preenchido completamente antes de instalar o seguinte. Deve-se certificar que a altura dos Geobox seja a mesma para garantir uma adequada estabilidade do sistema.

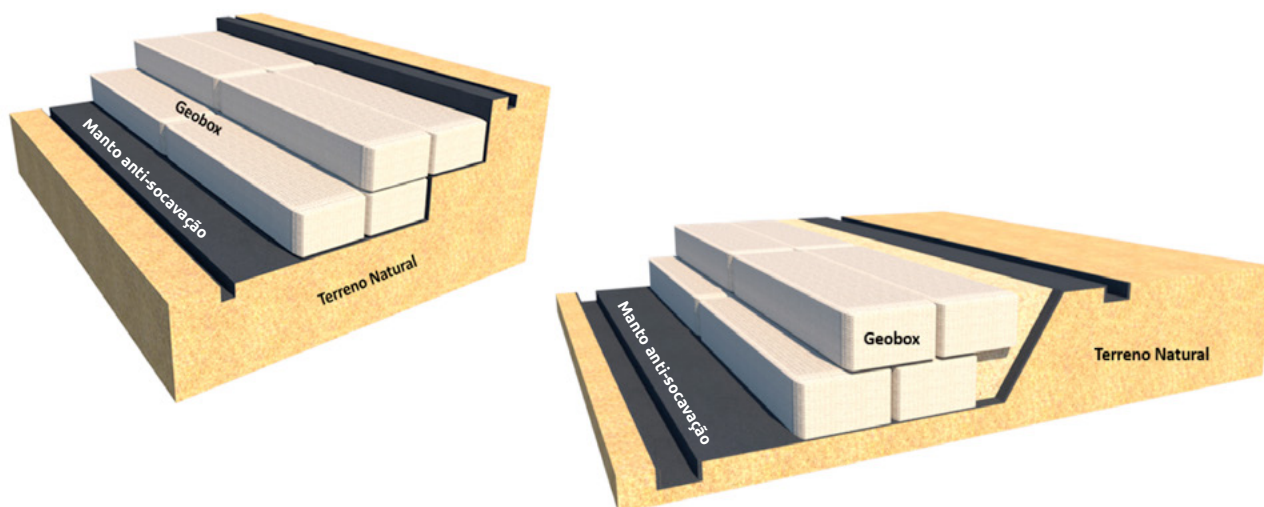
Deve-se marca na borda do corpo d'água o alinhamento do Geobox de acordo com o que está indicado nas plantas. A fundação da estrutura em Geobox deverá ser nivelada, horizontal, lisa, livre de protuberâncias que possam danificar o Geotêxtil ou desestabilizar os Geobox no momento de sua instalação.

Antes da instalação dos Geobox, é recomendável considerar a instalação de um manto para controle de erosão (anti-socavação), buscando, desta forma, uma melhor implementação da estrutura sobre o solo de fundação. O manto para controle de erosão, além de melhorar as condições de suporte da fundação, evita que a corrente arraste o solo da fundação, desestabilizando a estrutura. Ver fotografia 17.14.



▲ Fotografia 17.14 | Instalação de Geobox de Geotêxtil TR6000.

A barreira de proteção com Geobox deve fornecer uma estabilidade interna, externa e global adequadas. Nesse sentido, devem-se considerar as pautas gerais de projeto apresentadas nesse capítulo, bem como as citadas para as barreiras formadas com Geobags. Algumas das configurações geométricas que podem ser consideradas são as apresentadas a seguir na figura 17.2:



▲ Figura 17.2 | Configurações geométricas, estruturas de proteção com Geobox.

Quando a configuração selecionada para a conformação da estrutura exigir a instalação de um aterro entre o terreno natural e a parte de trás da estrutura, o aterro poderá ser formado simultaneamente à instalação dos Geobox para que esses se apoiem sobre tal aterro, levando em conta que nenhum equipamento de construção poderá operar diretamente sobre os Geobox, ver fotografia 17.15.



▲ Fotografia 17.15 | Formação de aterro na parte de trás da estrutura com Geobox.

Embora não seja normal que se preveja a implementação de estruturas sobre as proteções ribeirinhas, é importante que se considere que as soluções com Geobox comportam-se como estruturas flexíveis, motivo pelo qual deverão ser revisados os limites de deformação permitidos pelas estruturas a serem implementadas sobre essas soluções.

Dependendo das condições do corpo d'água no qual a proteção seja implementada, a velocidade da corrente, exposição a elementos cortantes que podem ser transportados ou carregados pela corrente e que podem afetar a integridade do Geossintético, será necessário proteger a estrutura com uma fachada, ver fotografia 17.16.



▲ *Fotografia 17.16* | *Fachada com Flexocreto.*

Essas fachadas podem corresponder a Mantos de Controle de Erosão; no caso da fotografia, evidencia-se a instalação de um Flexocreto, ou pode-se contemplar o uso de um enrocamento de proteção aproveitando a disponibilidade de rochas no corpo d'água. Com o uso de enrocamento é importante proteger os Geobox com um Geotêxtil Não Tecido antes da instalação dos bloqueios de rocha. Ver fotografia 17.17.



▲ Fotografia 17.17 | Fachada com bloqueios de rocha em solução com Geobox.

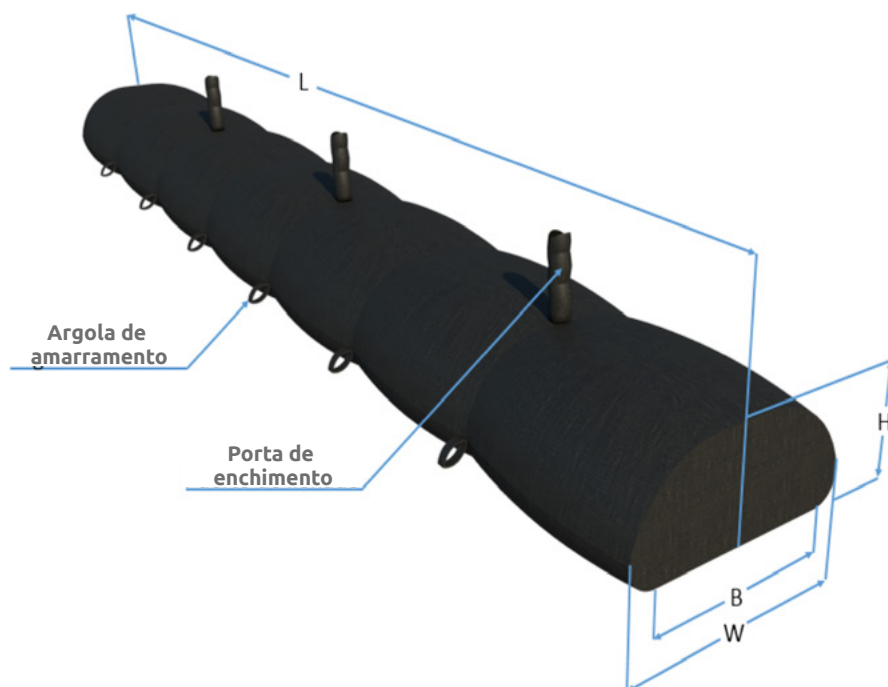
17.4 Tubos Geotêxteis

Os Tubos de Geotêxtil são tubos ovalados fabricadas com Geotêxtil Tecido de Módulo Alto, as quais variam em seu comprimento, altura e seção transversal, dependendo das exigências especificadas na etapa de projeto de cada projeto.

Essas estruturas são especialmente desenvolvidas com propriedades únicas de filtração e retenção: armazenar, conformar, drenar e consolidar materiais em seu interior, mediante o uso de dragas, barcos de areia ou tremonhas especialmente projetadas, a mistura de enchimento é conhecida como “Slurry” e corresponde a 80% de água e 20% de material arenoso fino. A especificação do Geotêxtil correspondente ao tamanho de retenção das partículas do solo do local.

Esse elemento tem como principal campo de aplicação diversos sistemas para o controle de erosão e proteção em margens de rios.

A estrutura e demais elementos que conforma os Tubos Geotêxteis mostram-se a seguir na figura 17.3:



▲ Figura 17.3 | Tubos Geotêxteis.

As propriedades das diferentes referências de Tubos Geotêxteis são apresentadas a seguir; elas variam de acordo com sua altura respectiva, bem como na referência do Geotêxtil e a resistência deste.

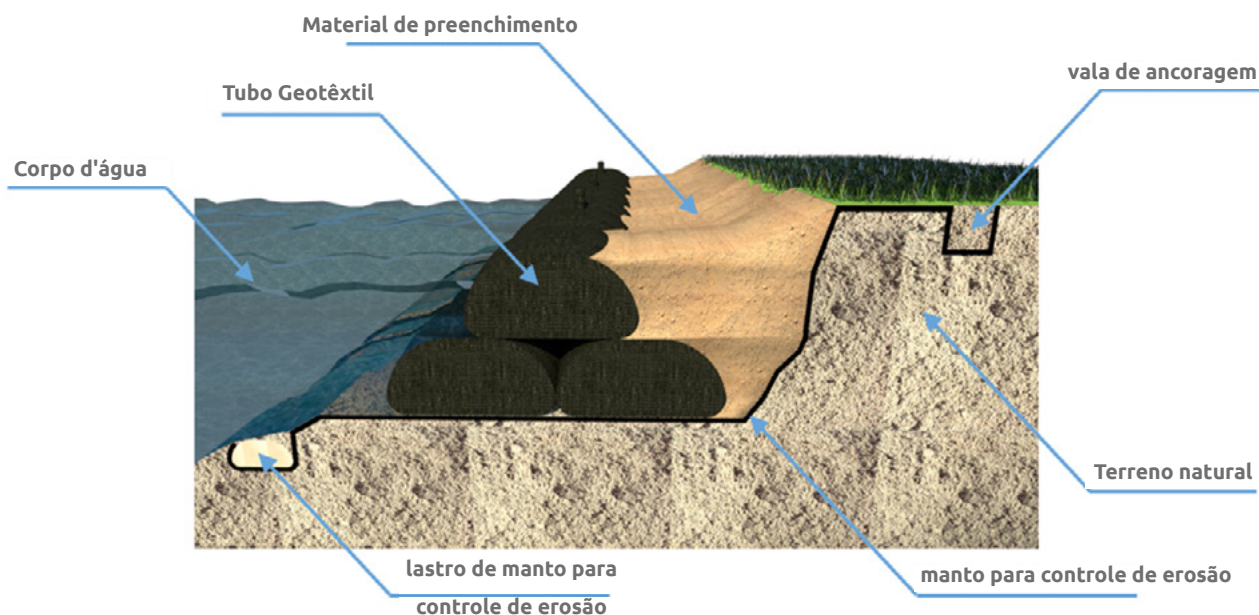
Tabela 17.4 Referência de Tubulações de Geotêxtil

H	W	Circunferência	Volume	Geotêxtil
(m)	(m)	(m)	(m ³ /ml)	
2.00	5.00	12.00	8.40	TR6000 HF
1.80	4.70	11.00	7.10	TR5000 HF
1.60	3.70	9.00	5.00	TR 4000
1.40	3.80	9.00	4.70	TR 4000
1.25	3.07	7.40	3.30	TR 4000
1.00	1.90	4.70	1.50	TR 4000
0.80	1.95	4.70	1.30	TR 4000

Observação. O comprimento da Tubulação de Geotêxtil (L) é proporcional à medida de 3.5., pelo qual se deve contemplar tal medida para cumprir com as especificações técnicas do projeto.

Os elementos que compõem o Tubo Geotêxtil estão orientados a otimizar os processos de instalação e preenchimento; tais elementos proporcionam estabilidade e segurança em cada um dos processos construtivos que são levados em consideração no desenvolvimento da solução, esses elementos são expostos a seguir:

- 🍃 **Portas de preenchimento:** Essas portas são fabricadas com o mesmo material dos Tubos Geotêxteis, são projetados com uma altura de 1.5 m e 12" de diâmetros, localizadas a cada 7 m na parte superior das Tubulações de Geotêxtil, sendo finalmente conectadas à tubulação de descarga de slurry.
- 🍃 **Argola de amarração:** Esse elemento pode ser fabricado com o mesmo material do Tubo Geotêxtil ou nylon, deverá estar aderido à Tubulação de Geotêxtil mediante costura nos seus extremos laterais, colocadas segundo as condições especificadas no projeto, levando em conta que não são sempre exigidas. Essas argolas devem estar sujeitas a ancoragens de aço ou estacas em madeira, isso com o objetivo de dar estabilidade à Tubulação de Geotêxtil no processo de preenchimento. Ver figura 17.4.



▲ Figura 17.4 | Solução composta por Tubulações de Geotêxtil.

Geralmente a aplicação de uma solução mediante o uso de Tubos Geotêxteis exige a implementação de mais Geossintéticos, os quais são instalados com o objetivo de proteger a solução, diante dos diversos fenômenos erosivos, efeitos externos ou vandalismo.

- ◆ **Manto para controle de erosão (anti-socavação):** Em uma condição normal, a solução que oferece o Tubo Geotêxtil deve estar acompanhada de diversos elementos protetores da solução, um primeiro elemento protetor é a aplicação do Geotêxtil Tecido, o qual funciona como prevenção dos fenômenos de erosão hídrica que se desenvolvem na superfície natural de contato com a Tubulação de Geotêxtil.
- ◆ **Proteção exterior:** É necessário proteger a face exposta dos Tubos Geotêxteis, já que elas se mostram vulneráveis ao arrasto de elementos de funcionamento ou ao rasgo do Geotêxtil, para o que se recomenda estender uma fôrma flexível (Flexocreto), um sistema integrado por manto para o controle de erosão ou enrocamento de proteção ao longo do eixo exposto.
- ◆ **Lastreamento de manto para controle de erosão:** de acordo com os efeitos dinâmicos que são exercidos no fundo do corpo d'água, deve-se assegurar a instalação da solução mediante um sistema de ancoragem inferior; uma alternativa pode ser a colocação de uma bolsa de polipropileno preenchida com material granular ou solo cimento, o qual atua como ancoragem, apoiando nos elementos dispostos.

17.4.1 Campos de aplicação

Sendo a proteção em margens de rios uma das principais aplicações dos Tubos Geotêxteis, o desenvolvimento de soluções com a aplicação desse elemento diante de diversos fenômenos erosivos é outra aplicação a qual é utilizada em diversos cenários, eles são descritos a seguir;

- ◆ Estruturas de canais de rios.
- ◆ Aplicações costeiras.
- ◆ Recuperação de praias.(espigões, quebra-mares e barreiras).
- ◆ Construção de diques e bermas debaixo d'água - Ilhas Artificiais.
- ◆ Armazenamento de material contaminado - dessecação de lamas.
- ◆ Controle de socavação marina e vias fluviais.

17.4.2 Equipamento

Para a instalação de Tubos de Geotêxtil em qualquer campo de aplicação, é necessário levar em conta equipamento, máquinas e acessórios para seu desenvolvimento.Os elementos descritos a seguir devem ser vinculados segundo as condições de cada projeto.

Tabela 17.5 Maquinaria, equipamentos e acessórios para instalação de Tubos de Geotêxtil.

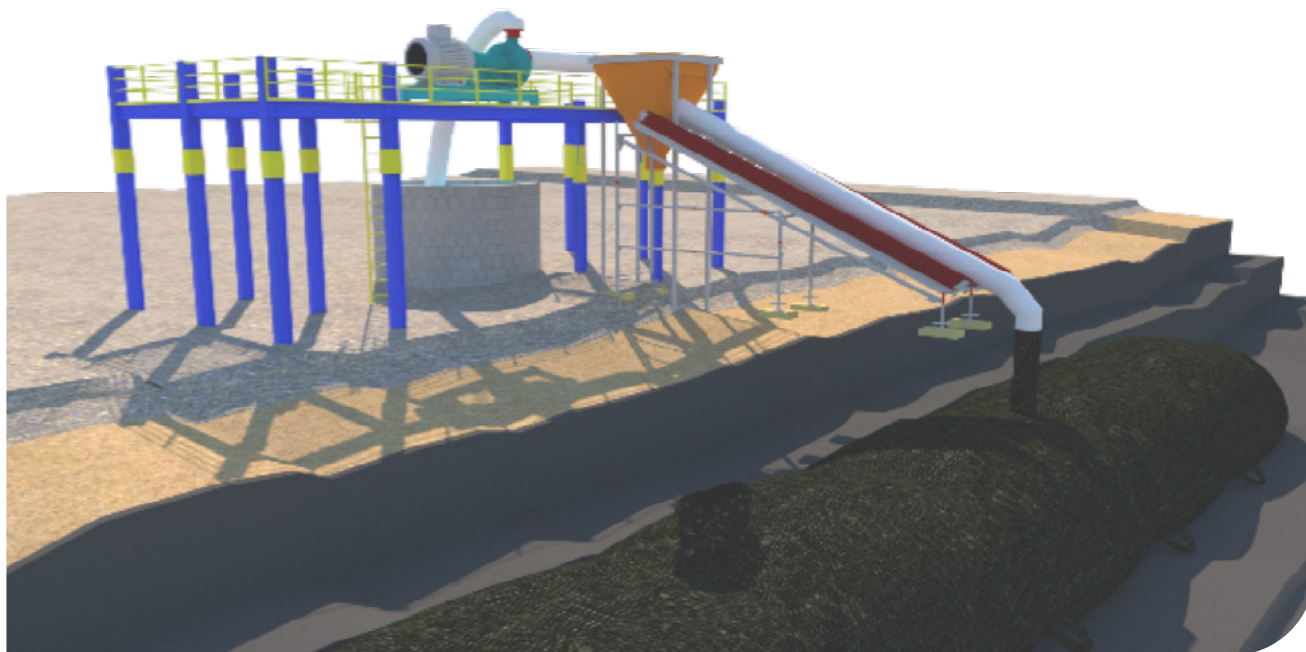
Varas de aço	Tubulação	Válvula	Motobomba
			
Estacas de aço de 3.5m e 1/2" de diâmetro	Tubos de descarga, rígidos ou plásticos segundo o procedimento construtivo.	Válvula de fechamento rápido em caso de suspensão do sistema.	Motobomba com descarga de 4" ou 6" para fornecimento de água à mistura de slurry.
Excavadora	Rádios de comunicação	Tremonha	Equipamento de bombeamento
			
Maquinaria pesada, escavadora ou bobcat, para o transporte de material	Para uso opcional, rádios de comunicação de longa alcance.	Tremonha para preenchimento por gravidade.	Equipamento de mistura para mistura de Slurry.

17.4.3 Tipos de preenchimento

Preenchimento por gravidade: Esse tipo de preenchimento pode ser adotado, quando as condições topográficas do local do projeto permita, é necessário contar com cada um dos equipamentos e acessórios para que esse processo seja bem executado.

Principalmente, deve-se contemplar, para o início e fim desse processo, respectivamente, motobombas com descarga maior que 4", Tremonha para disposição de água e areia (Slurry), tubulação de 10 a 12" com suporte para a adequação de sua inclinação, uniões seguras com o objetivo de evitar o desperdício de Slurry, peneira para retenção de partículas maiores de materiais, bem como dos demais acessórios e elementos que compõem a solução, porém estes podem ser ajustados às condições em que este processo é realizado.

Esse processo começa com a sucção de água por parte de uma motobomba a qual bombeia a água até a Tremonha; se não contar com a motobomba, esse processo poderá ser realizado manualmente, uma vez vertida a água na tremonha, se passará a aplicar a quantidade de areia com o objetivo de completar a mistura de Slurry, essa será transportada por gravidade através da tubulação até o Tubo de Geotêxtil. É recomendado uma altura média entre 3 e 4 metros. Ver Figura 17.5 e Fotografia 17.18.



▲ Figura 17.5 | Preenchimento de Tubos de Geotêxtil por gravidade.



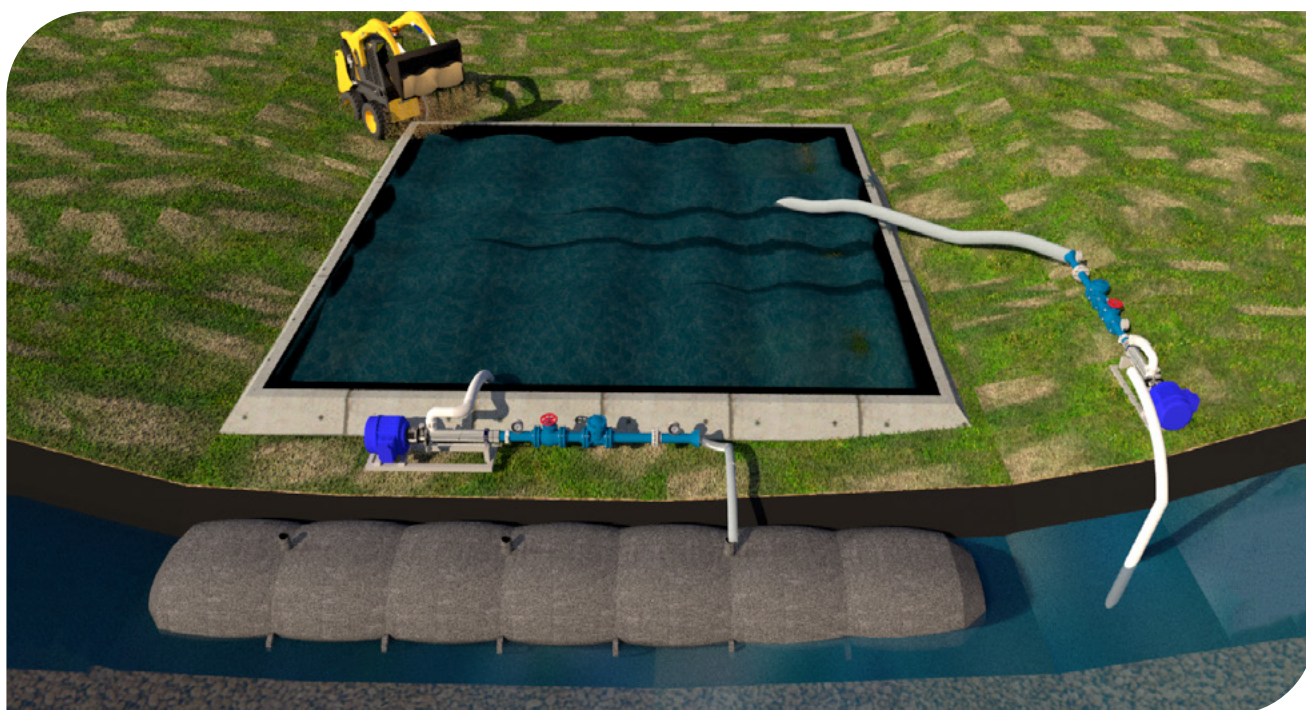
▲ Fotografia 17.18 | Preenchimento de Tubos de Geotêxtil por gravidade.

Preenchimento mediante piscina com bombeamento de sólidos: Esse método de preenchimento pode ser utilizado quando não é possível alcançar uma altura necessária para realizar o preenchimento por gravidade, ou quando existe acessibilidade a um rio adjacente à zona de instalação de Tubos de Geotêxtil, o qual proporcione a água necessária para conseguir a mistura de slurry.

Uma vez obtida a água, para realizar a mistura de slurry, será necessário conseguir o fornecimento de areia de alguma pedreira ou material de solo, apenas se este cumprir com as especificações impostas na etapa de concepção do projeto.

Para realizar esse processo é necessário constituir uma piscina temporária, seja mediante o uso de Geobags ou demais elementos que possam garantir o confinamento de água dentro destas, motivo pelo qual é necessário somar a instalação da Geomembrana de impermeabilização no interior da piscina.

Esse sistema de preenchimento “in-loco” funciona a partir da sucção de água do rio através de uma bomba instalada na margem deste; ela deverá conduzir a água até a piscina de sólidos, enquanto que, através de um equipamento de carga, se deverá acrescentar a quantidade correta de areia para formar a mistura de slurry; uma vez constituído a mistura de slurry dentro da piscina, esta passará ser conduzida por uma segunda bomba centrífuga até os mangotes de preenchimento da Tubulação de Geotêxtil. Ver figura 17.6.

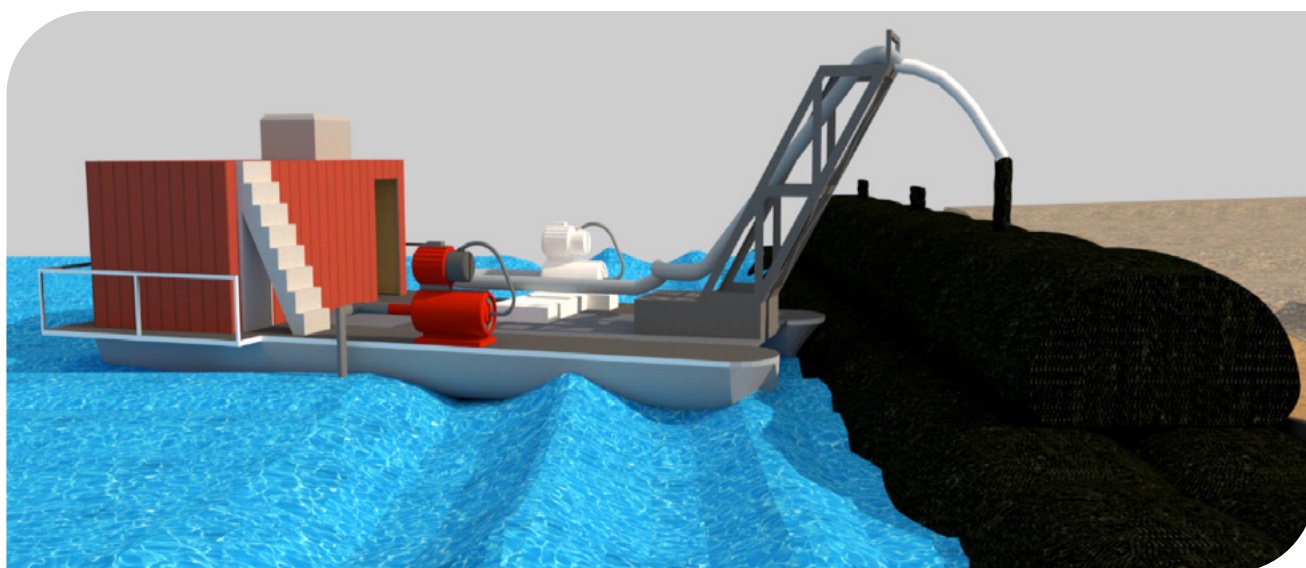


▲ Figura 17.6 | Preenchimento de Tubos de Geotêxtil mediante piscina com bomba de sólidos.

Preenchimento com draga: Esse processo é realizado através de uma estrutura denominada draga, a qual está composta principalmente por bomba cardinal, uma cabeça de corte giratória, formões e um tubo flutuante que deve ser direcionado para o local de descarga.

Ainda que, geralmente, esse processo de preenchimento mostre ser mais eficiente devido ao seu menor tempo de execução, é importante também considerar, o uso de acordo com a disponibilidade do material (solo) que será ser dragado, além de avaliar o potencial impacto ambiental que esse processo ocasiona.

O processo de dragagem consiste em que a estrutura da draga, mediante a cabeça de corte, faz o terreno desmoronar, o qual logo será sugado por uma bomba hidráulica e transportado através da tubulação flutuante até o Tubo de Geotêxtil. Ver figura 17.7.



▲ Figura 17.7 | Preenchimento de Tubos de Geotêxtil com draga.

17.4.4 Procedimento construtivo

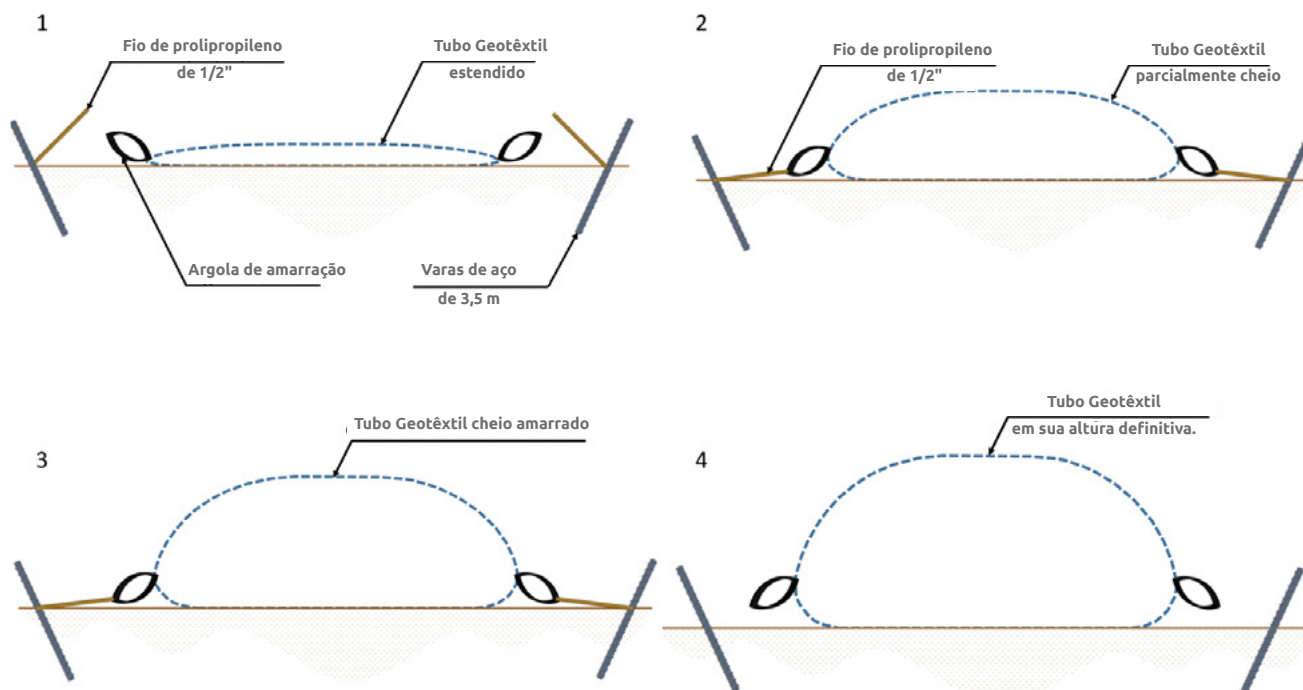
🍃 **Instalação do Tubo Geotêxtil:** A área de solo prevista para a fundação dos Tubos de Geotêxtil deverá estar livre de qualquer elemento de puncionamento ou de protuberâncias que possam avariar o Geossintético ou desestabilizar a solução.

Deve-se garantir que a plataforma disposta para a configuração dos Tubos de Geotêxtil encontre-se nivelada a uma inclinação igual a 0%; ela poderá ter um intervalo tolerável de 1%, em condição não inclinada, no caso de estar localizada de forma próxima a um talude não será permitida uma inclinação que não seja de 0%.

- 🍃 **Alinhamento do Tubo de Geotêxtil:** Antes da instalação dos Tubos Geotêxteis, deverá ser identificada a localização destes, segundo as especificações apresentadas nos desenhos do projeto; esse processo deve ser acompanhado pela inserção de estacas de ancoragem ao longo do eixo longitudinal paralelo aos Tubos de Geotêxtil; essas estacas deverão ser de aço de ½" de diâmetro, com uma longitude de 3.5m, fincados 1.5m aproximadamente e contar com uma separação de 3.4m.
- 🍃 **Extensão dos Tubos Geotêxteis:** Uma vez verificados os passos mencionados anteriormente, no momento de estender o Tubo de Geotêxtil, se passará a submeter as argolas de aço com o uso de fio de polipropileno de ½"; esta amarração deverá ser supervisionada durante todo o processo de preenchimento, já que a tensão do fio deve ser diminuída à medida em que o Tubo de Geotêxtil é preenchido, de modo que esse processo gere uma alta tensão no fio que pode gerar o rasgo do Geotêxtil ou a ruptura da argola de amarração.
- 🍃 **Bombeamento de Slurry:** O processo de preenchimento começa com a inserção das tubulações na direção do eixo longitudinal das dos Tubos Geotêxteis, de tal maneira que o fluxo exerça tal direção e a mangueira possa ser introduzida 50 cm aproximadamente desde a costura da do mangote de preenchimento.

O seguinte passo consiste em bombear unicamente água durante vários minutos com o objetivo de dar forma ao Tubo de Geotêxtil, e que este consiga se expandir em sua totalidade e suas paredes se separem no caso de estarem aderidas; nesse processo, não se deverá superar uma pressão de bombeamento de 9 PSI; então, o bombeamento deverá ser suspenso durante um minuto, quando o Tubo de Geotêxtil comece a perder pressão interna, se passará ao início do processo de bombeamento de slurry, sem superar a pressão de bombeamento anteriormente mencionada.

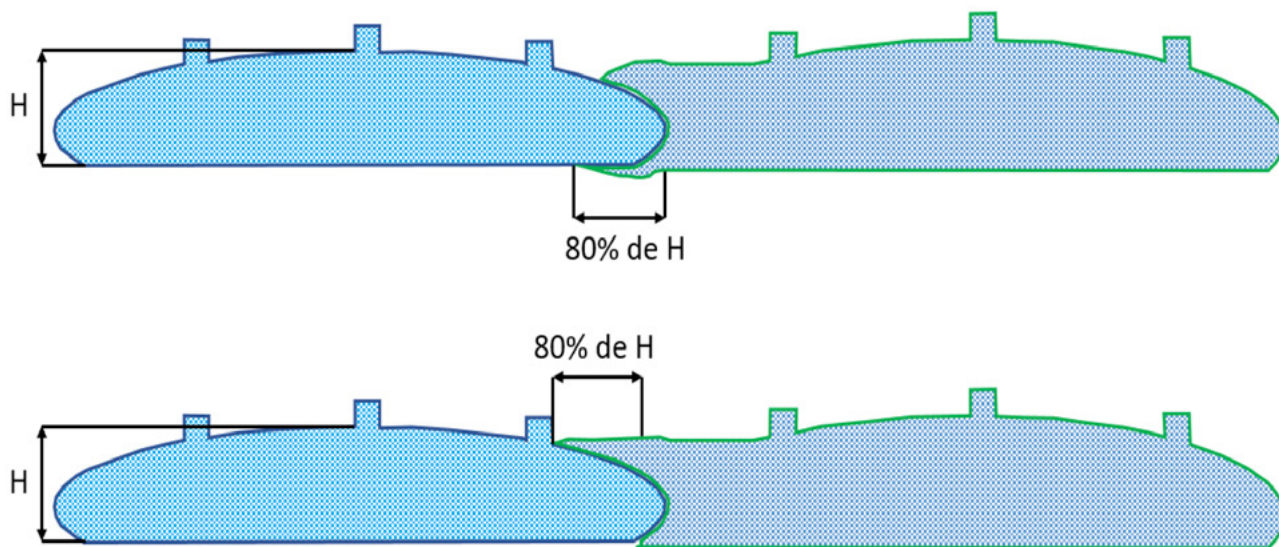
Os materiais que contém partículas que passam na peneira 200, sairão por todos os espaços que existem entre os fios do Geotêxtil Tecido ou os mangotes de preenchimento; por outro lado, deve-se certificar cada um dos processos de preenchimento com o intuito de evitar a obstrução de areia ou outros materiais que não permitam o fluxo adequado de lama dentro do Tubo Geotêxtil; caso contrário, deve-se avaliar a prática correta de desobstruir os mangotes, caso contrário, é recomendado levar a mangueira de enchimento para para o próximo mangote de preemchimento. Ver figura 17.8.



▲ Figura 17.8 | Etapas de preenchimento de Tubos Geotêxteis.

🍃 **Complemento do sistema:** No caso da proteção ter mais de um nível de Tubos Geotêxteis, o sistema deverá ser complementado com a extensão de Geotêxtil Não Tecido como elemento anti-socavação (erosão hídrica), e material de preenchimento hidráulico entre o Tubo de Geotêxtil e o perfil do solo; isso com o objetivo de formar uma superfície plana e livre para posteriormente seguir com a instalação dos Tubos de Geotêxtil, configurados em forma piramidal, um sobre outro, ou qualquer que seja a configuração estabelecida no projeto.

Como medida para evitar o tombamento e mitigar a desestabilização do sistema no futuro, deve-se garantir uma sobreposição mínima entre os Tubos de Geotêxtil; essa medida também contribui para estabelecer uma superfície plana para posterior localização de outros níveis de Tubos de Geotêxtil, o comprimento da sobreposição deverá ser igual a 80% da altura da Tubulação de Geotêxtil (Figura 17.9).



▲ *Figura 17.9 | Tipos de sobreposições para Tubos Geotêxteis.*

📌 **Fechamento dos mangotes (portas):** Uma vez completado o processo de preenchimento, deve se então, fechar todos os mangotes de preenchimento, para que todo o sistema se encontre totalmente fechado, de modo que os mesmos possam ser introduzidos dentro das tubulações; acaso não seja possível a introdução, os mangotes poderão ser costurados nas paredes do tubo com fios de polipropileno ou nylon.



▲ *Fotografia 17.19 | Detalhe do fechamento do mangote.*
▲ *Fotografia 17.20 | Modo de costura.*

- ◆ **Proteção dos Tubos Geotêxteis:** Finalmente, uma vez instalado o sistema composto pelos Tubos Geotêxteis e demais elementos, este deverá ser protegido dos diferentes riscos que possam afetar sua vida útil, motivo pelo qual deve-se avaliar o tipo de proteção mais adequada a ser adotada; de acordo com isso, recomenda-se revisar o manejo de Flexocreto, manto para controle de erosão, Geocolchões e demais elementos de proteção.



▲ Fotografias 17.21 - 17.22 | Tubos Geotêxteis protegidos com manto para o controle de erosão.



▲ Fotografias 17.23 - 17.24 | Tubos Geotêxteis instalados.

17.4.5 Recomendações

- O material de preenchimento pode ser do fundo do rio; é recomendável utilizar materiais sem presença de finos, o que ajudará a otimizar os processos de preenchimento, já que não haverá perda de uma grande porcentagem de material de preenchimento.
- Não se deve realizar nenhuma prática construtiva sobre os Tubos Geotêxtil, motivo pelo qual nenhum tipo de máquina e operador pode exercer atividades sobre eles.
- O Tubo Geotêxtil não poderá com condições ou exposições não previstas na etapa de concepção de cada projeto; ele não poderá ser arrastada nem poderá estar submetido a altas tensões de deslocamento, motivo pelo qual se recomenda manusear o Tubo Geotêxtil na área prevista para sua instalação.
- Recomenda-se que proporcione uma sobreposição ao eixo longitudinal dos Tubos Geotêxteis de 80% da altura útil do projeto; não se deve executar a sobreposição em direção ao eixo transversal dos Tubos Geotêxteis.
- A conexão entre a porta de preenchimento (mangote) e a tubulação de descarga deverá estar livre de qualquer elemento que possa rasgar o Geotêxtil; deve-se supervisionar o movimento que gera a tubulação de descarga, já que isso pode ocasionar danos na união entre o mangote e Geotêxtil, de acordo com o anterior exposto, recomenda-se ancorar ou amarrar a tubulação com o objetivo de assegurar o sistema nesse ponto.
- É conveniente que o processo de dragagem aconteça em uma jornada contínua, e que o equipamento tenha a capacidade de preencher a tubulação completamente. O processo de bombeamento deve ser executado até se alcançar a altura de projeto máxima do Tubo Geotêxtil; em não se cumprindo o anterior, o material de preenchimento sofrerá um processo de consolidação onde se perderá altura útil (H), o que implica um aumento na largura do Tubo Geotêxtil (W).

17.5 Geocolchões

Os Geocolchões são gabiões anfíbios, formados por cestos tridimensionais em forma de colchão ou cestos contendo pedra ou seixo de tamanho médio. A armação do Geocolchão é realizada utilizando Geogrelha Uniaxial Extrudada de alta resistência à tração. A tal Geogrelha é completamente inerte às condições químicas e biológicas do solo e da água; além disso, possui resistência diante dos raios UV para garantir uma vida útil prolongada em condições de exposição à intempérie.



▲ *Fotografia 17.25 | Sistema para controle de erosão e socavação mediante Geocolchão e Geotêxtil Não Tecido.*

Algumas das vantagens mais relevantes do sistema são:

- ◆ Solução versátil e flexível que se adapta à forma do terreno natural, permitindo assim a reacomodação do sistema diante de eventuais fenômenos de erosões hídricas que alteram sua geometria, mantendo sua funcionalidade.
- ◆ As unidades podem ser armadas fora do local de obra para posteriormente serem transportadas e localizadas mediante o içamento, permitindo executar o respectivo controle de qualidade antes da finalização do processo. Ou, em projetos de acesso complicado, os componentes podem ser deslocados anteriormente para serem armados "in-loco".
- ◆ Possibilidade de trabalhar com materiais do local para maior agilidade do processo.
- ◆ Estabilidade e resistência hidráulica adequadas a altas velocidades de fluxo sem sofrer corrosão.

A resistência diante dos esforços de cisalhamento e a tolerância a altas velocidades de fluxo tornam os Geocolchões uma solução ideal em diversos campos onde as vazões e corpos d'água geram uma erosão hídrica, arrasto de solos ou possam chegar a afetar a estabilidade de estruturas existentes ou futuras. Algumas das aplicações mais comuns são enunciadas a seguir:

- ◆ Proteção de beiras de rios e riachos sujeitos a grandes vazões onde, devido à turbulência gerada nas curvas, é necessária a proteção da margem. Ou em áreas costeiras com ondas para dissipar a energia de impacto produzida pelas ondas.

- Regularização de cursos d'água mediante a proteção ou formação de canais, calhas e vertedouros. Evitando a erosão por mudanças de direção.
- Proteção direta de estribos, acessos e pilares de pontes sobre vazões de rios. Levando em consideração também os flancos de tais estruturas, os quais são suscetíveis à erosão hídrica.
- Fundações de quebra-mares, cais, barreiras, espigões, contrafortes, diques e estruturas de contenção em geral, especialmente onde o estrato de solo é mole ou a sua resistência é muito baixa.
- Proteção de outras estruturas como tubulações (submersas, submarinas etc.) ou, inclusive, feitas com outros Geossintéticos (por exemplo, Tubos de Geotêxtil).
- Em estruturas hidráulicas como comportas, esgotos retangulares ou circulares, vertedouros, estruturas de queda, lamas e lodos.
- Em terrenos de baixo nível e planos que atravessam zonas com potencial de inundação.

17.5.1 Dimensões

A largura típica para uma unidade de Geocolchão é de aproximadamente 1m, mas isso pode variar dependendo das dimensões próprias da Geogrelha. O comprimento do colchão pode chegar a ser de até 15 ou 20 m mas, de qualquer forma, recomenda-se que seja limitado até um máximo de 5 m quando seu traslado e localização será levantado.

De maneira geral, a espessura do gabião é de 20 a 35 cm para revestimentos convencionais. No caso de uso em proteções de estruturas as espessuras podem ser inferiores, para casos com exigências especiais de vazões elevadas ou ondulações, pode se adotar espessuras com até 60cm de espessura.

Supondo que o preenchimento de pedra tenha um peso volumétrico de 1.8ton/m^3 , um Geocolchão de 5 m de comprimento e 30 cm de espessura pesa aproximadamente 2.70 toneladas.

17.5.2 Características das Geogrelhas

As Geogrelhas Extrudadas são, Geossintéticos bidimensionais, fabricados a partir de polímeros, que formam uma rede de extremidades conectadas de forma integrada. Especificamente, as Geogrelhas monolíticas utilizadas para a confecção dos Geocolchões, são produzidas com Polietileno de alta densidade (PEAD) através do processo de extrusão que permite um alongamento monodirecional. As dimensões comerciais desse tipo de Geogrelhas são exibidas na Tabela 17.6.

Tabela 17.6 Dimensões da bobina de Geogrelha PUX-100M

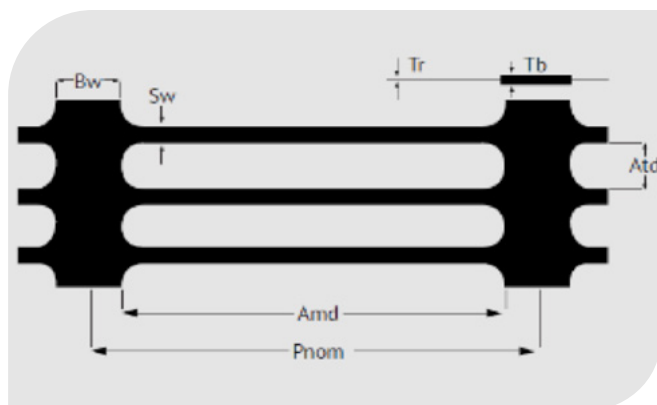
Propriedades físicas	Norma	P-UX100M ¹
Tipo de polímero	Fabricante	HDPE
Largura da Bobina	Medido	1.3 m
Largura da Bobina	Medido	50 m
Área da Bobina	Calculado	65 m ²

A Geogrelha deve contar com resistência suficiente para permitir que o Geocolchão cheio de pedra possa ser içado de um extremo para logo colocá-lo no local de descarte final. Sempre se deve validar as dimensões máximas permitidas e o peso admissível dependendo das características da Geogrelha a ser utilizada. Também é importante garantir que a malha não perca suas características mecânicas com o passar do tempo, sobretudo diante da exposição solar e da intempérie. A Tabela 17.7 apresenta algumas características de durabilidade e propriedades mecânicas da Geogrelha recomendada para a armação de colchões. Particularmente a Geogrelha P-UX100 apresenta uma alta resistência à abrasão pelo fluxo, sem apresentar degradação química.

Tabela 17.7 Durabilidade e propriedades mecânica da Geogrelha

Durabilidade	Norma	P-UX100M ¹
Resistência à degradação de longo prazo	EPA 9090	100%
Resistência à degradação UV ³	ASTM D4335	100%
Propriedades Índice	Norma	P-UX100M ¹
Alongamento ponto de fluência	ASTM D6637	11%
Resistência última à tração	ASTM D6637	60 kN/m
Rigidez flexural ²	ASTM D7748	420,000 mg-cm
Área aberta	CWO2215	60%

Também devem se contemplar algumas características geométricas particulares da Geogrelha como distância entre as bordas (Pnom) a qual não deve ser superior a 25 cm, nem ter uma largura de abertura (Atd) maior que 1.8 cm para evitar a perda de material de enchimento e garantir seu confinamento. Dessa forma, preserva-se a integridade total da estrutura, aumenta-se a vida útil do sistema e mantém a área próxima livre de pedras soltas.



▲ Fotografia 17.26 | Seção de malha P-UX100M. ▲ Figura 17.10 | Dimensões relevantes.

Tabela 17.8 Dimensões particulares da Geogrelha Uniaxial

Dimensões típicas de abertura	
	P-UX100M ¹
Pnom (mm)	245
Tb (mm)	2.8
Tr (mm)	0.7
Atd (mm)	16
Sw (mm)	6
Bw (mm)	18
Amd (mm)	227

Levando em conta as medidas gerais da malha P-UX100, apresenta-se na Tabela 17.9 os consumos aproximados desta para armar 1m² de gabião com largura de 1m e para diversas espessuras de Geocolchão.

Tabela 17.9 Consumo de Geogrelha na armação de Geocolchões

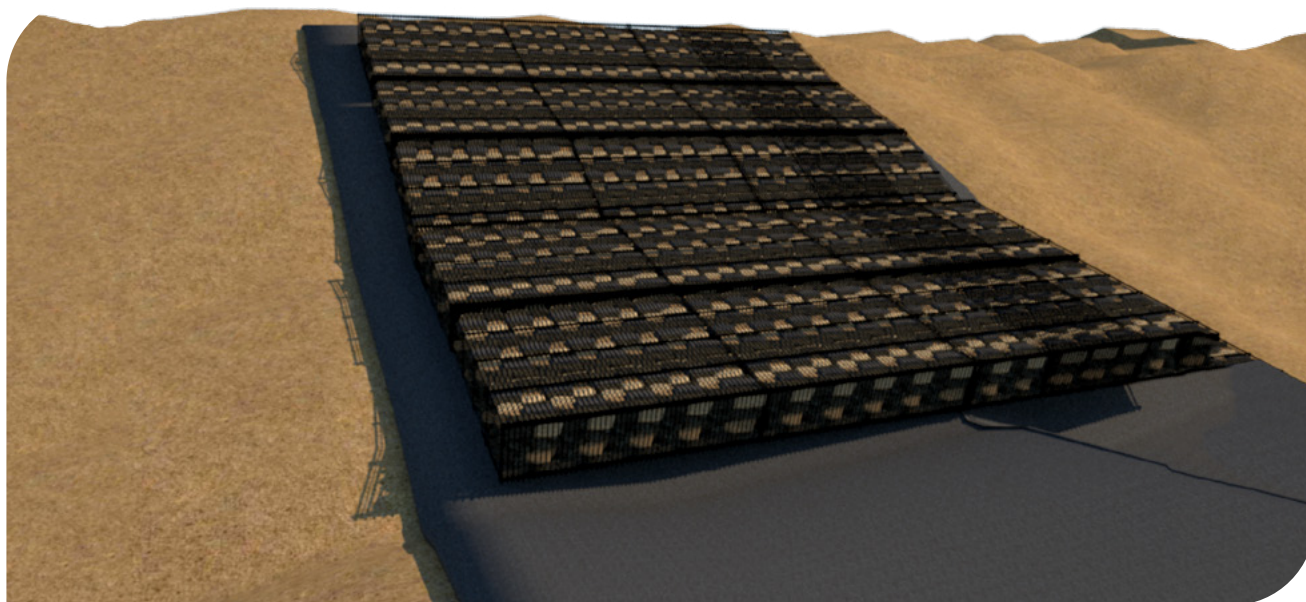
Espessura de Geocolchão	Consumo de malha P-UX100
(cm)	(m ² /m ² de colchão)
20	3.6
25	4.2
30	4.4
50	5.8

17.5.3 Material de enchimento

As pedras para encher os compartimentos do colchão devem ser de alta durabilidade sob desgaste, sem rachaduras, fraturas ou outros defeitos e ter alta densidade e dureza. O tamanho mínimo necessário para alcançar a retenção dentro da estrutura do colchão é de ao menos 2 polegadas (na dimensão mais curta). O diâmetro máximo da pedra não deve superar as 7 polegadas. Uma distribuição muito uniforme no tamanho do material dará como resultado um Geocolchão mais poroso enquanto, ao ter uma gradação ampla, as pedras menores preencherão os vazios entre as pedras maiores.

17.5.4 Geotêxtil

É importante utilizar um Geotêxtil de filtro adequado em conjunto com o Geocolchão. O Geotêxtil assegura que o solo não invada e misture com o preenchimento de rocha do colchão protegendo, assim, a integridade da estrutura. Além disso, deve ter propriedades hidráulicas ótimas que permitam drenar a água subterrânea e, por sua vez, evitar a lavagem de material do terreno natural. Mecanicamente, deve ser suficientemente robusto para que não se perfure nem se danifique durante a manipulação e instalação do Geocolchão. Ver figura 17.11.



▲ *Figura 17.11 | Uso de Geotêxtil Não Tecido para controlar a lavagem de material fino.*

O Geotêxtil recomendado para essa finalidade deve ser de tipo Não Tecido, preferencialmente fabricado em polipropileno, devido ao fato de não sofrer hidrólise ao estar em contato com a água e com fibras punccionadas por agulhas. As especificações recomendadas para esse Geossintético mostram-se na Tabela 17.10.

Tabela 17.10 Especificações técnicas mínimas para Geotêxtil de filtro

Propriedades mecânicas	Norma	Unidad	Valor MARV ²
Método GRAB Resistência à tração Alongamento	ASTM D4632	N (lb) %	700 (158) >50
Resistência ao puncionamento CBR	ASTM D6241	kN (lb)	1.9 (427)
Resistência ao rasgo trapezoidal	ASTM D4533	N (lb)	260 (59)
Propiedades Hidráulicas	Norma	Unidad	Valor MARV ²
Tamanho de abertura aparente	ASTM D4751	mm (Peneira)	0.150 (100)
Permeabilidade	ASTM D4491	cm / s	29 x 10 ⁻²
Permissividade	ASTM D4491	s ⁻¹	1.7
Taxa de fluxo	ASTM D4491	l/min/m ²	4800

17.5.5 Construção

Os Geocolchões são estruturas que podem ser construídas "in loco" ou que podem ser preparadas anteriormente para, depois, dispor na localização final através de seu içamento.



▲ Fotografia 17.27 | Geocolchões armado "in-situ".



▲ Fotografia 17.28 | Geocolchões içados.

17.5.5.1. Materiais, equipamentos e ferramentas

Os componentes do Geocolchão, para sua correta construção e instalação, são:

Tabela 17.11 Componentes para instalação do Geocolchão

Geogrelha Uniaxial	Barras de suporte	Corda
		
Geogrelha PUX100M Wavin	Varas de suporte em fibra de vidro	Corda estabilizada U.V. 5mm de amarração
Pedras	Braçadeiras de plástico	Geotêxtil Não Tecido
		
Pedras ou rochas de 5" a 8" para preenchimento de Geocolchões	Para amarração	Componente adicional no sistema de proteção
Equipamento pesado	Forma em madeira ou similar	Barra ou tubulação para içamento
		
Retroescavadeira para içamento do Geocolchão	Para armação do Geocolchão	+ cadeia ou alças de sujeição

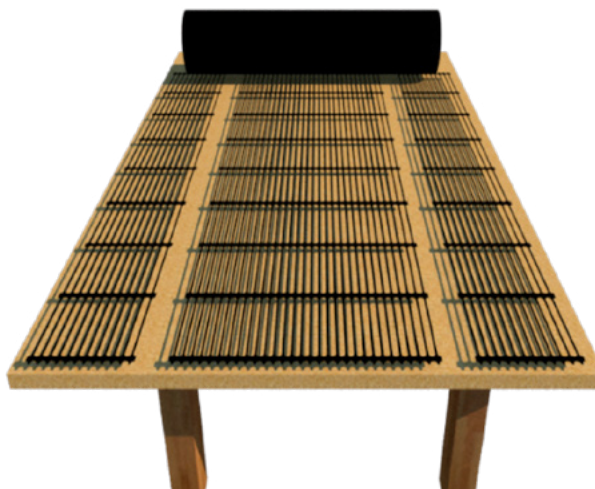
17.5.6 Geocolchão içado

17.5.6.1. Corte, modulação e conjunto

Deve-se trabalhar em uma mesa gabaritada para estender a Geogrelha e realizar os cortes dos tramos de malha de acordo com a longitude do Geocolchão a ser armado e a espessura determinada. Realiza-se o corte das costas laterais para logo tensionar as coberturas e localizá-las uma em frente à outra.

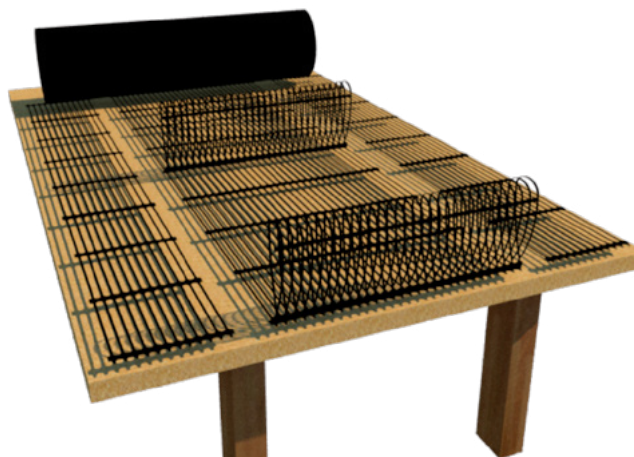


▲ *Figura 17.12* | Localização da Geogrelha.



▲ *Figura 17.13* | Cortes preliminares.

Identificando anteriormente as localizações onde os diafragmas estarão localizados, realiza-se uma pequena dobra sobre a Geogrelha e colocam-se as varas de suporte. Em seguida, é feita a amarração da tela e dos diafragmas internos com o auxílio do papel manilha e das bandas plásticas.



▲ *Figura 17.14* | Conformação de diafragmas.

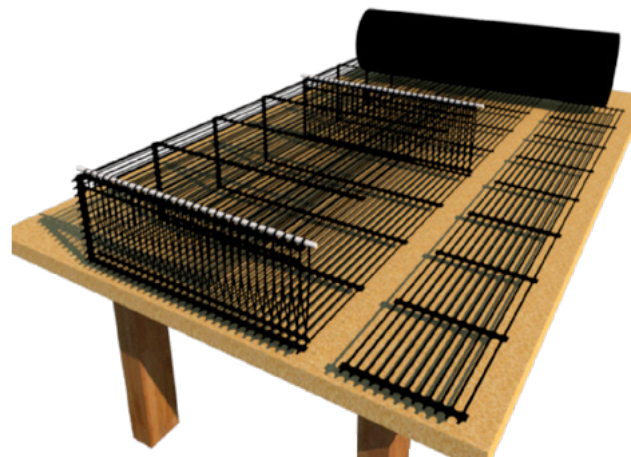


Figura 17.15 | Conjunto de laterais e cobertura superior.

17.5.6.2. Preenchimento do Geocolchão

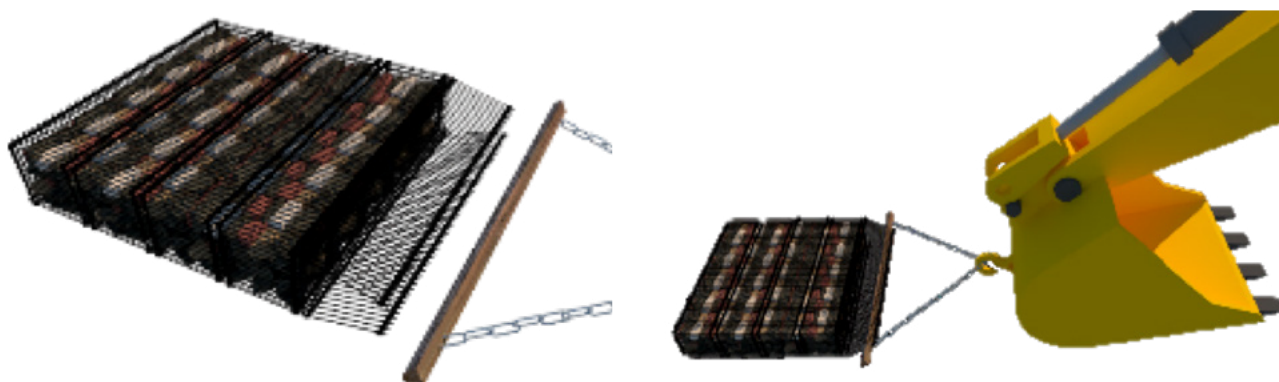
Com a ajuda de formas, será garantido um preenchimento uniforme. Passa-se a preencher o Geocolchão com o material rochoso em coberturas e entre diafragmas alternados para conseguir melhor acomodação das pedras.



▲ Figura 17.16 | Uso de molde e preenchimento do Geocolchão.

17.5.6.3. Içamento e localização do Geocolchão

Uma tubulação de calibre especial é colocada no extremo do Geocolchão, abrangendo-o com uma das pontas da malha, as quais se unem com um passador de barra metálica (vergalhão) de 5/8". Por meio de correntes o guindaste poderá realizar o içamento.



▲ Figura 17.17 | Conformação do triângulo para içamento.

O Geocolchão é levantado com a grua, procurando não o arrastar para levá-lo até à localização de descarte final. A qual deve ter previamente estendido o Geotêxtil Não Tecido.



▲ Figura 17.18 | Processo de içamento.

Na localização final, deve-se fixar o extremo do Geocolchão mediante ancoragens para evitar o deslizamento.

17.5.7 Geocolchão “in situ”

17.5.7.1. Disposição do local

Realizar o perfilamento e a limpeza exigidos no sítio. Estender o Geotêxtil sobre o terreno natural para evitar a passagem de material fino para posteriormente instalar a Geogrelha.



▲ Fotografia 17.29 | Estendido de Geogrelha sobre Geotêxtil Não Tecido.

17.5.7.2 Conjunto e preenchimento

Formam-se os diafragmas para logo uni-los às coberturas laterais com a corda e as bandas plásticas. Através dos elementos de ancoragem de ancoragem, fixa-se o esqueleto do Geocolchão em diversos pontos no terreno natural para evitar o deslizamento.



▲ Fotografia 17.30 | Conformação de diafragmas e coberturas laterais.

Realiza-se o preenchimento do Geocolchão por módulos, iniciando da base até a parte superior.



▲ Fotografia 17.31 | Preenchimento do Geocolchão com pedregulho.

instala-se a cobertura e a fixa através da amarração com as cordas, fitas plásticas, ou inclusive fitas de fibra de vidro, se as dimensões e a inclinação assim exigirem.



▲ *Fotografias 17.32 a 17.35 | Montagem final em papel manilha, hastes e bandas plásticas.*

17.6 Durabags

As Durabags são bolsas de tamanho grande fabricadas com o Geotêxtil Tecido de polipropileno, as quais podem ser preenchidas com materiais específicos, segundo for sua função, tendo como principal aplicação diversos sistemas para o controle de erosão e proteção nas margens dos rios.

A principal recomendação para a seleção do material de preenchimento da Durabag é utilizar concreto com uma resistência à compressão superior a 1,500 psi e um assentamento superior a 12 cm, também podem ser preenchidos com concreto, argamassa ou solo cimento conformando sua estrutura

retangular, a qual pode alcançar volumes de preenchimento de 1.0m^3 e 2.0m^3 aproximadamente, de acordo com a referência selecionada.

A estrutura principal composta pela Durabag mostra-se a seguir, nas referências de 1.0m^3 (1101/1401) e 2.0m^3 (1102/1402);



▲ Figura 17.19 | Durabag 1101/1401.



▲ Figura 17.20 | Durabag 1102/1402.

Os tamanhos das referências da Durabags mencionadas anteriormente são as dimensões do elemento vazio; uma vez preenchido a Durabag, essas medidas são reduzidas em aproximadamente 80%.

17.6.1 Tipos de preenchimento

Existem principalmente duas modalidades de preenchimento as quais podem ser executadas de acordo com o tipo de material adotado, as condições do terreno local, a disposição do equipamento de construção, entre outras condições. Esses modos de preenchimento são realizados através de gravidade ou bombeamento e devem ser aplicados de acordo com as condições anteriormente expostas, tais modalidades são apresentadas a seguir;

17.6.1.1. Preenchimento por gravidade

Para esse processo se recomenda instalar a Durabag sobre um suporte de madeira o qual permita incliná-lo a 45° ; essa recomendação pode ser aplicada para alcançar uma altura ideal de preenchimento quando não exista uma carga de energia idônea para esse processo; do contrário, pode-se manejar um ângulo de inclinação menor que 45° . De acordo com o anteriormente exposto, recomenda-se uma carga de energia superior a 3 m.

Recomenda-se que o material de preenchimento seja concreto hidráulico de alto assentamento superior a 12 cm, para o qual se insere um tubo de PVC com diâmetro entre 4 e 8 polegadas, dentro da válvula superior da Durabag até chegar à metade deste, para logo iniciar o derramamento da mistura,

recomenda-se que para esse processo de preenchimento coloque-se na parte superior um funil que permita recoletar a mistura para, então, ser transportado mediante um duto até a Durabag.

Mediante o preenchimento por gravidade, alcança-se uma altura de preenchimento e um rendimento inferior em comparação com o preenchimento por bombeamento, já que aproximadamente uma Durabag de referência 1101 ou 1401, em condições normais, tem um tempo de preenchimento de 35 minutos e alcança alturas de preenchimento entre 32 e 38 cm.

17.6.1.2. Preenchimento mediante um equipamento de bombeamento

Nesse processo de preenchimento, deve-se colocar a Durabag de tal maneira que permita agilizar a troca de Durabags nos processos adjacentes, tais como a mudança das válvulas, transporte e içamento destes.

Após preparar a Durabag no local, passa-se a introduzir a mangueira do equipamento de bombeamento dentro da válvula da Durabag até a metade desta, para assim bombear o concreto e a argamassa, com o objetivo de preencher o volume total da Durabag, para o que se recomenda chegar até uma altura de preenchimento máxima de 46 cm, já que, com essa altura, é possível conseguir uma quantidade aproximada de concreto ou argamassa de 1.0m³ ou 2.0m³ segundo a referência da Durabag selecionada.

Com a aplicação dessa modalidade de preenchimento, consegue-se alcançar alturas de preenchimento e rendimentos superiores ao preenchimento por gravidade, já que se obtém alturas de preenchimento superiores a 40 cm com tempos de preenchimento de 5 minutos aproximadamente nas referências 1101 e 1401.



▲ *Figura 17.21 | Preenchimento por gravidade.*



▲ *Figura 17.22 | Preenchimento com equipamento de bombeamento.*

17.6.2 Equipamento

Para a construção das estruturas conformadas com Durabags, deve-se dispor de equipamento para seu preenchimento, transporte, içamento, lançamento e acomodação, para isso, é importante contar com as ferramentas e máquinas necessárias para todo o processo.

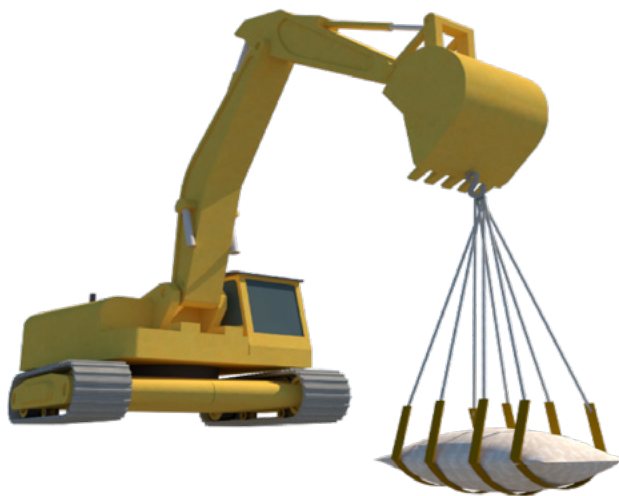
Tabela 17.12 Equipamentos

Equipamento de Bombeamento	Misturador de concreto	Escavadora
		
Equipamento de Bombeamento para concreto ou argamassa.	Betoneira	Retroescavadeira para içar a Durabag.
Funil	Ferramentas menores	
		
Preenchimento e/ou tubulação de 8 polegadas	Ferramentas menores (baldes, pás etc.).	

17.6.3 Procedimento construtivo

- Uma vez selecionado o tipo de preenchimento a ser implementado, deve-se avaliar a possibilidade de fazer o processo de preenchimento "in loco" ou se é necessário transportar as Durabags; no caso de fazer o processo de preenchimento "in loco", se passará a complementar as obras de proteção; do contrário, se passará a transportar as Durabags até seu local de destino, para o qual eles exigem ser içados e transportados para finalmente serem lançados ou alinhados.
- Içamento das Durabags:** Geralmente, as Durabags exigem ser mobilizadas, já que, em alguns casos, elas não podem ser preenchidas em seu lugar de instalação, existem diversas formas para içar as Durabags; a primeira opção consiste em colocar alças ao redor do Durabag amarradas a qualquer elemento do equipamento pesado disposto para seu transporte, de tal maneira que permita uma suspensão segura para sua mobilização e descargue. A segunda opção consiste a incorporação de uma barra de ferro corrugado em forma de "U" dentro da Durabag, até que

o concreto endureça e atinja 80% de sua resistência final à compressão, para finalmente ser transportado e instalado por equipamentos pesados.



▲ Figura 17.23 | Içamento com alças.



▲ Figura 17.24 | Içamento com barra de ferro embebida.

◆ **Lançamento das Durabags:** Esse processo consiste em colocar a Durabag sob a água utilizando diversas técnicas para sua orientação e localização em tal condição; esse processo é adequado para ser aplicado em situações nas quais as Durabags devem estar submersos sob água em profundidades consideráveis; esse processo evita o desvio de leitos de rios ou excessos na superfície natural do local.

Esse procedimento consiste em lançar as Durabags na água através o uso de boias amarradas nos extremos da Durabag; o uso dessas boias permite saber na superfície a localização correta da Durabag, além disso, o fechamento da válvula de enchimento deve ser garantido por meio de uma costura que não permita a perda do material de enchimento. O exercício de localização por meio das boias pode ser complementado com a inclusão do equipamento de bombeamento, com o objetivo de otimizar o processo de localização das Durabags em profundidades maiores que 1.5 m, em profundidades menores do que essa, recomenda-se executar ancorando a Durabag sob água e preenchendo-o mediante o processo de preenchimento com equipamento de bombeamento.

◆ **Fundação das Durabags:** para a instalação das Durabags, deve-se dispor de uma superfície lisa e limpa, livre de protuberâncias que possam desestabilizar a Durabag ou afetar os materiais impostos na proteção, para o qual se recomenda a aplicação de Geotêxteis Não Tecidos agulhados puncionados por agulhas, como elemento protetor das Durabags e como medida para evitar a perda do material fino do talude, a referência de Geotêxtil utilizado dependerá do regime de fluxo de água.

🍃 **Alinhamento das Durabags:** o alinhamento das Durabags deve ser realizado com o objetivo de oferecer uma estrutura estável e segura, para a qual se recomenda colocar as Durabags formando travamento entre elas, o que oferece bons resultados em sua aplicação. Devem-se alinhar as Durabags de acordo com as especificações e recomendações impostas nos desenhos do projeto, e verificar tanto sua projeção e posição dentro da solução proposta.

Outra medida utilizada para conseguir que a solução composta por Durabags se comporte como um único elemento massivo, consiste em articular as Durabags mediante a inserção de estacas de aço dentro destes, isso permite que as estacas conectem as Durabags umas com as outras, gerando um efeito de travamento entre elas, o qual cria um melhor comportamento da solução tanto em eficiência quanto em durabilidade. Ver fotografia 17.36.



▲ Fotografia 17.36 | Articulação das Durabags com varas de aço.

17.6.4 Recomendações

- 🍃 Não é conveniente a operação de nenhum equipamento de construção sobre as Durabags, isso pode ocasionar danos no Geotêxtil; igualmente, não se pode arrastar e submeter os materiais a esforços não previstos no projeto, isso pode gerar danos nas suas costuras.
- 🍃 A tubulação do preenchimento deve estar em ótimas condições e livre de elementos que possam rasgar o mangote da Durabag.
- 🍃 Ao preencher as Durabags com solo cimento, deve se ter em conta a alta complexidade dessa opção, já que exige a implementação de ferramenta menor para seu preenchimento e o possível rasgo da Durabag para permitir o acesso ao solo cimento.

17.7 Flexocreto

O Flexocreto é um sistema de forma flexível, fabricado a partir de uma tela sintética de camada dupla e unida por pontos de infiltração entrelaçados, ao ser preenchida "in loco" com concreto fluido ou de agregado fino, oferece a durabilidade e o desempenho do concreto sem precisar recorrer a sistemas tradicionais caros tais como são as lajes de concreto moldadas tradicionalmente, rip-raps, gabiões, colchões reno ou enrocamentos. Além disso, essa forma pode ser preenchida em condições secas ou debaixo d'água, aumentando os rendimentos da obra, gerando um acabamento limpo, durável e seguro.

O sistema tem como função principal criar uma proteção contra a erosão e erosão hídrica, a qual podem estar expostos os taludes nas margens dos corpos d'água.



▲ Fotografia 17.37 | Flexocreto instalado projeto Hidrosogamoso, Pântano el Llanito, ISAGEN.

17.7.1 Vantagens e benefícios

- ◆ Forma flexível adaptável aos diferentes perfis do solo e capacidades de suporte.
- ◆ Instalação em condições secas e sob a água.
- ◆ Mitigação da diferença de pressões hidrostáticas.
- ◆ Redução do efeito de ondulação.
- ◆ Adaptabilidade a diferentes velocidades de fluxo.
- ◆ Diminuição de custos vs. soluções tradicionais.


17.7.2 Campos de aplicação

- ◆ Bacias de irrigação e chuva.
- ◆ Lagoas naturais e artificiais.
- ◆ Suportes de pontes e taludes.
- ◆ Diques.
- ◆ Áreas de transbordamento diversas.
- ◆ Cruzamentos de rios e canais de transbordamento.
- ◆ Diques; ribeiras marinhas e palafitas.
- ◆ Drenagens e saídas de bueiros.

17.7.3 Instalação

Para a instalação do sistema de forma flexível Flexocreto, faz-se necessário dispor de equipamentos aptos realizar a adequação do terreno, colocação e preenchimento do Flexocreto. Além disso, deve-se contemplar a forma de preenchimento com o objetivo de escolher os equipamentos necessários; a seguir, mostram-se os equipamentos necessários para fazer o preenchimento.

Tabela 17.13 Equipamentos

Equipamento de Bombeamento	Misturador de concreto	Funil ou tubo de enchimento
		
<p>Equipamento de Bombeamento para concreto ou argamassa.</p>	<p>Betoneiras</p>	<p>Funil de preenchimento e/ou tubulação de 8 polegadas</p>
Ferramentas menores	Máquina de costurar elétrica, manual.	
		
<p>Ferramenta menor (baldes, pás etc.).</p>	<p>Máquina para costurar as sobreposições entre tiras de Flexocreto.</p>	

17.7.4 Preparação do terreno

A superfície do terreno deve estar livre de pedras grandes, raízes, troncos e, de maneira geral, de irregularidades que possam afetar o correto preenchimento do Flexocreto. Recomenda-se antepor ao Flexocreto um Geotêxtil Não Tecido agulhado (NT3000) para evitar a perda de material fino presente na superfície a ser protegida. O terreno deve ser preparado de acordo com o estabelecido nos desenhos de construção.



▲ Fotografia 17.38 | Preparação do terreno - projeto Tamalameque, departamento de Cesar, Colômbia.



▲ Fotografia 17.39 | Colocação de Geotêxtil Não Tecido - projeto Tamalameque, departamento de Cesar, Colômbia.

17.7.5 Execução das costuras

Para obter uma boa qualidade nas costuras, devem-se ter em conta os seguintes condicionamentos:

- ◆ **Tipo de fio:** Kevlar, Aramida, Polietileno, Poliéster ou Nylon. Não se permitirão fios elaborados 100% a partir de fibras naturais. Quando se propuserem fios compostos por fibras sintéticas e fibras naturais, não se permitirão aqueles que tenham 10% ou mais em peso de fibras naturais. Não se permitirão costuras elaboradas com arames.
- ◆ **Densidade dos pontos:** De 150 a 200 pontos por metro linear.
- ◆ **Tensão do fio:** Deve-se ajustar no campo de tal modo que não corte o Flexocreto, mas que seja suficiente para assegurar uma união permanente entre as superfícies a serem costuradas. Se for feita a costura manual, deverão tomar-se os cuidados necessários para que, ao passar o fio, o atrito não “funda” as fibras do Flexocreto.
- ◆ Se, de acordo com o projeto, as telas de Flexocreto devem ser unidas mediante costura, a resistência à tração da união deve ser no mínimo 90% da resistência à tração (grab) do Geotêxtil que está costurando.
- ◆ **Tipo de Costura:** Dependendo do esforço solicitado e o tipo de Geotêxtil, podem-se realizar diferentes configurações para assegurar a correta transferência da tensão.



▲ Fotografia 17.40 | Costura do Flexocreto, projeto Tamalameque, departamento de Cesar, Colômbia.

17.7.6 Instalação do Flexocreto

É necessário realizar valas de ancoragem (superiores e inferiores), com as bordas arredondas para facilitar a correta instalação do Flexocreto. Em certas ocasiões, é necessário colocar rolos adjacentes de Flexocreto; eles deverão se sobrepor ou se unir através de costuras de costura. A sobreposição deverá ser de dez centímetros (10 cm). A união das telas de Flexocreto mediante costura permite fornecer uma melhor apresentação final à proteção.



▲ Fotografia 17.41 | Instalação do Flexocreto - projeto Tamalameque, departamento de Centro, Colômbia.

17.7.7 Ancoragem do Flexocreto

O Flexocreto deverá ser ancorado no talude protegido, mediante barras corrugadas ou similar. A quantidade, profundidade e forma de ancoragem deverão ser avaliadas pelo especialista do projeto; contudo, recomenda-se ancorar o Flexocreto mediante barras corrugadas de $\frac{1}{2}$ " , distanciadas 1 m em três bobinas e com uma profundidade mínima de 15 cm dentro do terreno.

17.7.8 Injeção de concreto ou enchimento do Flexocreto

Faça um corte na parte superior do painel de Flexocreto e insira o bico que descarregará a argamassa ou concreto. Faça o enchimento das valas de ancoragem para garantir que o Flexocreto se mantenha no local e não deslize. Inicie o processo de preenchimento sempre localizado na parte superior da proteção, nunca de baixo para cima; isso manterá o Flexocreto estendido, entre outras vantagens. Controle o alinhamento do Flexocreto, especialmente do primeiro painel, para assegurar a estática do revestimento e facilitar a instalação dos tramos seguintes.



▲ *Fotografia 17.42 | Preenchimento da vala de ancoragem, projeto Tamalameque, departamento de Centro.*

O rendimento do bombeamento da mistura de argamassas em condições normais é próximo a 25m³/jornada de 8h. O preenchimento mediante bombeamento de concreto apresenta um rendimento inferior ao que se pode obter com argamassa fluida.

A altura do Flexocreto em estado preenchido oscila entre os 12 e 14 cm segundo a pressão de preenchimento (máximo 60 psi); por isso, deve-se atentar a não ultrapassar essa altura durante o procedimento, para evitar a falha do Geotêxtil que o compõe e também da costura nos pontos de fixação.

Os pontos de filtração permitem a evacuação de água para controlar as sobre-pressões hidrostáticas.

17.7.9 Recomendações adicionais para a instalação do Flexocreto

- ◆ Quando se trabalha pela primeira vez com concretos usinado, recomenda-se que os primeiros pedidos sejam de 5m³ enquanto se alcança a eficiência necessária para que o concreto não perca sua fluidez, no caso em que seja necessário fazer suspensões temporárias do bombeamento.
- ◆ Para a mescla de cimento Portland, a relação água/cimento deve estar entre 0.60 e 0.70.
- ◆ Pode incluir aditivos na mistura para melhorar a plasticidade, trabalhabilidade, tempos de cura, reduzir a quantidade de água de mistura e melhorar a resistência final do concreto.

- ✔ Todas as bordas do Flexocreto devem estar asseguradas e protegidas para prevenir a erosão no fundo do leito e o fluxo d'água debaixo do colchão.
- ✔ O Flexocreto é instalado em taludes de 1V:1H ou menos inclinados. O consultor ou especialista do projeto avaliará seu uso em taludes com inclinações superiores às recomendadas, segundo seu critério e cálculos de estabilidade do Flexocreto.

Além disso, levando em conta o tipo de aplicação do Flexocreto, recomenda-se:

- ✔ **Proteção em rios ou canais:** Na parte superior do canal ou rio, o revestimento com Flexocreto deve ser estendido a tal ponto que chegue a 60 cm por cima do nível máximo de água estimado no projeto, permitindo proteger a erosão causada pela ondulação que possa ser apresentada. Deve-se estender o revestimento na parte superior horizontalmente no mínimo 60 cm e ancorar o Flexocreto em uma vala com uma profundidade mínima de 50 cm.
- ✔ **Proteção nem costas:** Igual à parte superior e inferior, o revestimento com o Flexocreto também deverá ser ancorado nos acostamentos, em uma trincheira escavada com uma inclinação de 45° com profundidade mínima de 60 cm.

17.7.10 Manutenção do Flexocreto

- ✔ A vala de ancoragem perimetral deverá ser verificada periodicamente para identificar áreas de perda de material; nesse caso, deve-se passar a preencher a vala de ancoragem, já que essa vala é fundamental para o sistema.
- ✔ Os pontos de infiltração do Flexocreto que apresentem perfuramento devem ser cobertos com material cimentado.
- ✔ Os locais afetados da superfície do Flexocreto por conta de barcos, âncoras, entre outros, devem ser tratados de acordo com o dano, colocando-se sobre ele as mesmas quantidades originais e tentando manter a uniformidade da superfície.
- ✔ A degradação da superfície do Flexocreto é normal; esse material, com o tempo, pode se desintegrar devido aos raios UV, o que não representa nenhuma deterioração estrutural, já que a resistência deste depende diretamente do concreto fluido com que este é preenchido.
- ✔ Deve-se realizar uma revisão periódica para identificar as zonas que apresentem fraturas ou fissuras no concreto. Uma fissura maior que 5 mm de largura deverá ser preenchida com argamassa

(concreto + água) em sua totalidade, evitando, dessa forma, a proliferação de mais rachaduras.

- ◆ Podem se apresentar desprendimentos de concreto e diminuições da espessura do Flexocreto, para o qual se deve realizar uma reparação assegurando sua aderência com materiais epóxicos para juntas frias; uma perda de mais de 20% da altura do Flexocreto é um bom motivo para reparar a zona afetada.
- ◆ Deve-se certificar que o Flexocreto não está socavado na parte inferior; se essa situação se apresenta, deve-se corrigir aportando material de preenchimento, cimento fluido e/ou sacos preenchidos com solo dependendo do caso e da condição apresentada. Em alguns casos, o processo é fácil e apenas a inclusão da argamassa por meio de uma pequena incisão em um dos pontos de infiltração seria suficiente. Para casos mais críticos, recomendamos demolir uma parte do Flexocreto e preencher os vazios com sacos preenchidos com solo-cimento e, se necessário, incluir pastas de cimento, de forma a que seja garantido o enchimento dos interstícios gerados pela erosão hídrica. Após o anterior, se passaria a realizar a reconstrução da zona com a colocação ou substituição do Flexocreto retirado.
- ◆ Devido à alta sedimentação que pode ser apresentada nas paredes dos taludes cobertos com Flexocreto, é possível que germinem diferentes tipos de vegetação na região; elas não apresentam nenhum risco para a estabilidade da obra, mas é importante evitar as grandes acumulações de lama e material sedimentado. Recomenda-se realizar periodicamente uma limpeza manual superficial dos taludes, evitando essas concentrações e, além disso, retirando a vegetação existente; essa manutenção deve ser realizada no mínimo a cada 6 meses quando os níveis do rio o permitirem.



▲ Fotografia 17.43 | Algas e vegetação crescendo sobre o Flexocreto.

17.8 Proteção de canais com Geocélula

A proteção de canais com Geocélula consiste no uso de painéis 3D, que ajudam a controlar a erosão de uma forma eficiente. Seu desempenho é proporcionado pelo confinamento tridimensional e o melhoramento na capacidade dos materiais convencionais de proteção contra a erosão. Desse modo, proporciona-se uma solução duradoura ao longo prazo, resistente ao intemperismo e resistente aos efeitos da água.



▲ Fotografia 17.44 | Proteção de um canal com Geocélula.

17.8.1 Materiais de enchimento

O sistema de proteção com Geocélula é versátil, já que pode ser utilizado com diversos materiais de enchimento. A escolha depende da geometria do canal e da velocidade e o nível do fluxo de água.

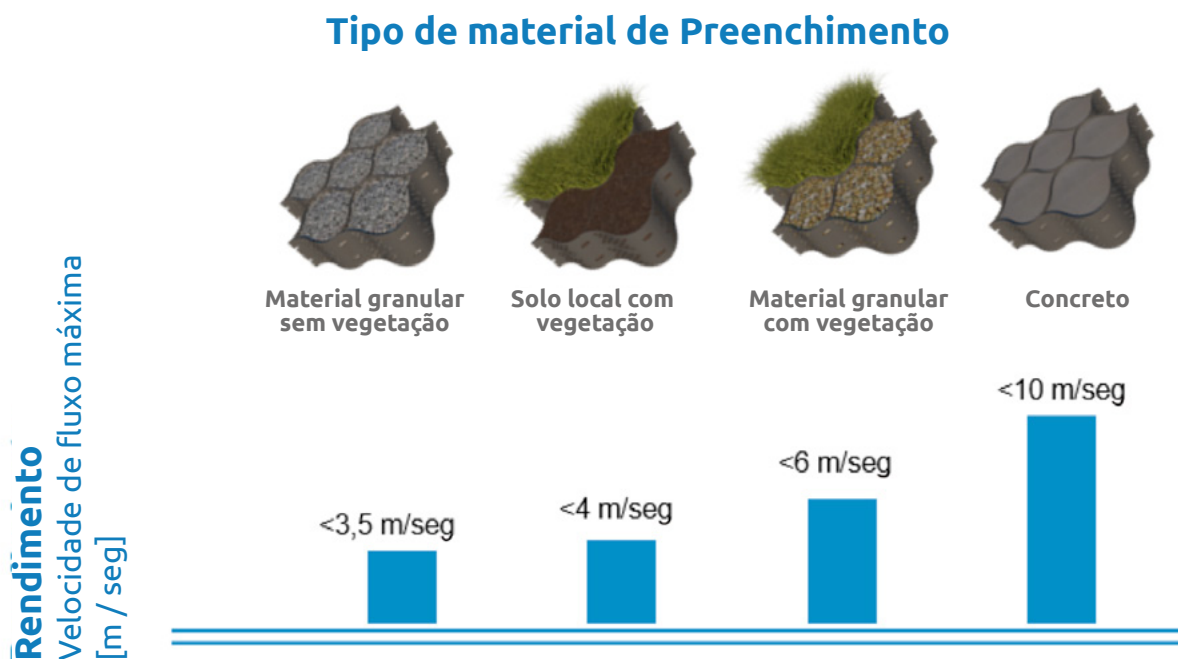
- a. **Material granular ou brita:** para fluxos de baixa velocidade (Menos de 3.5m/s)
- b. **Material da local (com conteúdo de matéria orgânica) e vegetação:** para velocidades de fluxo inferiores a 4 m/s.
- c. **Granular e com vegetação:** Para canais erodíveis que podem estar submetido a inundações onde a velocidade de fluxo não seja superior a 6 m/s.

A proteção de canais com Geocélula, particularmente quando se integra com esquemas de vegetação, melhora a ecologia do local, o habitat das plantas e a estética visual.

d. Concreto: Para canais não erodíveis, podem servir como estruturas dissipadoras de energia e admite fluxos de até 10 m/s.

A Geocélula serve para a proteção de canais naturais ou artificiais e estruturas hidráulicas incorporadas em sistemas de canais abertos. As velocidades a que o sistema com Geocélula pode ser submetido dependendo do material de enchimento se resume na Figura 17.25.

- Geocélula com materiais de enchimento granular e com vegetação, a velocidade de fluxo é menor que 6 m/seg.
- Geocélula com materiais de enchimento tipo concreto, a velocidade de fluxo é menor que 10 m/seg.



▲ Figura 17.25 | Tipos de material de enchimento da Geocélula.

Outra característica relevante nas Geocélulas são as perfurações nas paredes da célula, já que não somente promovem a infiltração da água e limitam o impacto das forças hidrostática, mas também, graças à interação entre o material de enchimento e Geocélula, impede o escoamento, a erosão do solo, preserva a estrutura do solo e, além disso, ajuda a promover a vegetação ao proporcionar um excelente estrato de crescimento para as raízes das plantas.

17.8.2 Vantagens do sistema vegetado com Geocélulas

A inclusão da Geocélula com o material de enchimento adequado ativa a vegetalização ao proporcionar um estrato e um ambiente adequado para o crescimento do pasto ou outro tipo de vegetação. Os canais vegetados ou com material granular tem as seguintes vantagens:

- 🌿 **Confinamiento 3D:** preserva a integridade da estrutura do solo para minimizar o impacto da chuva e do escoamento.
- 🌿 **Proteção contra o escoamento:** As paredes celulares proporcionam proteção mecânica permanente contra o escoamento, toleram um alto fluxo laminar e evitam o desenvolvimento de sulcos.
- 🌿 **Proteção de taludes:** As paredes de células protegem os taludes contra forças de deslizamento, tração e elevação.
- 🌿 **Proteção contra a erosão:** As perfurações da parede da célula impedem a erosão, proporcionam aderência da raiz da planta e reforçam o solo.
- 🌿 **Resistência ao atrito:** Reduz o deslizamento das forças hidrodinâmicas de gravitacionais.
- 🌿 **Conservação do solo e drenagem:** Evita as forças hidrostáticas por mecanismos e auto drenagem.
- 🌿 **Redução do potencial expansivo:** Em solos argilosos, o painel semirrígido da Geocélula restringe potenciais mudanças volumétricas.

17.8.3 Vantagens e considerações para o sistema de Geocélulas com concreto

A inclusão da Geocélula em canais com concreto é empregada para a área de transição sujeita a grandes forças hidráulicas, onde as cargas são distribuídas amplamente, o assentamento é diminuído e a degradação da superfície é reduzida.

Alguns fatores preliminares a levar em conta na instalação de Geocélulas em canais são:

- 🌿 Propriedades geomecânicas da superfície de apoio.
- 🌿 Geometria do canal (declive, inclinação dos taludes, forma do canal, entre outros).
- 🌿 Propriedades hidráulicas ("n" de Manning).
- 🌿 Tipos de materiais de enchimento em toda a seção do canal (taludes e base).

- ◆ Geotêxtil para proteção da perda de material por socavação.
- ◆ Ancoragens do sistema.
- ◆ Ancoragem da Geocélula no ombro do talude.

17.8.4 Procedimento construtivo

◆ **Preparação da Seção do canal:**

Retirar a cobertura vegetal, entulhos, raízes e material inadequado. É necessário formar a seção do canal de acordo com o projeto, certificar-se de que não haja falhas no terreno natural e ter a superfície o mais uniforme o possível.



▲ *Fotografia 17.45 | Preparação do terreno natural.*

◆ **Preparação do ombro (berma) na parte superior do talude:**

Preparação do ombro na parte superior do talude: escavar uma vala ou ombro na parte superior do talude, normalmente o comprimento da zona de ancoragem é de 80 cm a 100 cm.



▲ Fotografia 17.46 | Conformação Vala de Ancoragem.

🌿 Instalação do Geotêxtil:

Para evitar possível perda de material é importante instalar um Geotêxtil Não Tecido sob a Geocélula.



▲ Fotografia 17.47 | Instalação do Geotêxtil.

🌿 Seleção da Geocélula:

Com base na inclinação do talude e a velocidade que é necessária suportar o canal com o material

de enchimento tipo concreto, determina-se qual o tipo de Geocélula empregada, conforme é mostrado na seguinte tabela:

Tabela 17.14 Determinação do tipo de Geocélula para um canal revestido em concreto

	Geocélula PEAD Wavin 445-050	Geocélula PEAD Wavin 445-075	Geocélula PEAD Wavin 356-100	Geocélula PEAD Wavin 356-120	Geocélula PEAD Wavin 445-150
	<5.0 m/seg	5.0 - 6.0 m/seg	6.0 - 8.0 m/seg		
	1.3 - 3.0 m/seg	3.0 - 5.0 m/seg	5.0 - 7.0 m/seg	7.0 - 8.0 m/seg	
		<5.0 m/seg	5.0 - 7.0 m/seg	7.0 - 8.0 m/seg	
			5.0 - 7.0 m/seg <5.0 m/seg	7.0 - 8.0 m/seg	>8.0 m/seg

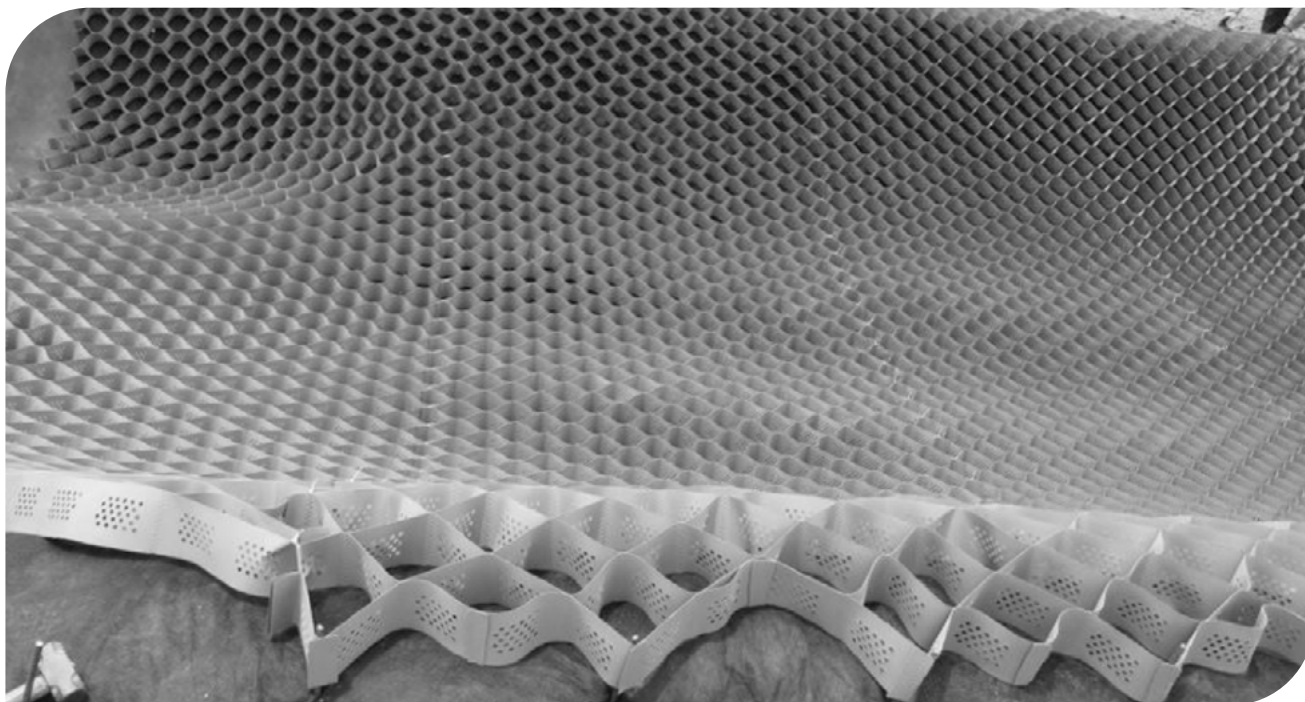
Para Geocélulas preenchidas com material granular e material orgânico, tem-se a seguinte configuração da Geocélula.

Tabela 17.15 Determinação do tipo de Geocélula para um canal formado por material granular

Material granular	Geocélula PEAD Wavin 356 - 100	Geocélula PEAD Wavin 356 - 120	Geocélula PEAD Wavin 445 - 150	Geocélula PEAD Wavin 445 - 100 com tensores
Solo nativo	Geocélula PEAD Wavin 445 - 075	Geocélula PEAD Wavin 356 - 100 Geocélula PEAD Wavin 445 - 075	Geocélula PEAD Wavin 356 - 120 Geocélula PEAD Wavin 356 - 100	Geocélula PEAD Wavin 445 - 150

🌿 **Direção de Instalação da Geocélula:**

O painel de Geocélula é instalado transversalmente ao fluxo de água.



▲ *Fotografia 17.48 | Extensão do painel da Geocélula.*

🌿 **União de painéis da Geocélula:**

As uniões dos painéis podem ser feitas através grampos ou de uma união mecânica.



▲ *Fotografia 17.49-50 | Elementos de união dos painéis a. Grampeamento mecânico; b. Ancoragem mecânica.*

Ancoragens da Geocélula:

As ancoragens são barras corrugadas de diâmetro de 10 mm e um comprimento de 50 cm. Dependendo da inclinação do talude e da abertura das células do painel determina-se a de ancoragem da Geocélula.

A densidade (quantidade) mínima de ancoragem em ambos os sentidos é de 0.6 ancoragens por m².



▲ *Fotografia 17.51 | Ancoragens no ombro para extensão da Geocélula.*

Preenchimento da Geocélula:

Como se mencionou anteriormente, a Geocélula pode ser preenchida com diferentes tipos de materiais; orgânico ou material do local, brita e concreto; a seguir, mostra-se na fotografia 17.52 o estado final de revestimento, tendo em conta os diferentes tipos de material de enchimento.



▲ Fotografia 17.52 | Preenchimento com material de Concreto.

17.9 Geoland

A geração de áreas planas mediante a ampliação, recuperação ou construção de espaços em terrenos montanhosos ou em presença de água é possível graças a tecnologia GEOLAND. Esse sistema flexível desenvolvido a partir da combinação de Geossintéticos nasce como alternativa para a recuperação e geração de áreas planas em terrenos montanhosos ou corpos d'água, sendo uma solução ideal para ser implementada em margens de rios e costas como proteção superficial contra erosão e perda de material em leitos de corpos d'água (socavação).

O sistema se compõe principalmente de Geobags, Geotêxteis Tecidos e Não Tecidos e formas flexíveis ou Mantos de Controle de Erosão, os quais, a partir de sua instalação, geram áreas planas, estáveis e aproveitáveis perfeitas para a construção de cais ou caminhos de pedestres de alto valor arquitetônico.

Essa tecnologia permite incorporar materiais do local ou materiais de baixa capacidade mecânica, o que diminui os custos do projeto e diminui o impacto ambiental.

Graças ao sistema Geoland materializaram-se vários projetos onde as soluções tradicionais não eram tecnicamente nem economicamente viáveis. Com este sistema foram realizados casos de sucesso de estruturas hidráulicas como cais, docas e portos, ilhas artificiais, margens de rios e costas, plataformas

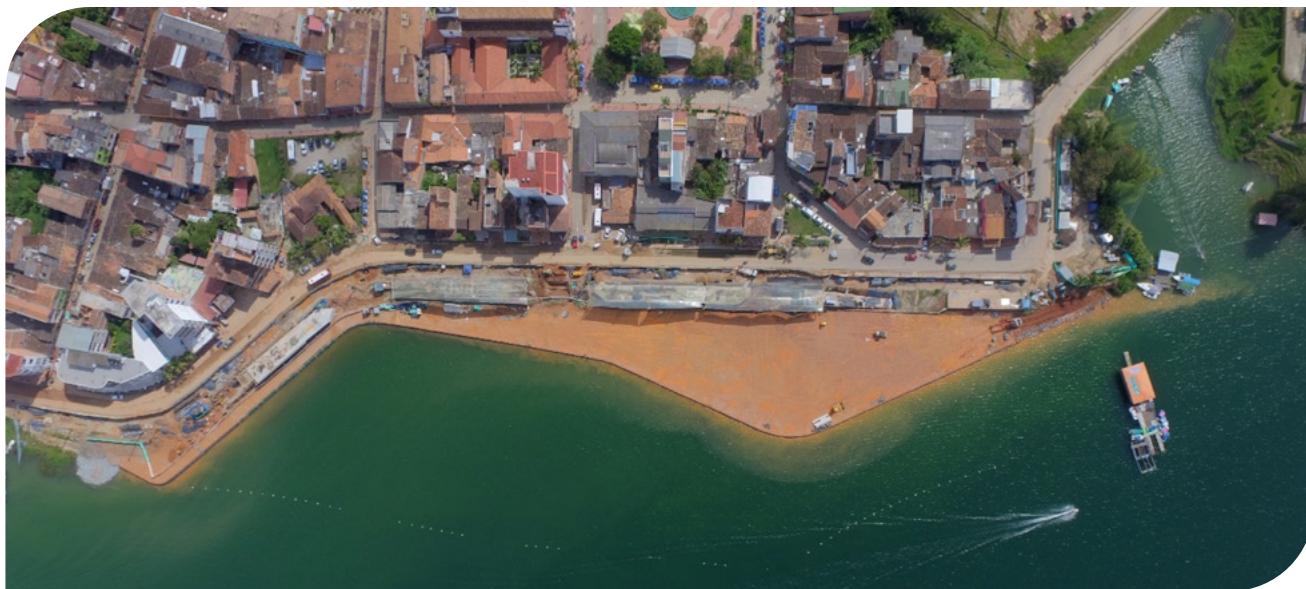
rodoviárias e plataformas para fundação de estruturas.



▲ *Fotografia 17.53 | Cais do Centro de Eventos e Exposições do Caribe Barranquilla Atlântico, Colombia, construído pelo Consórcio Obras CEEC 2015.*

17.9.1 Benefícios da tecnologia Geoland

Comparado com alternativas tradicionais como estaca-prancha, muros em concreto, hexápodes e enrocamentos, Geoland oferece:



▲ *Fotografia 17.54 | Vista aérea do cais turístico de Guatapé, Antioquia Colômbia construído através da tecnologia Geoland mediante a União Temporária de Obras Guatapé.*

- 🌿 **Menor investimento e impacto ambiental:** Até 40% comparado com a construção tradicional ao permitir o uso do material do local, evitando o uso de materiais pétreos não renováveis transportados de pedreiras distantes.
- 🌿 **Alta flexibilidade:** por suas características, é possível assentar o sistema Geoland sobre qualquer tipo de material, além de permitir reparos pontuais e adaptar-se a pequenas deformações no terreno sem sofrer danos.
- 🌿 **Menor tempo de construção:** diminuição de até 50% no tempo de execução devido ao fato de permitir a execução de trabalhos inclusive na presença de níveis altos de água.



▲ *Fotografia 17.55 | Fachada Verde para Geoland do Cais turístico de Guatapé Antioquia – Colômbia construído pela União Temporária de Obras Guatapé.*

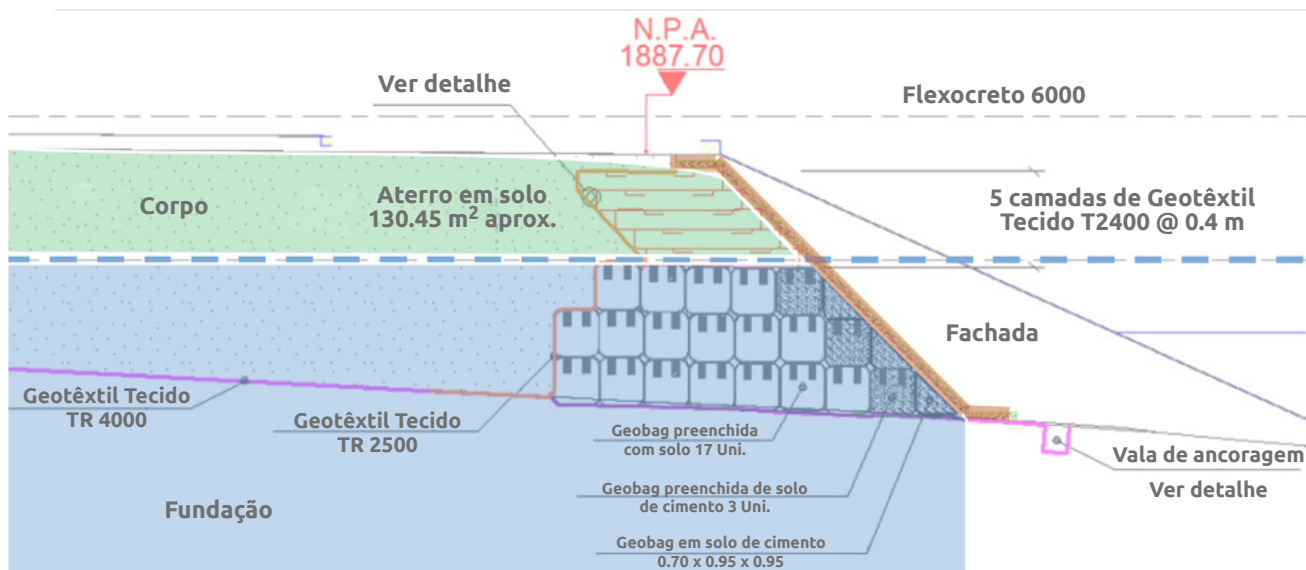
As considerações de projeto aparecem no número 17.10

17.9.2 Componentes do sistema Geoland

O sistema consta dos seguintes elementos:

- 🌿 **Fundação:** corresponde a toda a estrutura que se encontra debaixo da linha de água.
- 🌿 **Corpo da estrutura:** Corresponde a tudo que se encontra do nível de água até acima.

🍃 **Revestimento final:** está composto pelo revestimento dos materiais Geossintéticos principalmente, pode ser de diversas alternativas que forneçam acabamento e longevidade ao sistema.



▲ Figura 17.26 | Corte transversal da Solução Geoland Típica.

17.9.2.1. Fundação

A fundação do Geoland deve ser realizada sobre material portante capaz de resistir às pressões e sobrecargas a que vai estar submetido; recomenda-se assentar sobre estratos arenosos de baixa compressibilidade para evitar possíveis recalques no longo prazo.

17.9.2.2. Geotêxtil Tecido

Deve-se instalar um Geotêxtil TR 4000 no mínimo como interface entre a rasante e a estrutura de Geoland para separar os materiais e evitar que possam se misturar e perder suas propriedades. Além disso, o Geotêxtil TR 4000 é disposto como um elemento de reforço e dissipação de cargas e recalques, de modo que ajuda na estabilidade do sistema (ver Capítulo 4). Se os recalques não estão dentro do tolerável, o sistema permite o uso de certas tecnologias como colunas de solo-cimento que podem ser integradas e funcionar conjuntamente.

17.9.2.3. Geobags

As Geobags são elementos reforçados com Geossintéticos que formam o núcleo da fundação,

asseguram a estabilidade do material contido neles, formando a base para o corpo do Geoland e sua fachada. O núcleo também pode ser formado por Tubos Geotêxteis e até por elementos confeccionados de grande tamanho similares aos Geobags, sempre e quando se garantam suas condições de estabilidade e sua integridade não seja comprometida pelas condições de fluxo e materiais de preenchimento.

Deve-se utilizar Geobags se as condições de velocidade, descarte de material e facilidade de instalação são propícios, o uso de elementos massivos como os Tubos Geotêxteis e Geobox de grandes dimensões (maiores que 1m³) podem ser incluído dentro da fundação dos Geobags, mas sempre e quando se garantir dentro do projeto elementos de proteção à sua integridade, com o objetivo de evitar a lavagem do material de preenchimento que levaria a uma falha da estrutura.

No geral, as Geobags podem ser agrupados verticalmente, respeitando uma inclinação máxima de 2v/1h; isso se deve projetar dependendo dos materiais de preenchimento, granulometria e resistência da Geobag, recomenda-se que esse tipo de elementos seja entrelaçados no momento de sua construção para garantir sua estabilidade.



▲ *Fotografia 17.56 | Construção de Dique mediante tecnologia Geoland em Pântano el Llanito Barrancabermeja - Santander Colômbia, construída pelo consórcio Obras San Silvestre.*

Os materiais de enchimento das Geobags deve ser de granulometria variada, evitando tamanhos excessivos e partículas angulares que podem causar danos ao Geotêxtil, nem deve incluir pedaços de argila ou matéria orgânica que podem gerar deformações e problemas de estabilidade quando

submersos. Algumas características do material para enchimento se mostram na Tabela 17.16

Tabela 17.16 Características recomendadas para solos de preenchimento de Geobags em estruturas de Geoland.

Características	Norma de ensaio INV	Solos selecionados	Solos adequados
Tamanho máximo, mm	E-123	75	100
Porcentagem que passa na peneira de 2 mm (Nº 10) Em massa máximo	E-123	80	80
Porcentagem que passa na peneira de 75 m (Nº 200) Em massa, máximo	E-123	25	35
Conteúdo de matéria orgânica, máximo (%)	E-121	0	1

As Geobags devem ter uma permeabilidade e resistência adequadas conforme os esforços a que estarão submetidos; segundo a experiência, os elementos que tenham permeabilidades acima de $3.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s tem bom comportamento debaixo da água, garantido um movimento de lâmina de água através da fundação do Geoland, evitando as possíveis poropressões que possam ser apresentadas.

Quando as Geobags vão estar submetidos a mais de um içamento, recomenda-se uma resistência de 67 kN/m em sentido longitudinal e 60 kN/m em sentido transversal (ambos valores MARV).

Em projeto onde não haja certeza sobre a estabilidade das Geobags e se possa apresentar perda de sua integridade, podem ser usadas misturas do solo-cimento ou areia-cimento em proporções variadas.

17.9.2.4. Corpo do sistema Geoland

Composto principalmente de um muro em solo reforçado com Geossintéticos, o qual se apoia diretamente sobre as Geobags de fundação. O MSR deve ser construído seguindo as recomendações do Capítulo 11. Algumas considerações adicionais são:



▲ *Fotografia 17.57 | Conformação de corpo sobre estrutura de fundação no sistema Geoland cais turístico Guatapé.*

- ◆ **Acomodação ou conformação da face:** a distância mínima do início do MSR na borda do talude com Geobags é de 0.5 m
- ◆ Pode-se colocar uma fila de Geobags antes do início do muro para poder contrabalancear possíveis desconfinamentos que possam acontecer.
- ◆ Algumas deformações na face do talude podem acontecer, as quais podem afetar a estética do MSR. Por isso que se recomenda que se respeite a distância mínima entre o MSR e a borda do talude de Geobags.

17.9.2.5. Fachada

O sistema tem grande versatilidade diante do tipo de revestimento que pode ser aplicado, foram utilizados como fachadas diferentes soluções como Mantos de Controle de Erosão permanentes (TRM1000) e sistemas de concreto flexíveis (Flexocreto) que se anexam na face da fundação e do corpo, independentemente do tipo de fachada que seja utilizada, deve-se garantir que os elementos do corpo e da fundação sejam recobertos em sua totalidade com o objetivo de que não sofram degradação por raios UV e sejam protegidos de golpes, rasgos ou objetos que possam danificar a integridade dos elementos do Geoland.

Para o revestimento final do sistema, poderão ser seguidas as indicações emitidas no item 17.10 do presente capítulo.

17.9.3 Processo construtivo típico

A seguir, será realizada uma descrição geral de um procedimento construtivo para um sistema de Geoland típico, com o objetivo de esclarecer e dar diretrizes diante da instalação de sistemas compostos de Geossintéticos.

17.9.3.1. Adequação do terreno

O terreno natural no qual a estrutura será implementada deverá ser nivelado com o objetivo de gerar uma superfície horizontal e estável com o objetivo de melhorar a estabilidade do sistema e poder, assim, seguir com a formação do sistema de fundação de Geoland através de Geobags.



▲ *Fotografia 17.58 | Escavação e adequação do terreno sob água para instalação de Geobags Estrutura hidráulica San Silvestre Barrancabermeja - Santander Colômbia, tomada do Consórcio Obras San Silvestre.*

A retirada e a movimentação desse material deve incluir ramas, raízes e possíveis acúmulos de material vegetal que podem interferir na estabilidade da solução conjunta.

17.9.3.2. Colocação do Geotêxtil de reforço

O Geotêxtil deve ser instalado em toda a superfície de proteção, garantindo que não fiquem lacunas ou partes do solo sem proteção; recomenda-se que esse seja costurado no local ou que tenha uma sobreposição mínima entre mantas de 0.5 m.

Durante a instalação, deve-se evitar o puncionamento ou rasgo, a geração de rugas e espessuras insuficientes de material de cobertura para evitar deficiências em seu funcionamento e a deterioração

prematura do sistema.



▲ *Fotografia 17.59 | Instalação de Geotêxtil de reforço em um cais turístico de Guatapé Antioquia Colômbia, construído pela União Temporária de Obras Guatapé.*

17.9.3.3. Instalação da fundação com Geobags

O Preenchimento das Geobags em uma obra de estabilização ou controle de erosão dentro da tecnologia de Geoland sempre é uma atividade crítica, mas depende de vários fatores a serem levados em conta, como a disponibilidade de equipamentos suficiente e adequados para seu preenchimento, traslado, disposição e conformação, motivo pelo qual essa atividade deve associar e ter em conta os fatores logísticos e condições de campo que se tenham em cada obra, mas, normalmente, a atividade que limita ou condiciona o rendimento da obra é o preenchimento das Geobags.

O preenchimento e instalação de Geobags compreende os seguintes passos:

- ◆ Enchimento e costura das Geobags.
- ◆ Armazenamento.
- ◆ Movimento.
- ◆ Transporte (fluvial ou terrestre).
- ◆ Disposição.
- ◆ Conformação de fundação.

No item 17.9.2 em que se descreve a aplicação com Geobags, faz-se menção aos aspectos a serem levados em conta para os passos de enchimento até o movimento dos Geobags.

Construção do corpo de Geoland.

Antes da construção do corpo de Geoland., devem-se preencher os vazios existentes entre os Geobags, com o obtivo de nivelar o melhor possível a fundação do muro em solo reforçado que constitui o corpo da terraplanagem; nivelamento que se mostra fundamental para evitar desníveis na superfície. Esse nivelamento deve ser realizado com material não lavável desse que é empregado para o aterro posterior do muro.

Recomenda-se seguir as recomendações transmitidas no capítulo 11 do presente manual no que diz respeito à formação de aterros reforçados com Geossintéticos.



▲ *Fotografia 17.60 | Corpo do Geoland com Muro em solo reforçado no Centro de Eventos e Exposições do Caribe Puerto de Oro, Barranquilla Atlântico – Colômbia, construído pelo Consórcio Obras CEEC 2015.*

Os materiais recomendados nas partes traseiras devem ser compactados em pelo menos 90% do ensaio Proctor modificado; deve-se contemplar um sistema de drenagem superficial que conduza adequadamente as águas de escoamento e evitem problemas causados pela erosão superficial.

17.9.3.4. Fachada e revestimento final

Os Geossintéticos instalados na fundação e corpo da estrutura do Geoland devem estar protegidos. As fachadas típicas utilizadas para o sistema Geoland são: Flexocreto e Manto Permanente TRM 1000.

Antes da instalação da fachada, deve-se inspecionar a face do talude para identificar se alguma Geobag se encontra descoberta ou se, por conta da deterioração ou funcionamento, o manto pode ser rompido ou movido, deixando esses elementos expostos.



▲ *Fotografia 17.61 | Revestimento com Flexocreto 10000 em Caño Cocos Pântano el Llanito Barrancabermeja Santander – Colômbia.*

As Geobags e Geossintéticos, em todo momento, devem estar protegidos pelo manto de controle de erosão ou Flexocreto; por esse motivo, deve-se inspecionar a face do talude para constatar se algum Geobag se encontra descoberto ou se, por conta da deterioração ou funcionamento, o manto pode ser rompido ou deslocado, deixando esses elementos expostos.

Para a instalação adequada das fachadas, devem-se elaborar valas de ancoragem; para essas estruturas, propõe-se realizar uma vala de ancoragem superior e uma inferior. Na inferior, propõe-se que ela seja assegurada através da colocação de um Geobag; é importante que as bordas ou as mudanças de inclinação do Flexocreto se façam de maneira arredondada para facilitar a instalação correta.

17.10 Metodologia geral de projeto

O primeiro aspecto que é importante esclarecer é que não existe uma solução padrão para a proteção ribeirinhas; pelo contrário, cada caso deve ter uma “solução sob medida”; o projetista deverá levar em conta uma grande quantidade de informações, condições geológicas, hidráulicas e geométricas e de disponibilidade de materiais para definir qual pode ser a combinação e as características específicas da estrutura hidráulica a ser proposto como mecanismo de proteção de beira de rios. Para essa finalidade, mostra-se, além disso, importante revisar antecedentes históricos do local, contrastar comportamento hidráulicos multitemporários e verificar como se comportaram anteriormente soluções que tenham sido implementadas na região.

No presente capítulo, incluem-se alguns delineamentos gerais que devem ser contemplados para alcançar uma solução adequada. Partindo do anterior, os aspectos recomendados a serem verificados são os seguintes:

- ◆ Profundidade de erosão hídrica (socavação)
- ◆ Capacidade de carga
- ◆ Estabilidade lateral e do talude
- ◆ Condições de trabalho (Submerso – Não Submerso)
- ◆ Disponibilidade de materiais no local
- ◆ Velocidade máxima da corrente

17.10.1 Profundidade de socavação

Todo corpo d'água gera uma profundidade de perda de material em seu leito durante o aumento das velocidades durante épocas de cheias. A profundidade depende da geometria do local, a velocidade e o tipo de material no leito do corpo de água.

De acordo com Maza Álvarez – Echavarría Alfaro (1973), é possível estimar a profundidade de erosão no leito (socavação) segundo a Equação 17.1 e 17.2.

$$Y_{ms} = 0.365 \left(\frac{Q^{0.784}}{B^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad (\text{Eq. 17.1})$$

$$Y_{ms} = 0.365 \left(\frac{Y_0}{Y_{mo}} \right) \left(\frac{Q^{0.784}}{B^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad (\text{Eq. 17.2})$$

Onde:

Q = Vazão de projeto associada ao período de retorno (m^3/s)

B = Largura hidráulica (m)

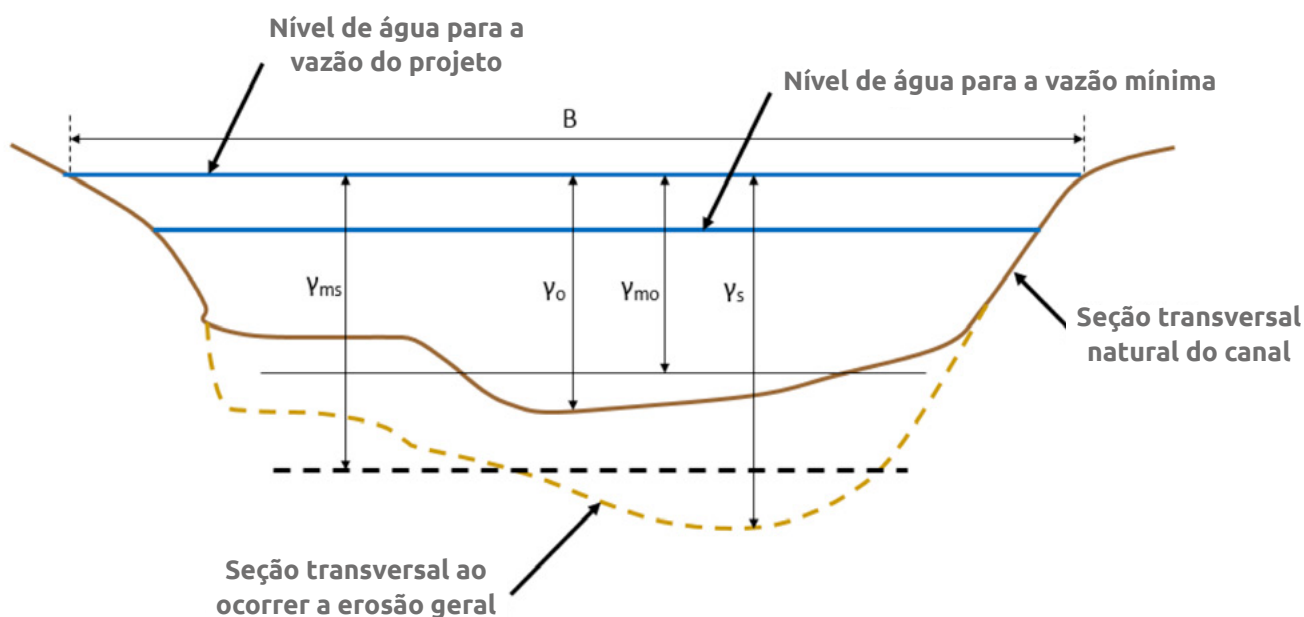
d_{50} = Diâmetro médio do sedimento, (m)

As variáveis Y correspondem às variáveis geométricas que aparecem no Gráfico 17.27.

Y_{ms} = Profundidade média de socavação (m)

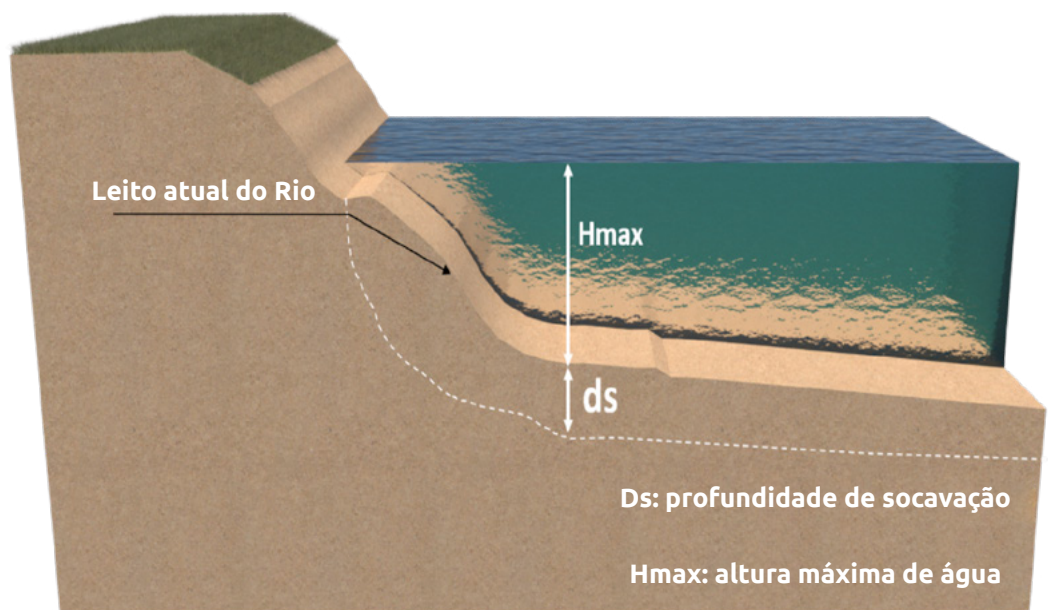
Y_s = Profundidade máxima de socavação (m)

As variáveis Y são geométricas, e correspondem às profundidades de vazão e geométricas do canal, como se observa no gráfico D



▲ Figura 17.27 | Variáveis de vazão e geométricas.

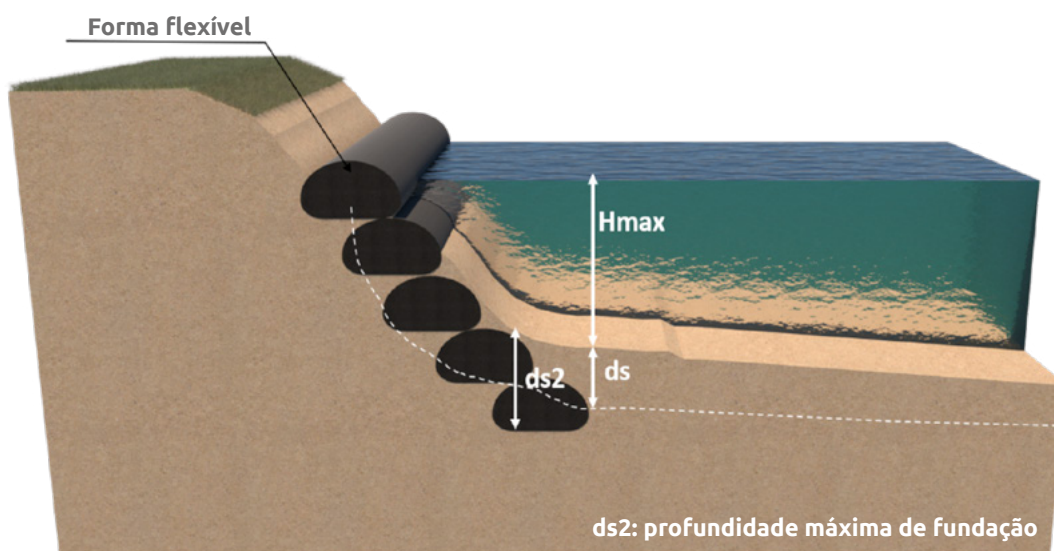
De todo modo, é sempre recomendável tomar o valor de profundidade máxima de erosão no leito do estudo hidráulico e hidrológico do projeto, que normalmente inclui modelos específicos e análises mais complexas, que permitam ter um valor mais acertado da profundidade máxima esperada de erosão no leito.



▲ Figura 17.28 | Profundidade de erosão no leito do corpo d'água (socavação).

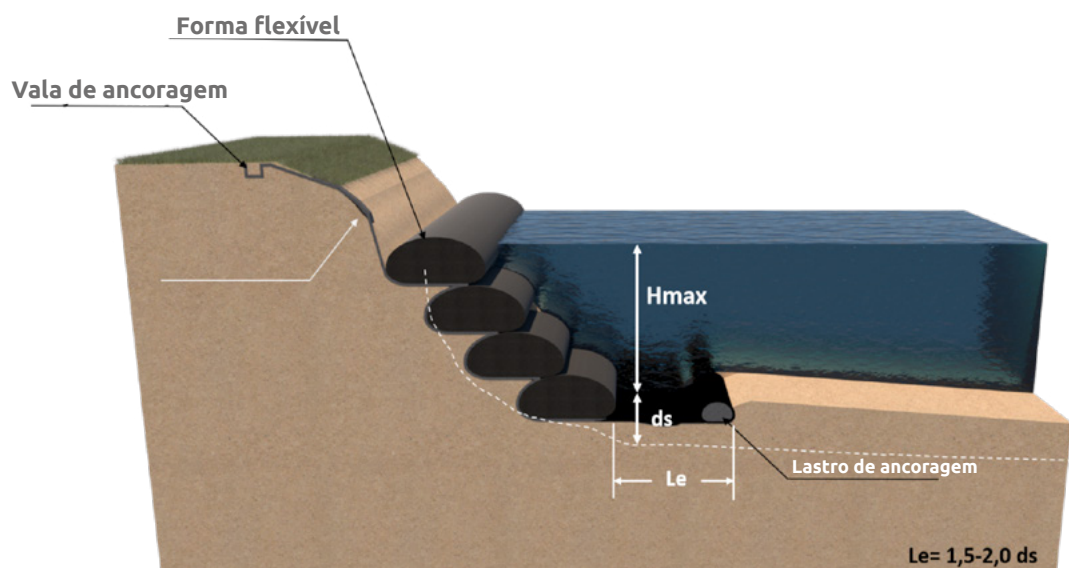
A profundidade de erosão no leito deverá ser controlada através de alguns dos seguintes aspectos, dependendo do sistema que é escolhido para a conformação da proteção:

1. Profundidade da fundação da estrutura. Será assentada a estrutura no mínimo na profundidade de socavação, como Tubos Geotêxteis, Geobags, Muros em solo reforçado, Flexocreto. Sendo esse o caso, não se exige o manto anti-erosão, mesmo quando seja critério do projetista utilizá-lo como fator adicional de segurança. Figura 17.29



▲ Figura 17.29 | Fundação sob a profundidade de erosão no leito (socavação).

2. Nos casos em que não se mostra possível assentar a estrutura em uma profundidade que supere a profundidade máxima de erosão no leito, poderá ser utilizado o manto anti erosão ou, no caso de sistemas flexíveis como Geocolchões, seu comprimento deverá superar tal profundidade para evitar lavamentos sob o apoio destes. O comprimento de proteção recomendado será de, ao menos 1.5. ou 2 vezes a profundidade de erosão no leito. Figura 17.30



▲ Figura 17.30 | Comprimento de proteção maior que a profundidade de socavação.

17.10.2 Estabilidade do Talude

Toda proteção costeira ou da borda de um rio está submetida a uma condição que implica uma revisão da estabilidade do talude, devido à possibilidade de uma falha de tipo rotacional que possa gerar danos prematuros na estrutura. Para isso, devem-se realizar modelos adequados, que normalmente são executados mediante softwares especializados.

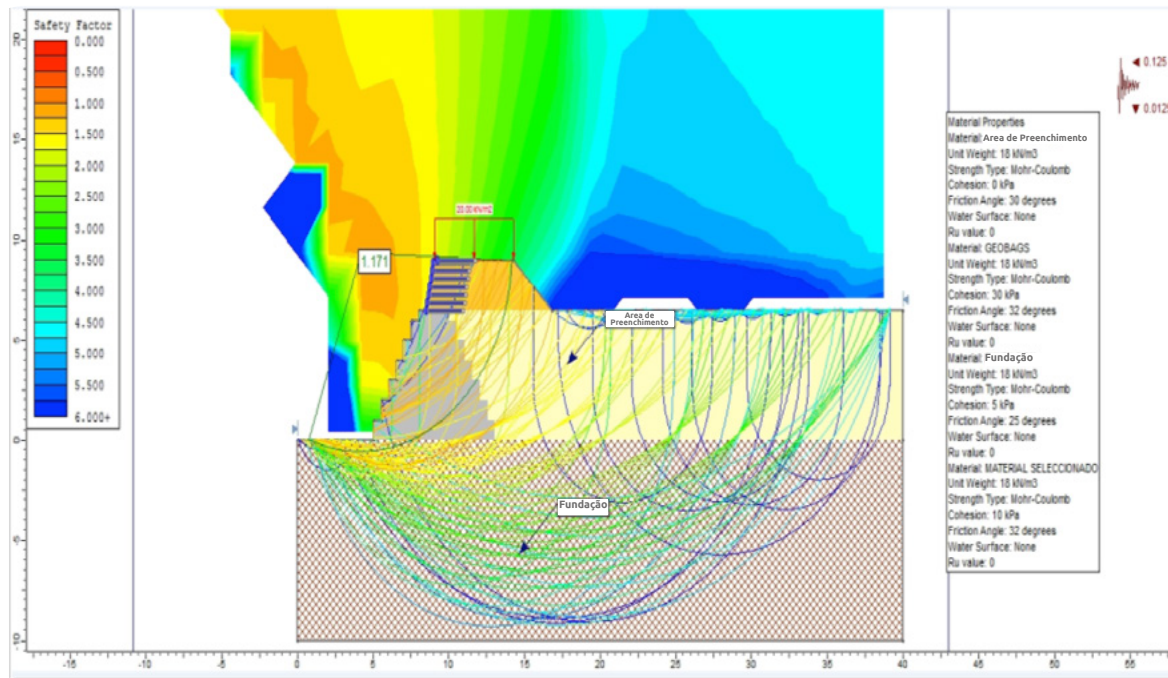
Para essa finalidade, devem-se ter em conta aspectos geométricos, características geotécnicas dos solos, cargas aplicadas e tipos de reforço com Geossintéticos incluídos na proposta.

Na Figura 17.31 aparece um modelo de estabilidade executado através o software Slide V5.0, o qual contempla a inclusão de um sistema tipo Geoland para proteção de uma beira de rio.

Os fatores mínimos de segurança recomendados aparecem na Tabela 17.17.

Tabela 17.17 Fatores de Segurança Mínimos

Condição	FS Mínimo
Estática	1.30
Dinâmica	1.05



▲ Figura 17.31 | Modelação estabilidade do talude em proteção ribeirinha.

Algumas considerações importantes, levando em conta o tipo de proteção a ser utilizada, aparecem na Tabela 17.18. São sugestões a respeito dos parâmetros e lineamentos do projeto; não obstante, será responsabilidade do projetista verificar as condições específicas de campo para adotar os parâmetros mais acertados.

Tabela 17.18 Considerações para a estabilidade do talude

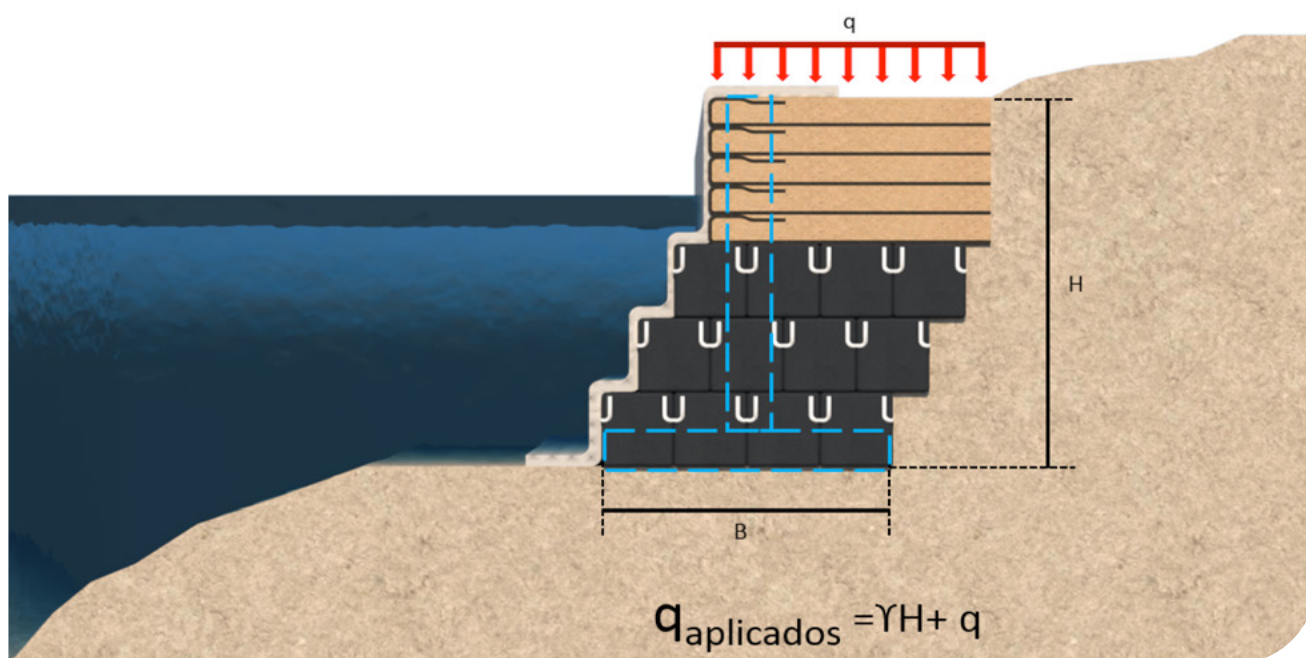
Tecnologia	Parâmetros Geotécnicos		Propriedades do Geossintético no modelo	Considerações especiais
	ϕ (°)	c (kPa)		
Geobags e/ou Geobox cheios com areia	25-35	10-30	Incluem-se os Geotêxteis como reforços para separação de acordo com o tamanho da bolsa	Inclinação máxima recomendada para o sistema 1H:2V

Tecnologia	Parâmetros Geotécnicos		Propriedades do Geossintético no modelo	Considerações especiais
	ϕ (°)	c (kPa)		
Geobags e/ou Geobox cheios com solo cimento	35-45	30-80	Incluem-se os Geotêxteis como reforços com separação de acordo com o tamanho da bolsa	Inclinação máxima recomendada para o sistema 1H:2V
Tubos Geotêxteis	30-35	10-30	Incluem-se os Geotêxteis como reforços para separação de acordo com o tamanho do Tubo Geotêxtil.	Inclinação máxima recomendada para o sistema 1H:2V
Geocolchões	30-35	0	Sendo uma estrutura de controle de erosão superficial, não se recomenda a inclusão da resistência à tração do Geossintético	A estabilidade do Talude estará associada, principalmente, ao terreno natural.
Durabags	N.A.	>500	O Geossintético não é incluído, considera-se como um molde flexível e quem cumprirá o papel estrutural é o concreto	Podem-se manejar inclinações até 80 graus, mas deve-se verificar o tombamento e/ou deslizamento
Flexocreto	N.A.	>300	Sendo uma estrutura de controle de erosão superficial, não se recomenda a inclusão da resistência à tração do Geossintético	A estabilidade do Talude estará associada, principalmente, à estabilidade do terreno ou sistema onde o Flexocreto estará apoiado
Mantos de controle de erosão	N.A.	N.A.	Sendo uma estrutura de controle de erosão superficial, não se recomenda a inclusão da resistência à tração do Geossintético.	A estabilidade do talude estará associada principalmente à estabilidade do terreno ou sistema onde está apoiado o manto.

17.10.3 Capacidade de carga

Tal como se faz em qualquer estrutura de contenção ou aterro, é recomendável realizar uma verificação da capacidade de carga do solo de apoio do sistema, especialmente para os sistemas robustos como Geobags, Geoland, Tubos Geotêxteis ou Muros em solo reforçado.

Para verificar a capacidade de carga, pode-se utilizar qualquer uma das metodologias tradicionais, realizando a análise de uma fundação corrida com uma largura "B" igual à largura do sistema na base, e as cargas corresponderão ao peso próprio do sistema mais as cargas adicionais que podem se ter a nível de superfície. Figura 17.32



▲ Figura 17.32 | Análise de Capacidade de Carga.

Em geral, as estruturas de proteção lateral de margens não tem maiores complexidades em termos de capacidade de carga, e seu maior controle deverá ser efetuado sobre as condições hidráulicas, especialmente a perda de material do leito no apoio e a erosão por excesso de velocidade ou esforço de cisalhamento na face do sistema.

17.10.4 Revestimento final

O revestimento final do sistema é determinado basicamente pelo tipo de fluxo que se tem, velocidade, presença de detritos, ondulação, possibilidade de vandalismo e tipo de materiais disponíveis no local.

Na Tabela 17.19, aparecem os tipos de revestimento típicos para as proteções e as velocidades admissíveis para esses sistemas.

Tabla 17.19 Velocidades máximas admissíveis para diferentes revestimentos

Tipo de Revestimento	Velocidade admissível	Condição de fluxo
	m/s	
Flexocreto e/ou Durabag	6.0	Admite fluxo de detritos, ondulações fortes
Geocolchões	8.0	Admite fluxo de detritos, ondulações fortes
Manto TRM500 ou TRM550 com vegetação	4.0	Rios de baixa inclinação, lagos, ondulação suave
Manto TRM1000 com vegetação	5.0	Rios de baixa inclinação, lagos, ondulação suave
Geobag, Geobox e Tubos Geotêxteis com material do local.	3.0	Rios de baixa inclinação, lagos, ondulação suave, sem arrasto de detritos, pedras ou outros objetos puncionantes.
Geobolsas solo-cimento	4.0	Rios de inclinação moderada, ondulação suave
Geocélula com concreto	8.0	Admite fluxo de detritos, ondulações fortes

Outros tipos de sistemas podem ser utilizados para complementar a proteção final da estrutura hidráulica, como é o caso de argamassa, concreto projetado ou enrocamentos, dependendo da disponibilidade e custos desse tipo de proteções na zona.

17.10.5 Materiais disponíveis

A disponibilidade de diferentes tipos de materiais mostra-se fundamental para estabelecer a solução mais adequada em termos de custos e rendimentos do projeto. Pelo exposto anteriormente, é critério do projetista com base nos recursos existentes, definir o sistema mais econômico para o projeto. Na Tabela 17.20, aparece um resumo de algumas considerações importantes a se ter em conta com base nos materiais disponíveis na região.

Tabela 17.20 Tipo de proteção recomendada, de acordo com o material do local

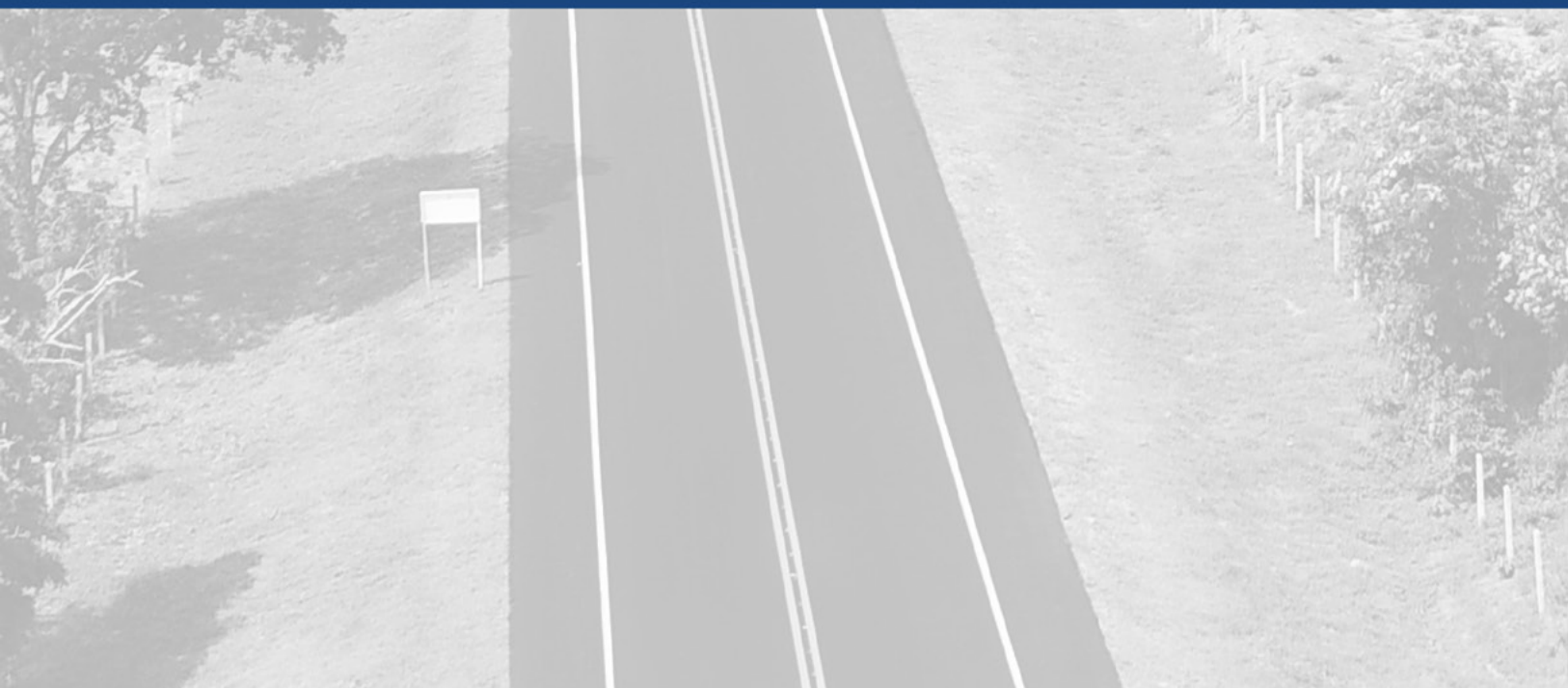
Tipo de material disponível	Tecnologias
Rachão ou blocos	Geocolchões

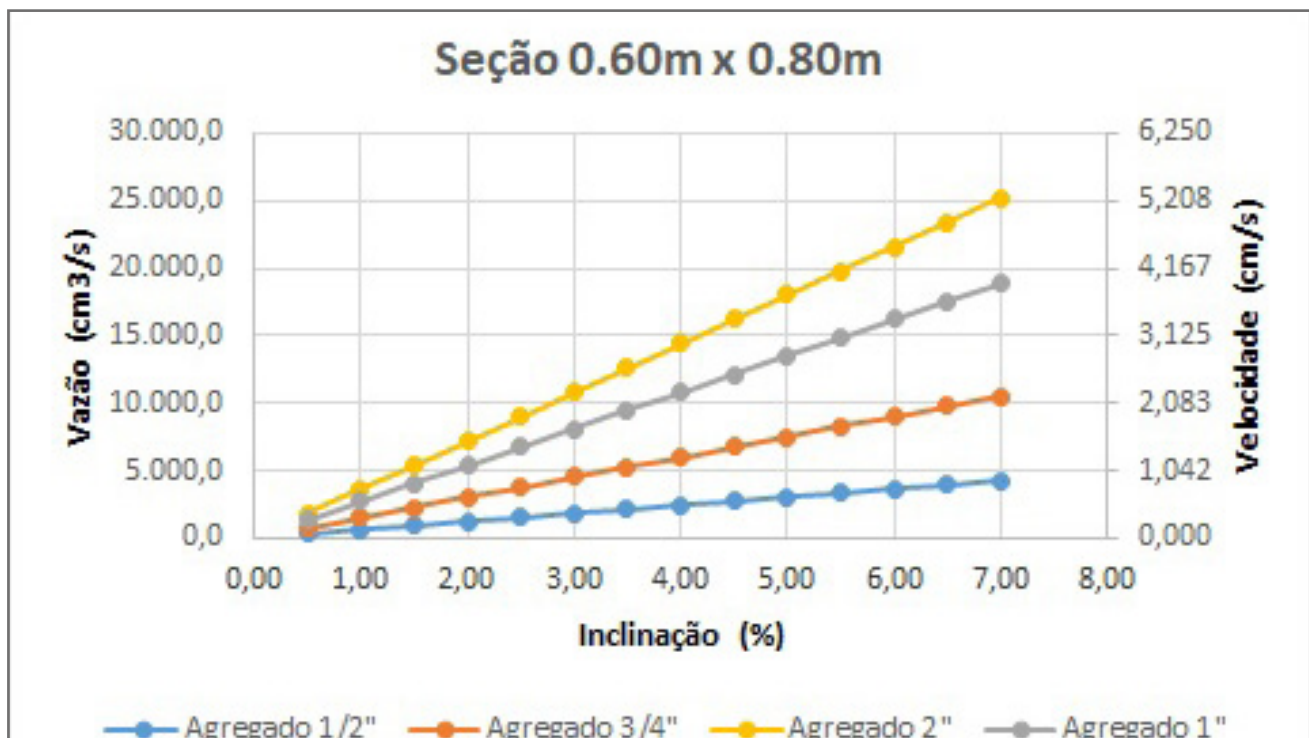
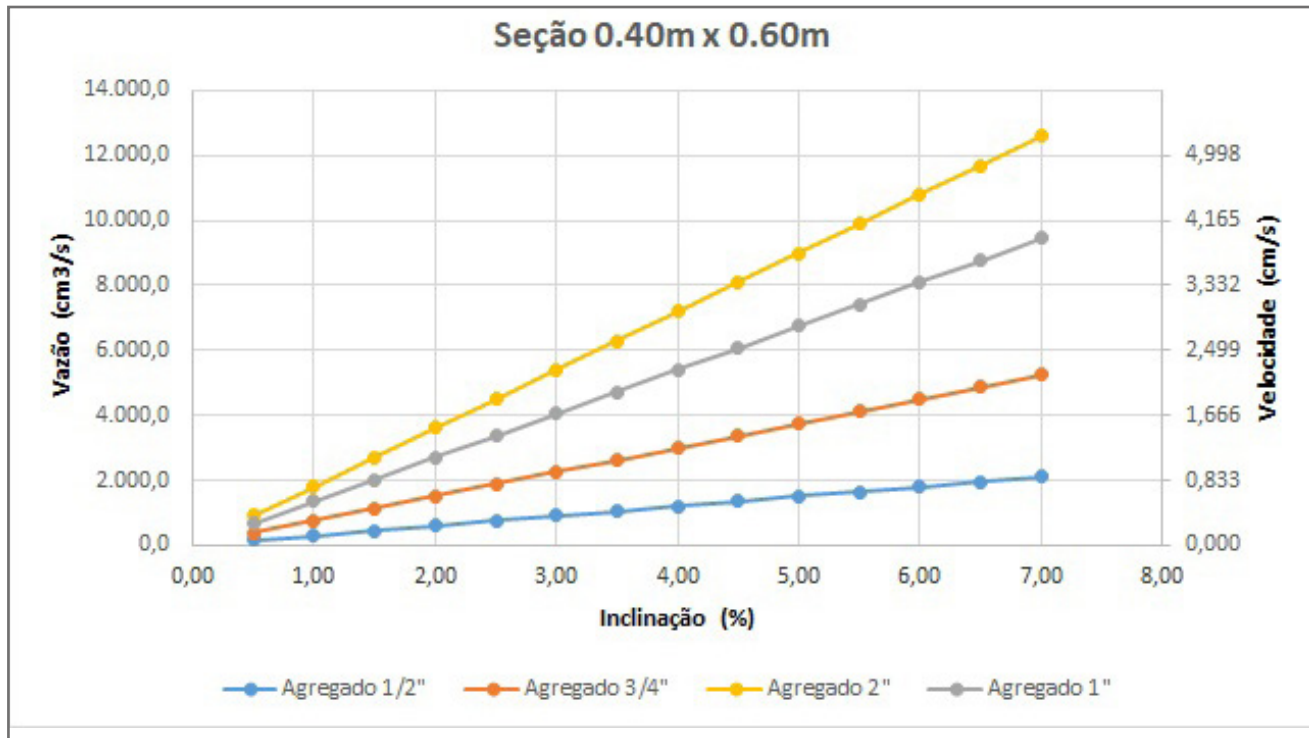
Tipo de material disponível	Tecnologias
Areia de leito de rio ou praia, material de dragagem	Tubos Geotêxteis, Geobags, Geobox. Deve-se sempre propor um revestimento final.
Concreto	Flexocreto, Durabag, Geocélulas
Solo do local	Geobags, Geobox. Podem-se realizar adições de cimento para melhorar a qualidade do material de preenchimento. Deve-se sempre propor um revestimento final.



ANEXO A

Gráficos de cálculo de vazão e velocidade, seções tipo filtro francês

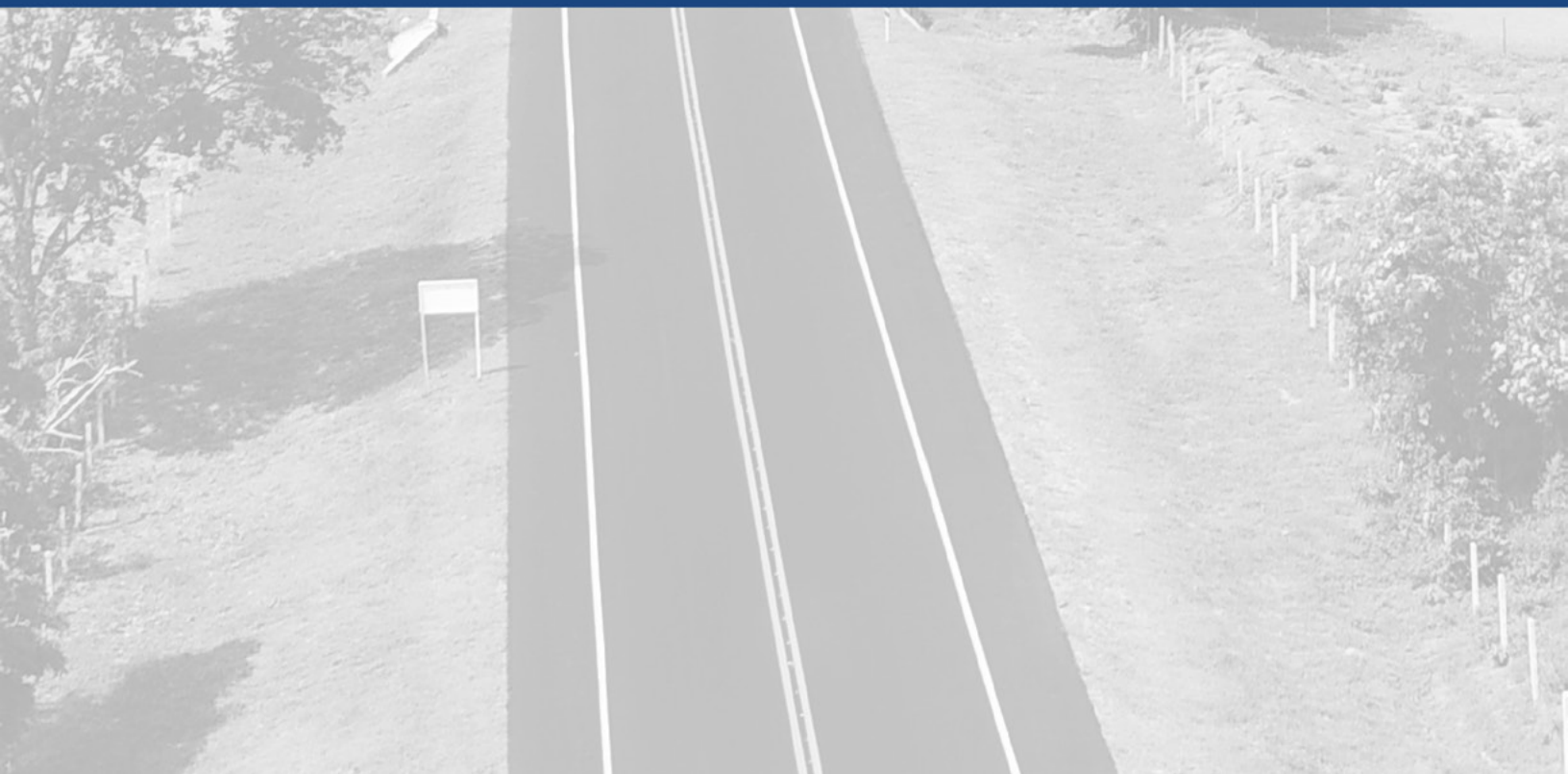






ANEXO B

Fichas Técnicas



Geotêxteis Tecidos

Especificações técnicas

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR6000	TR10000
Método Grab										
Resistência a tração	ASTM D4632	N (lb)	790 (178)	800 (180)	1140 (257)	1410 (317)	1870 (421)	2400 (540)	2900 (653)	3920 (882)
Alongamento		%	13	16	15	15	19	16	22	19
Método Faixa Larga										
Sentido Longitudinal	ASTM D4595	kN/ m (lb/ft)	20 (1370)	21 (1439)	34 (2329)	40 (2740)	52 (3563)	67 (4591)	110 (7537)	200 (13703)
Alongamento		%	10	10	11	11	11	12	11	11
Sentido Transversal		kN/ m (lb/ft)	20 (1370)	21 (1439)	34 (2329)	40 (2740)	52 (3563)	60 (4111)	110 (7537)	200 (13703)
Alongamento	ASTM D4595	%	10	9	9	10	10	10	10	10
Método CBR										
Resistência ao punçionamento	ASTM D6241	kN (lb)	3.0 (676)	3.2 (721)	4.8 (1079)	5.3 (1191)	7.5 (1686)	8.4 (1888)	11.0 (2473)	12.1 (2724)
Resistência ao Rasgo Trapezoidal	ASTM D4533	N (lb)	280 (63)	300 (68)	400 (90)	500 (113)	610 (137)	690 (155)	1700 (382)	2082 (468)
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDADE	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR6000	TR10000
Tamanho de Abertura Aparente	ASTM D4751	mm(Tamiz)	0.425 (40)	0.600 (30)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.180 (80)	0.180 (80)
Permeabilidade	ASTM D4491	cm/s	0.7×10^{-2}	1.5×10^{-2}	4.6×10^{-2}	4.8×10^{-2}	4.2×10^{-2}	3.7×10^{-2}	1.4×10^{-2}	0.7×10^{-2}
Permissividade	ASTM D4491	s ⁻¹	0.15	0.26	0.57	0.50	0.39	0.34	0.29	0.12
Fluxo de água	ASTM D4491	l/min/m ²	430	600	1665	1343	1050	981	430	260
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR6000	TR10000
Espessura	ASTM D5199	mm	0.5	0.6	0.8	0.9	1.1	1.1	0.5	1.0
Resistência UV @ 500 hr	ASTM D4355	%	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70
Largura do rolo	Medido	m	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.75	3.75
Comprimento do rolo	Medido	m	160	160	140	120	100	100	100	100
Área do rolo	Calculado	m ²	616	616	539	462	385	385	308	375
FUNÇÃO DO GEOTEXTIL			T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR6000	TR10000
Reforço			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Separação					✓	✓	✓	✓	✓	✓
Estabilização						✓	✓	✓	✓	✓

Observação:

1. Os valores MARV, média mínima por rolo, correspondem à média menos duas vezes o desvio padrão, com base nas estatísticas do laboratório do sistema de produção.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geotêxteis Não Tecido Brasil

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	GT 07	RT 07	RT 08	RT 09	RT 10	RT 14	RT 16	RT 21	RT 26	RT 31
Resistência a tração faixa larga (Longitudinal)	NBR 12824	kN/m	4	7	8	9	10	14	16	21	26	31
Alongamento (Longitudinal)	NBR 12824	%	>30	>30	>30	>30	>30	>30	>30	>30	>30	>30
Resistência a tração faixa larga (Transversal)	NBR 12824	kN/m	3	6	7	8	9	12	14	19	24	29
Alongamento (Transversal)	NBR 12824	%	>30	>30	>30	>30	>30	>30	>30	>30	>30	>30
Resistência a tração Grab (longitudinal)	ASTM D 4632	N	-	420	500	570	630	840	1005	1250	1450	1900
Alongamento (Longitudinal)	ASTM D 4632	%	-	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50
Resistência a tração Grab (Transversal)	ASTM D 4632	N	-	350	430	500	580	740	920	1180	1400	1860
Alongamento (Transversal)	ASTM D 4632	%	-	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50
Rasgo trapezoidal (Longitudinal)	ASTM D 4533	N	100	190	230	240	260	340	400	500	550	650
Rasgo trapezoidal (Transversal)	ASTM D 4533	N	90	170	210	220	240	320	380	480	500	600
Resistência ao puncionamento	ASTM D 4833	N	120	240	260	290	330	400	460	560	680	800
Resistência ao puncionamento CBR	NBR 13359	kN	0.5	1.1	1.3	1.5	1.7	2.3	2.7	3.3	4.0	5.2
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDADE	GT 07	RT 07	RT 08	RT 09	RT 10	RT 14	RT 16	RT 21	RT 26	RT 31
Permissividade	ASTM D 4491	s ⁻¹	-	2.5	2.2	2.0	2.0	1.6	1.3	1.1	0.8	0.8
Fluxo de água	ASTM D 4491	l/min/m ²	-	7450	6850	6150	5820	5450	4820	3420	2760	2340
Permeabilidade normal	NBR15223	cm/s	-	0.4	0.39	0.39	0.39	0.39	0.38	0.37	0.37	0.37
Abertura aparente (O ₉₅)	ASTM D 4751	mm	-	0.212	0.212	0.212	0.212	0.180	0.180	0.150	0.150	0.125
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	GT 07	RT 07	RT 08	RT 09	RT 10	RT 14	RT 16	RT 21	RT 26	RT 31
Comprimento	-	m	100 / 200 / 300	200	200	200	200	150	150	150	150	100
Largura	-	m	2.30	2.30 - 4.60	2.30 - 4.60	2.30 - 4.60	2.30 - 4.60	2.30 - 4.60	2.30 - 4.60	2.30 - 4.60	2.30 - 4.60	2.30 - 4.60
Ponto de fusão	-	°C	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260
Resistência UV @500 hrs	ASTM D4355	%	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>70	>70	>70	>70
Matéria prima e tecnologia	-	-	100% poliéster - filamentos contínuos									

Anotações:

1. Os valores enunciados correspondem a média de ensaios feitos em diversos laboratórios.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geotêxteis Não Tecido Brasil

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	PP 10	PP 18	PP 23	PP 29	PP 35
Resistência a tração faixa larga (Transversal)	NBR 12824	kN/m	10	18	23	29	35
Alongamento (Transversal)	NBR 12824	%	>50	>50	>50	>50	>50
Resistência a tração faixa larga (Longitudinal)	NBR 12824	kN/m	9	15	20	24	28
Alongamento (Longitudinal)	NBR 12824	%	>50	>50	>50	>50	>50
Resistência a tração Grab (Transversal)	ASTM D 4632	N	700	950	1350	1650	1850
Alongamento (Transversal)	ASTM D 4632	%	>50	>50	>50	>50	>50
Resistência a tração Grab (Longitudinal)	ASTM D 4632	N	580	850	1250	1550	1750
Alongamento (Longitudinal)	ASTM D 4632	%	>50	>50	>50	>50	>50
Rasgo trapezoidal (Transversal)	ASTM D 4632	N	300	450	600	720	920
Rasgo trapezoidal (Longitudinal)	ASTM D 4533	N	230	380	500	600	700
Resistência ao puncionamento	ASTM D 4833	N	400	700	820	1000	1200
Resistência ao puncionamento CBR	NBR 13359	kN	1.8	3.2	4.5	5.1	6
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDADE	PP 10	PP 18	PP 23	PP 29	PP 35
Permissividade	ASTM D 4491	s ⁻¹	1.96	1.13	0.81	0.73	0.53
Fluxo de água	ASTM D 4491	l/min/m ²	3043	1762	1379	1202	882
Permeabilidade normal	NBR 15223	cm/s	0.44	0.39	0.29	0.34	0.29
Abertura aparente O ₉₅	ASTM D 4751	mm	0.125	0.075	0.075	0.075	0.063
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	PP 10	PP 18	PP 23	PP 29	PP 35
Comprimento	-	m	150	150	130	130	80
Largura	-	m	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
Ponto de fusão	-	°C	180	180	180	180	180
Gramatura	NBR ISO 9864	g/m ²	200	300	400	500	600
Resistência UV @500 hrs	ASTM D4355	%	>50	>70	>70	>70	>70
Matéria prima e tecnologia	-	-	Fibra polipropileno resistente aos raios UV - fibra curta				

Anotações:

- Os valores indicados nessa especificação correspondem aos valores típicos. Os valores típicos correspondem à média de todos os dados históricos obtidos no laboratório
- O material fabricado com 100% polipropileno virgem e mantém as propriedades de resistência química e biológica características do polipropileno.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geotêxteis HF

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	TR5000 HF	TR6000 HF	TR7000 HF
Método Grab					
Resistência a tração	ASTM D4632	N	2800	3300	4200
Alongamento		%	13	19	14
Método faixa larga					
Direção longitudinal	ASTM D4595	kN/m	90	110	140
Alongamento		%	13	13	14
Direção transversal	ASTM D4595	kN/m	90	110	140
Alongamento		%	14	14	14
Resistência ao puncionamento CBR	ASTM D6241	kN	9.0	10.0	12.0
Resistência ao rasgo trapezoidal	ASTM D4533	N	1300	1800	3400
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDADE	TR5000 HF	TR6000 HF	TR7000 HF
Taxa de fluxo no plano	ASTM D4716 ³	l/h-m	11.26	12.24	13.09
Tamanho de abertura aparente	ASTM D4751	mm (Tamiz)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.300 (60)
Permeabilidade	ASTM D4491	cm/s	12.0 x 10 ⁻²	9.0 x 10 ⁻²	4.70 x 10 ⁻²
Permissividade	ASTM D4491	s ⁻¹	0.97	0.60	0.36
Taxa de fluxo	ASTM D4491	l/min/m ²	2430	1800	1024
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	TR5000 HF	TR6000 HF	TR7000 HF
Espessura	ASTM D5199	mm	1.20	1.40	1.50
Resistência UV (% retida @ 500 h)	ASTM D4355	%	>70	>70	>70
Largura do rolo	Medido	m	3.85	3.85	3.85
Comprimento do rolo	Medido	m	100	80	80
Área do rolo	Calculado	m ²	385	308	308

Observação:

- Os valores das propriedades nesta especificação foram atualizados em março de 2021 e estão sujeitos a alterações sem aviso prévio.
- Os valores publicados correspondem à direção mais desfavorável do Geotêxtil. Os valores MARV correspondem aos valores médios menos duas vezes o desvio padrão.
- Ensaio modificado ajustando alguns parâmetros em combinação com ISO12958 e incluindo acessórios especiais para otimizar o teste em baixa espessura.
- A Fabricação de nossas soluções opera sob um sistema de gestão integrado de acordo com os requisitos das normas (ISO 9001; ISO 14001; OHSAS 18001).
- Os valores das propriedades que aparecem nesta especificação são obtidos em nosso laboratório de controle de qualidade que possui a acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geotêxteis Alto Módulo

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Resistência a tração		N	4300	5000	6000	7000
Método Grab	ASTM D4632					
Alongamento		%	18	18	18	18
Resistência a tração método faixa larga						
Sentido longitudinal	ASTM D4595	KN/m	160	220	300	370
Sentido transversal		KN/m	80	90	100	120
Alongamento		%	16	16	17	17

PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDADE	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Permeabilidade	ASTM D4491	cm/s	2.55×10^{-2}	2.12×10^{-2}	2.42×10^{-2}	3.55×10^{-2}
Permissividade	ASTM D4491	s ⁻¹	0.34	0.25	0.22	0.20
Tamanho de Abertura Aparente	ASTM D4751	mm (No tamiz)	0.150 (100)	0.125 (120)	0.106 (140)	0.106 (140)

PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Espessura	Medido	mm	0.75	0.85	1.10	1.78
Largura do rolo	Medido	m	3.75	3.75	3.75	3.75
Comprimento do rolo	Medido	m	100	80	60	50
Área do rolo	Medido	m ²	375	300	225	187.5

Esta tecnologia de vanguarda está sendo utilizada em macroprojetos a nível mundial, permitindo dar solução aos problemas gerados por nossos solos moles tropicais, minimizando os tempos de execução, reduzindo os custos e o impacto ambiental.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geocomposto Drenante Planar

REDE DE DRENAGEM (PEAD)			
PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	VALOR
Espessura	ASTM D5199	mm	5.8
Resistência à compressão	ASTM D1621	kPa	700
Resistência à tração	ASTM D4595	kN/m	4.8

GEOTÊXTIL NÃO TECIDO DE FILTRO (PP)			
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDADE	VALOR
Tamanho de abertura aparente	ASTM D4751	mm (N°. peneira)	0.180 (80)
Permissividade	ASTM D4491	s ⁻¹	2.9
Permeabilidade	ASTM D4491	cm/s	46 x 10 ⁻²
Fluxo de água	ASTM D4491	l/min/m ²	8109

PRESSÃO	GRADIENTE HIDRÁULICO	
	i=0.5	i=0.1
10 kPa	0.65	0.21
50 kPa	0.54	0.17
100 kPa	0.47	0.15
200 kPa	0.27	0.09

GEOCOMPOSTO	
DIMENSÕES DO ROLO	
COMPRIMENTO (m)	ALTURA (m)
50	0.5
50	1.0
50	2.0



Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas Internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geocomposto Drenante Vial

REDE DE DRENAGEM (PEAD)

PROPRIEDADES MECÂNICAS	REGRA	UNIDADE	VALOR
Espessura	ASTM D5199	mm	5.8
Resistência à compressão	ASTM D1621	kPa	700
Resistência à tração	ASTM D4595	kN/m	4.8

GEOTÊXIL NÃO TECIDO DE FILTRO (PP)

PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	REGRA	UNIDADE	VALOR
Tamanho de abertura aparente	ASTM D4751	mm (N°. peneira)	0.180 (80)
Permissividade	ASTM D4491	s ⁻¹	2.9
Permeabilidade	ASTM D4491	cm/s	46 x 10 ⁻²
Fluxo de água	ASTM D4491	L/min/m ²	8109

CAPACIDADE HIDRÁULICA DO TUBO CORRUGADO DE DRENAGEM FÓRMULA PRANDTL COLEBROOK

INCLINAÇÃO (%)	65mm		100mm		160mm		200mm	
	v (m/s)	Q (l/s)	v (m/s)	Q (l/s)	v (m/s)	Q (l/s)	v (m/s)	Q (l/s)
0.5	0.28	0.84	0.38	3.05	0.46	8.29	0.53	15.25
1.0	0.40	1.19	0.55	4.33	0.65	11.74	0.75	21.57
2.0	0.57	1.68	0.77	6.12	0.92	16.61	1.07	30.52
4.0	0.80	2.38	1.09	8.67	1.29	23.50	1.51	43.17
6.0	0.98	2.91	1.34	10.62	1.59	28.78	1.85	52.88
8.0	1.13	3.36	1.55	12.26	1.83	33.24	2.13	61.07
10.0	1.27	3.76	1.73	13.71	2.05	37.16	2.38	68.28

GRADIENTE HIDRÁULICO	i=1.0
PRESSÃO	l/s-m
10 kPa	0.489
20 kPa	0.449
50 kPa	0.391

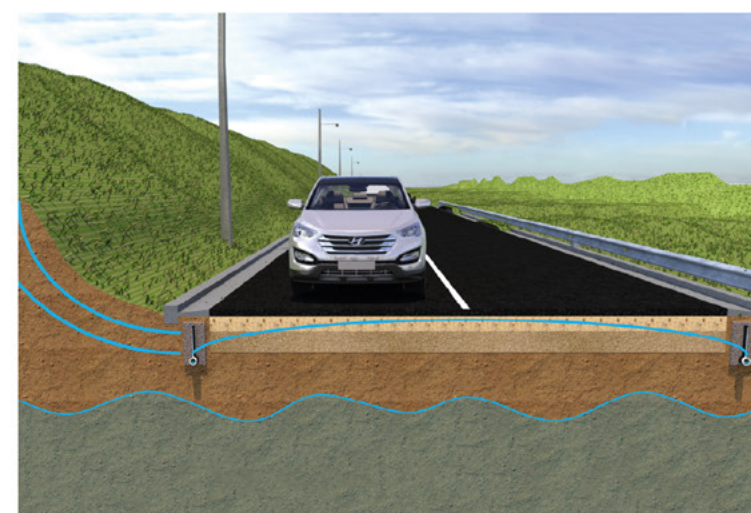


GEOCOMPOSTO

DIMENSÕES DO ROLO

DIÂMETRO (MM)	COMPRIMENTO (M)	LARGURA (M)
65	50	0.5
	50	1.0
	50	2.0
100	50	0.5
	50	1.0
	50	2.0
160	50	0.5
	50	1.0
	50	2.0
200	35	1.0
	35	2.0

*Cada rolo inclui uma união



Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a Informação é atual.



Geocomposto Drenante HF

FILTRO GEOTEXTIL NÃO TECIDO (PP)			
PROPRIEDADE	REGRA	UNIDADE	VALOR
Permissividade	ASTM D4491	s ⁻¹	2,60
Permeabilidade	ASTM D4491	cm/s	30 x 10 ⁻²
Fluxo de água	ASTM D4491	l/min/m ²	7350
Resistência à tração (GRAB)	ASTM D4632	N	500
Resistência ao puncionamento CBR	ASTM D6241	kN	1,5
Resistência ao rasgo trapezoidal	ASTM D4533	N	210

GEORED (PEAD)			
PROPRIEDADE	REGRA	UNIDADE	VALOR
Esforço de compressão no ponto de fluência	ASTM D6364	kPa	700
Resistência a ruptura	ASTM D7179	kN/m	5,0

PRESSÃO (Kpa)	GRADIENTE HIDRÁULICO ¹		
	(l/min/m)		
(ASTM D4716)	0,05	0,1	0,5
10	6,1	14,4	47,6
50	5,7	12,5	41,9
200	4,5	10,3	31,1

Observação:

1. Direção longitudinal do rolo.

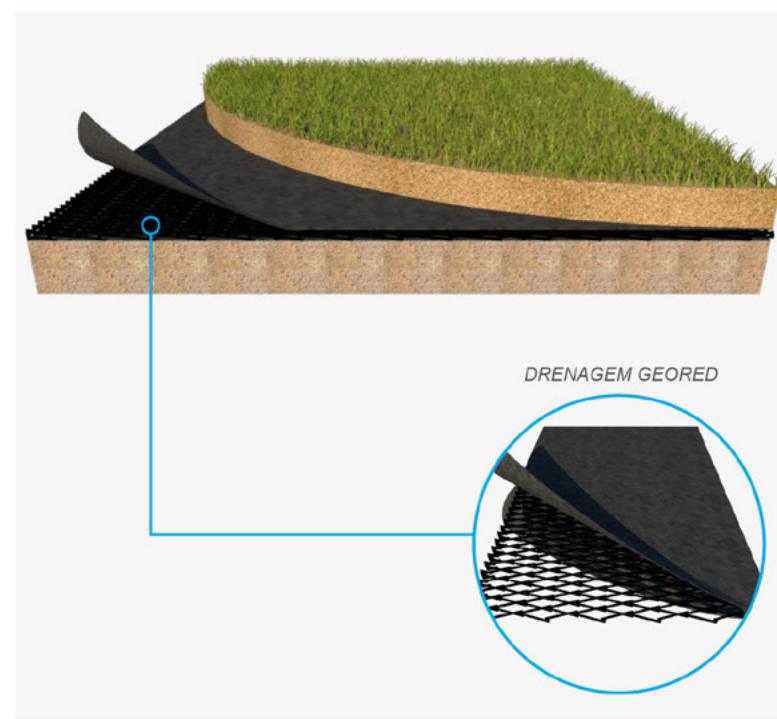
Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas Internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

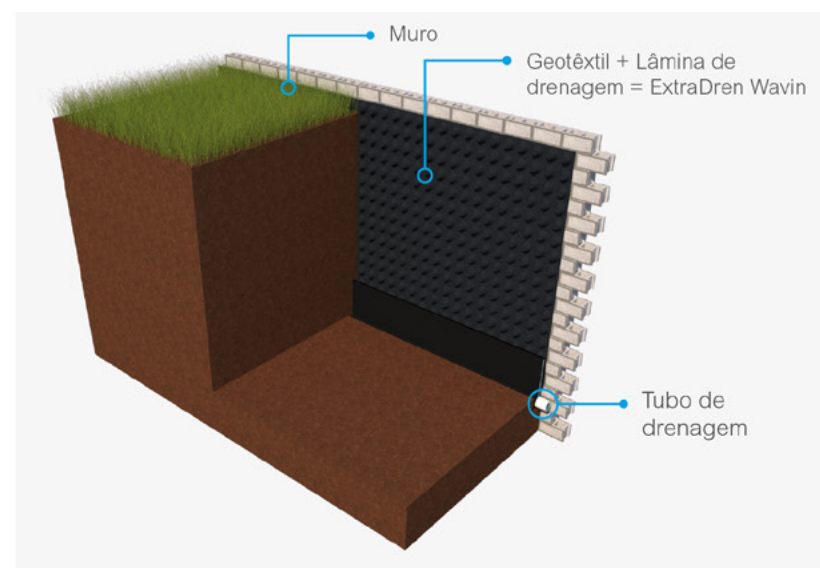
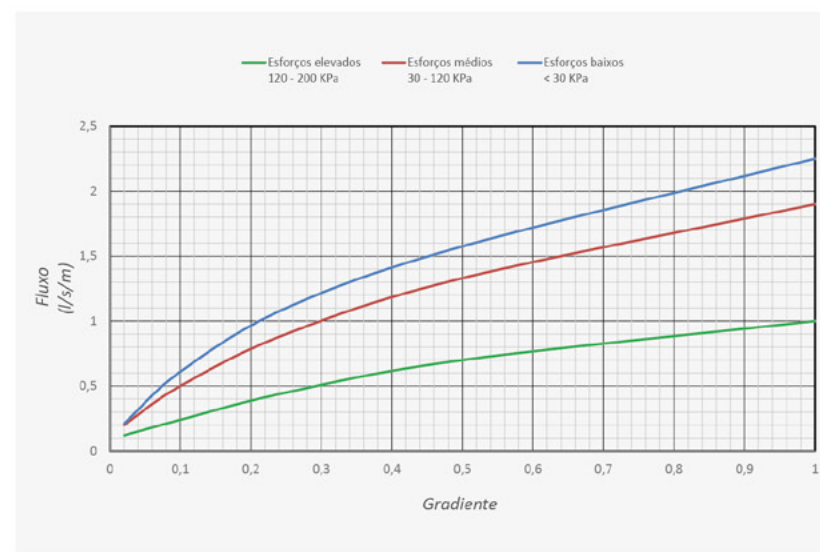
Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.

APRESENTAÇÃO	DIMENSÕES DO ROLO	
ÁREA DO ROLO (m ²)	COMPRIMENTO (m)	ALTURA (m)
60	30	2,0



ExtraDren

FOLHA (PEAD)			
PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	VALOR
Resistência à compressão	ASTM D1621	kPa	200
Espessura do núcleo	ASTM D5199	mm	8
Peso por unidade de área	ASTM D5261	g/m ²	500 ± 5%
Densidade do núcleo	-	#/m ²	>1860
Espaço de ar entre nódulos	-	l/m ²	5.3
FILTRO DE GEOTÊXTIL NÃO TECIDO (PP)			
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDADE	VALOR
Tamanho de abertura aparente	ASTM D4751	mm	0.140
Permissividade	-	s ⁻¹	1.16
Permeabilidade	ASTM D 4491	cm/s	93 X 10 ⁻³
Taxa de fluxo	ASTM D4491	l/min	6600
DIMENSÕES DO ROLO			
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	VALOR
Largura	Medido	m	2.0 ± 1%
Comprimento	Medido	m	20 ± 1%
Área	Medido	m ²	40 ± 2%
Peso unitário	Medido	g/m ²	600 ± 3%
Peso	Medido	kg	24.5 ± 3%
Espessura total Geocomposto	Medido	mm	8.6 ± 1%



Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas Internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geobags

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS			T 2400	T 4000
DESCRIÇÃO	NORMA	UNIDADE	VALOR ²	VALOR ²
Resistência à tração, faixa larga	ASTM D4595	kN/m	40	67
Permeabilidade	ASTM D4491	cm/s	8.4 x 10 ⁻²	3.7 x 10 ⁻²
Permissividade	ASTM D4491	seg ⁻¹	0.50	0.34
Método CBR Resistência ao puncionamento	ASTM D6241	kN	5.3	8.4

MEDIDAS				
DESCRIÇÃO	NORMA	UNIDADE	VALOR	REFERÊNCIAS
Altura	Medido	cm	100 / 115	(A)
Largura da base	Medido	cm	94	(B)
Comprimento da base	Medido	cm	94	(C)
Comprimento livre de corda	Medido	cm	60	(D)
Largura da tampa	Medido	cm	110	(F)
Comprimento da tampa	Medido	cm	120	(E)

Anotações:

1. Todas as dimensões são +/- 3 cm. O Geobag pode ser fabricado de acordo com as dimensões exigidas no trabalho.
2. Os valores declarados dos Geotêxteis Tecidos correspondem às médias estatísticas dos lotes de produção (valores típicos) obtidos no laboratório.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



APRESENTAÇÃO	
DESCRIÇÃO	
Referência	GEOBAG
Cor	Preto/ Alças brancas
Capacidade	1800Kg Aprox.
Material	Geotêxtil tecido de polipropileno



Geobox

PROPRIEDADES MECÂNICAS	REGRA	UNIDADE	Geobox T2400	Geobox TR4000	Geobox TR5000HF	Geobox TR6000HF	Geobox TR7000HF
Método de agarrar							
Elongação de resistência à tração	ASTM D4632	N	1410	2400	2800	3300	4200
		%	15	16	13	19	14
Método de faixa larga							
Direção longitudinal	ASTM D4595	kN/ m	40	67	90	110	140
Alongamento		%	11	12	13	13	14
Direção transversal	ASTM D4595	kN/ m	40	60	90	110	140
Alongamento		%	10	10	14	14	14
Método de resistência CBR socar	ASTM D6241	kN	5.3	8.4	9.0	10.0	12.0
Resistência a lágrimas trapezoidal	ASTM D4533	N	500	690	1300	1800	3400
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	REGRA	UNIDADE	Geobox T2400	Geobox TR4000	Geobox TR5000HF	Geobox TR6000HF	Geobox TR7000HF
Taxa de fluxo no plano	ASTM D4716 ⁴	l/seg-m	-	-	11.26	12.24	13.09
Tamanho de abertura aparente	ASTM D4751	mm(peneira)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.300 (60)
Permeabilidade	ASTM D4491	cm/s	4.8×10^{-2}	3.7×10^{-2}	12.0×10^{-2}	9.0×10^{-2}	4.70×10^{-2}
Permissividade	ASTM D4491	s ⁻¹	0.50	0.34	0.97	0.60	0.36
Quociente de vazão	ASTM D4491	l/min/m ²	1343	981	2430	1800	1024
PROPRIEDADES FÍSICAS	REGRA	UNIDADE	Geobox T2400	Geobox TR4000	Geobox TR5000HF	Geobox TR6000HF	Geobox TR7000HF
Espessura do geotêxtil	ASTM D5199	mm	0.9	1.1	1.20	1.40	1.50
Resistência UV (% retida @ 500 h)	ASTM D4355	%	>70	>70	>70	>70	>70
Dimensões	-	m	1.0 x 1.0 x 2.0	1.5 x 1.0 x 3.0	2.0 x 1.0 x 4.0	2.5 x 1.0 x 5.0	3.0 x 1.0 x 6.0

Notas:

- Os valores correspondem aos valores técnicos MARV.
- O valor TAA representa o valor máximo de abertura por rolo.
- Todas as dimensões são +/- 5 cm e correspondem às medidas antes do enchimento.
- Teste modificado ajustando alguns parâmetros em combinação com ISO12958 e incluindo acessórios especiais para otimizar o teste em baixa espessura.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.

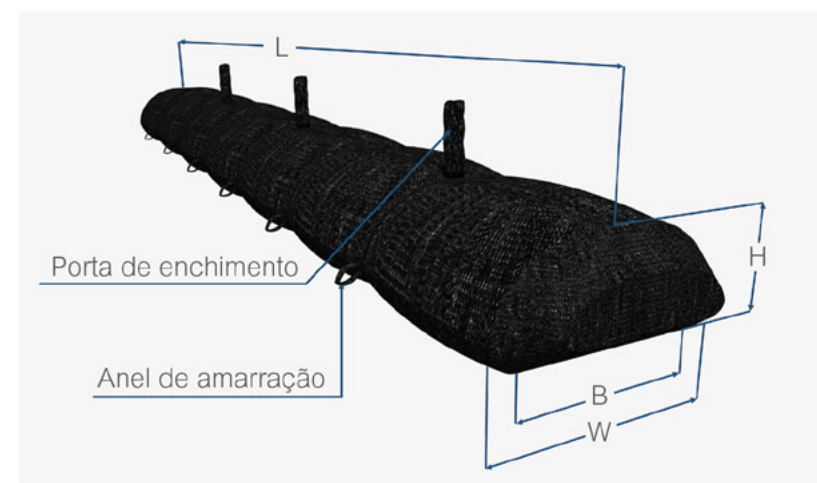


Tubos Geotêxteis

DIMENSÕES				
H	CONDIÇÃO DE PREENCHIMENTO	W (m)	B (m)	Vol.(m³/ml)
0.80	Não submerso	1.95	1.48	1.30
1.00	Não submerso	1.90	1.20	1.50
1.25	Não submerso	3.07	2.33	3.30
1.40	Não submerso	3.8	3.11	4.70
1.60	Não submerso	3.70	2.85	5.0
1.80	Não submerso	4.70	3.70	7.10
2.00	Submerso	5.0	4.80	8.4

CARACTERÍSTICAS

- O comprimento dos Tubos Geotêxteis será sempre múltiplo de 3,50 m.
- Os Tubos Geotêxteis terão 3 portas distribuídas proporcionalmente em seu comprimento.
- As portas sempre terão diâmetro \varnothing 12 "e comprimento L: 1,00 m, a menos que funcionem com equipamento de enchimento que não requeira condições especiais.
- O comprimento padrão dos tubos geotêxteis será de 24,5 m.
- Os anéis de ancoragem são colocados ao longo dos Tubos Geotêxteis a cada 3,50 m.



Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Durabag

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	1101/1102	1401/1402
Resistência à tração	ASTM D4632	520 N	670 N
Resistência ao rasgo trapezoidal	ASTM D4533	250 N	269 N
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	1101/1102	1401/1402
Tamanho de abertura aparente	ASTM D4751	0.30 mm (peneira No.50)	0.30 mm (peneira No. 50)
Permissividade	ASTM D4491	0.31 s ⁻¹	0.30 s ⁻¹
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	1101/1102	1401/1402
Tipo de polímero	Medido	Polipropileno	Polipropileno
Largura da válvula de enchimento	Medido	35 cm	35 cm
Comprimento da válvula de enchimento	Medido	50 cm	50 cm
Abertura da válvula de enchimento	Medido	22 cm	22 cm
Costura	Medido	Dobro	Dobro
Capacidade aproximada	Medido	1 m ³ / 2 m ³	1 m ³ / 2 m ³
Dimensões	Medido	(1.20x2.40) m / (1.85x2.70) m	(1.20x2.40) m / (1.85x2.70) m



Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geocolchão

PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	P-UX100M ¹
Tipo de polímero	Fabricante	HDPE
Rolo largo	Medido	1.3 m
Rolo longo	Medido	50 m
Área de rolo	Calculado	65 m ²

DURABILIDADE	NORMA	P-UX100M ¹
Resistência à degradação de longo prazo	EPA 9090	100%
Resistência à degradação UV ³	ASTM D4335	100%

PROPRIEDADES ÍNDICE	NORMA	P-UX100M ¹
Alongamento no ponto de fluência	ASTM D6637	11 %
Resistência última a tração	ASTM D6637	60 kN/m
Rigidez flexural	ASTM D7748	420.000 mg-cm
Área aberta	CWO2215	60%
Dimensões de abertura típicas (Veja a figura)	(-)	(-)



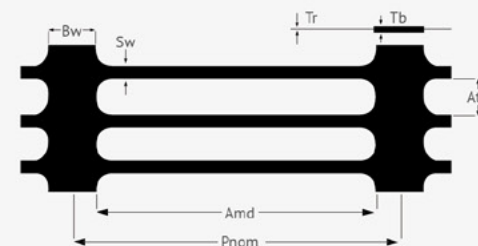
Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a Informação é atual.

DIMENSÕES TÍPICAS DE ABERTURA



P-UX100M ¹	
Pnom (mm)	245
Tb (mm)	2.8
Tr (mm)	0.7
Atd (mm)	16
Sw (mm)	6
Bw (mm)	18
Amd (mm)	227

Notas:

1. Salvo indicação em contrário, os valores mostrados são Valores Mínimos Médios por Rolo (VMMPR).
2. Resistência à rigidez flexural determinada de acordo com ASTM D-7748, usando corpos de prova com 2 aberturas de largura por pelo menos 900 mm de comprimento.
3. Resistência à perda de capacidade de carga ou integridade estrutural quando a amostra é submetida a 500 horas de luz ultravioleta e condições climáticas extremas de acordo com o padrão ASTM D4355.



Flexocreto

PROPRIEDADES MECÂNICAS ¹	NORMA	VALOR Flexocreto 12000
Resistência a tração faixa larga (SL/ST)	ASTM D4595	64 / 72 KN/m
Alongamento na ruptura (SL/ST)	ASTM D4595	15% / 15%
Resistência a tração Grab	ASTM D4632	2200 N
Resistência ao rasgo trapezoidal	ASTM D4533	900 N
Resistência ao punção CBR	ASTM D6241	7.5 KN
PROPRIEDADES HIDRÁULICAS ¹	NORMA	12000
Tamanho de abertura aparente	ASTM D4751	Peneira nº 120 0.125 mm
Taxa de fluxo	ASTM D4491	620 l/min/m ²
Permissividade	ASTM D4491	0.18 s ⁻¹
Permeabilidade	ASTM D4491	0.6 x10 ⁻² cm/s
PROPRIEDADES FÍSICAS ¹	NORMA	12000
Tipo de polímero	(-)	Poliéster de alta tenacidade
Massa por unidade de área	ASTM D5261	230 gr/m ²
Espessura por camada de tela sintética ⁽¹⁾	ASTM D5199	0.36 mm
PONTOS DE FILTRAÇÃO	NORMA	12000
Separação de pontos (entre eixos) SL / ST	Medido	28,5 / 27,5 cm
Área de ponto	Calculado	18.92 cm ²
Perímetro	Calculado	17,4 cm
APRESENTAÇÃO	NORMA	12000
Largura	Medido	3.14 m
Comprimento	Medido	100 m
Altura aproximada preenchida ⁽²⁾	Estimado	12 cm

Anotações:

- Os valores apresentados correspondem a uma única camada de tela.
- Varia ± 3 cm conforme a inclinação da superfície a revestir, pressão de preenchimento e fluidez da mistura, principalmente.

Convenções:

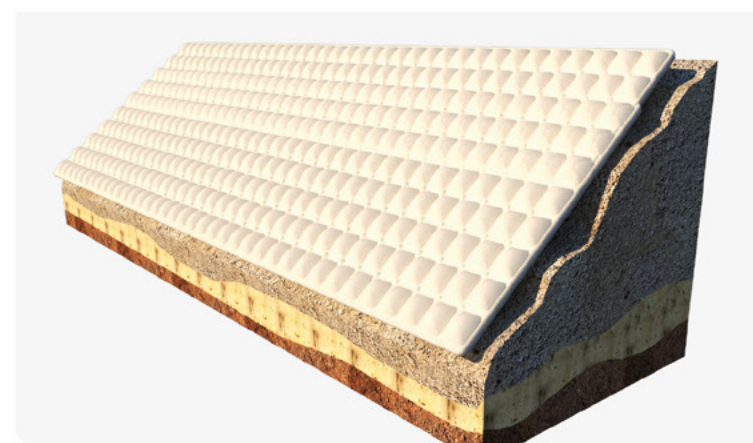
ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



▲ Proteção de estruturas hidráulicas



▲ Perfil de proteção de margem com Flexocreto.



Mantos Temporários



AGROMANTO

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	3000 F-P	3200 FC-F	4600 FC - FP
Resistência à tração	ASTM D6818	1.3 kN/m	2.6 kN/m	1.3 kN/m
Alongamento	ASTM D6818	22% Max	21% Max	18% Max
Rigidez	ASTM D1388	6 a 10 cm	8 a 12 cm	13 a 18 cm
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	3000 F-P	3200 FC-F	4600 FC - FP
Massa por unidade de área	ASTM D6566	300 ± 10%	320 ± 10%	460 ± 10%
Espessura	ASTM D5199	3.0 mm	3.2 mm	5.0 mm
Penetração de luz (% Absorção)	Método ECTC	50 a 70%	50 a 70%	70 a 90%
Longevidade funcional ⁽²⁾	Observado	<12 meses	<24 meses	<36 meses
Cor	Observado	Juta (Bege)	Juta (Bege)	Juta (Bege)
APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	3000 F-P	3200 FC-F	4600 FC - FP
Peso	Calculado	30 kg	32 kg	46 kg
Largura	m	2.0	2.0	2.0
Comprimento	m	50	50	50
Área	m ²	100	100	100
CONVENÇÃO	MATRIZ	MALHA		
F-P	Fique	Polipropileno		
FC-F	Coco,Fique	Fique		
FC-FP	Coco,Fique	Fique, Polipropileno		



FIBRA DE COCO

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	VALOR ¹
Resistência à tração	ASTM D6818	kN/m	2,9
Alongamento	ASTM D6818	% Max	29
Rigidez	ASTM D1388	cm	8 a 12
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	VALOR ¹
Massa por unidade de área	ASTM D6566	g/m ²	320 ± 10%
Espessura	ASTM D5199	mm	4,33
Penetração de luz (% Absorção)	Método ECTC	%	50 a 70
Longevidade funcional ⁽²⁾	Observado	-	<24 meses
Cor	Observado	-	Castanho
APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	UNIDADE	VALOR ¹
Peso	Calculado	kg	32
Largura	Calculado	m	2
Comprimento	Calculado	m	50
Área	Calculado	m ²	100
CONVENÇÃO	MATRIZ	MALHA	
C-P	Coco	Polipropileno	



ECOMATRIX

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	VALOR	PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	VALOR	APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	VALOR
Resistência à tração	ASTM D6818	4.0 KNm	Tamanho de abertura	Medida	2x5 mm	Largura	Medido	3.8 m
Alongamento	ASTM D6818	21%	Absorção de umidade	ASTM D570	0.01%	Comprimento	Medido	300 m
			Tipo de polímero	Fabricante	PP	Área	Calculado	1140 m ²
			Cor	Observado	Verde			

Observação:

1. Guia de valores típicos.
2. A longevidade funcional é apenas um guia. Isso pode variar de acordo com as condições climáticas e microbiológicas do local do projeto.

Definições:

ECTC: Conselho de Tecnologia de Controle de Erosão.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Mantos Permanentes

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Resistência à tração ⁽¹⁾	-	-	-	-	-	-
Sentido longitudinal	ASTM D6818	kN/m	3.3	5.3	45.0	60.0
Direção transversal	ASTM D6818	kN/m	2.6	4.4	30.0	45.0
Alongamento Longitudinal	ASTM D6818	%	19.8	19.0	40.0	40.0
Alongamento transversal	ASTM D6818	%	26.7	26.0	40.0	40.0
Resiliência ⁽¹⁾	ASTM D6524	%	-	-	60.0	60.0
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Massa por unidade de área ⁽¹⁾	ASTM D6566	g/m ²	310 ± 5%	320 ± 5%	270	340
Espessura ⁽¹⁾	ASTM D6525	mm	6.81	6.82	7.0	10.0
Penetração de luz ⁽¹⁾	ASTM D6567	%	27.6	27.6	35.0	30.0
Estrutura	-	-	-	-	3D Retangular	3D Retangular
Cor	-	-	Verde	Verde	Verde	Verde
PROPRIEDADES DE DESEMPENHO	NORMA	UNIDADE	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Resistência ao cisalhamento ⁽²⁻³⁾	Grande escala	Pa	386	480	575	766
Velocidade admissível ⁽²⁻³⁾	Grande escala	m/s	4.5	5.0	6,1	7.6
"n" de Manning para profundidade de fluxo entre 0,15 e 0,60	Calculado	-	0.03-0.018	0.03-0.018	0.028	0.028
Germinação de sementes ⁽³⁾	ASTM D 7322	-	470	470	200-220	255-296
DURABILIDADE	NORMA	VALOR	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Resistência aos raios UV (% Retenido @ 1000hr) ⁽²⁾	ASTM D4355	%	90	90	90	-
Resistência aos raios UV (% Retenido @ 3000hr) ⁽²⁾	ASTM D4355	%	-	-	90	90
Resistência aos raios UV (% Retenido @ 6000hr) ⁽²⁾	ASTM D4355	%	-	-	-	90
APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	UNIDADE	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Largura	Medido	m	2.0	2.0	3.4	3.4
Comprimento	Medido	m	25	25	50	50
Área	Calculado	m ²	50	50	170	170

Anotações:

- Os valores VMPP, indicam o valor mínimo médio por rolo.
- A velocidade máxima admissível e a tensão de cisalhamento foram obtidas através de testes programados com tipos específicos de solo, classes de vegetação, condições de fluxo e critérios de falha. Essas condições podem não ser relevantes para cada projeto e não são replicáveis para outros provedores.
- Calculado como uma porcentagem do aumento da biomassa média da planta com a semente de capim-fetuca semeada em solo orgânico após 21 dias de semeadura.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Sistema de alto Desempenho Anchormat

MANTO PARA CONTROLE DE EROÇÃO DE ALTO DESEMPENHO

O manto de controle de erosão de alto desempenho TRM 1000 e as ancoragens de percussão pretendidas estão disponíveis em verde para fornecer uma solução esteticamente agradável, com desempenho comprovado.

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	VALOR
Resistência à tração	ASTM D6818	60 x 45 kN/m
Alongamento (%)	ASTM D6818	40 x 40%
Resiliência	ASTM D6524	60%
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	VALOR
Espessura	ASTM D6525	10.0 mm
Penetração de luz ²	ASTM D6567	30%
Cor	Observado	Verde
DURABILIDADE	NORMA	VALOR
Resistência UV @ 3000 horas	ASTM D4355	90%
resistência UV @ 6000 horas	ASTM D4355	90%
ATUAÇÃO	NORMA	VALOR
Velocidade permitida (vegetada) ^{2,3}	Gran Escala	7,6 m/s
Tensão de cisalhamento (vegetado) ^{2,3}	Gran Escala	766 Pa
APRESENTAÇÃO DO ROLO		VALOR
Largura		3.4 m
Comprimento		50 m
Área		170m ²

Notas:

- Arquivo em valores típicos.
- A velocidade máxima permitida e a tensão de cisalhamento máxima foram obtidas totalmente vegetadas por meio de testes programados com tipos de solo, classes de vegetação, condições de fluxo e critérios de ruptura específicos. Essas condições podem não ser relevantes para cada projeto, elas não são replicáveis para outros fornecedores. Entre em contato com o departamento de engenharia para Mais Informações.
- Calculado como um valor típico para testes em grande escala em canais flexíveis com profundidades de fluxo entre 6 e 12 polegadas.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.

ANCORAGEM

O tipo de âncora é projetado especificamente e seu comportamento / compatibilidade foi validado com HR - TRM1000, para fornecer uma solução abrangente de longo prazo. A vida útil esperada de ARCHORMAT® é de 20 anos devido à sua superior resistência aos raios UV, resistência à corrosão, força e durabilidade nos ambientes mais exigentes.

PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	VALOR	COMPONENTE
Largura		25mm	
Comprimento	ASTM B-85	84mm	Cabeça da ancoragem (Forma de marcador)
Área de carga		16cm ²	
Peso		45g	
Diâmetro	ASTM A-1023	3mm	Cabo de tendão
Tipo de construção		1x19	
Diâmetro	ASTM B-240-10	108mm	Placa de carga
Espessura		2.5mm	
Comprimento	MS51844	15.875mm (5/8")	Grampos fixo
Espessura da parede		4.8mm (3/16")	
ATUAÇÃO		VALOR	
Carga de trabalho do cabo tendão		3.56 kN (0.8 Kips)	
Resistência de pico do cabo tendão		4.89 kN (1.1 Kips)	
Carga composta da ancoragem*		2.22 kN (0.5 Kips)	
Profundidade mínima de ancoragem		0.91m (3.0 ft.)	
Profundidade máxima de ancoragem		1.52m (5.0 ft.)	

*O desempenho da ancoragem é uma função da resistência do solo in situ e, portanto, a faixa de carga nesta especificação deve ser considerada apenas como um guia. As condições de solo específicas do local serão avaliadas por um engenheiro geotécnico que determina a profundidade e o padrão necessário para o projeto. O teste de retirada antes da construção pode ser recomendado.



Malha MS90

PROPRIEDADES MECÂNICAS		
CARACTERÍSTICAS	NORMA	VALOR
Resistência à tração do fio	INV E - 501 / ASTM A641	38 a 50 Kg/mm ²
Resistência à tração da malha paralela	ASTM A975	43.0 kN/m
Resistência à tração da malha perpendicular	ASTM A975	20.4 kN/m
Alongamento	EN10223 - 3	10%

PROPRIEDADES FÍSICAS		
CARACTERÍSTICAS	NORMA	VALOR
Diâmetro mínimo do fio	EN 10223 - 3	2.70mm + PVC (diâmetro externo 3.70mm)
Diâmetro da borda	EN 10223 - 3	3.40mm + PVC (diâmetro externo 4.40mm)
Revestimento mínimo de zinco	ASTM A641	260 gr/m ²
Abertura de malha	Medido	8X10 cm
Cobertura	Malha tripla torção galvanizada + PVC shore A (ASTM A 975 97)	0.5 mm

DIMENSÕES DO ROLO		
CARACTERÍSTICAS	NORMA	VALOR
Largura	Medido	2.0 m
Comprimento	Medido	25 m
Área	Calculado	50 m ²
Peso	Medido	100 Kg



Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geocélulas

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	VALOR				
			445 - 075	356 - 100	356 - 120	445 - 150	445 - 200
Resistência à tração no ponto de escoamento Valor mínimo (± 3%)	ISO 10319	kN/m	22	22	22	22	22
Resistência à tração na solda Valor mínimo (± 3%)	ISO 13426-1 Método B	kN/m	16	16	16	16	16
Tempo de indução de oxidação	ASTM D3895	min	>150	>150	>150	>150	>150
Resistência a fissuração por exposição ambiental	ASTM D1693	h	≥5000	≥5000	≥5000	≥5000	≥5000
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	445 - 075	356 - 100	356 - 120	445 - 150	445 - 200
Material	-		Virgem HDPE	Virgem HDPE	Virgem HDPE	Virgem HDPE	Virgem HDPE
Densidade	ASTM D1505	g/cm3	0.945 - 0.960	0.945 - 0.960	0.945 - 0.960	0.945 - 0.960	0.945 - 0.960
Conteúdo de negro de fumo	ASTM D1603	%	>1.5	>1.5	>1.5	>1.5	>1.5
Espessura (incluindo textura)	ASTM D5199	mm	1.50 (±10%)	1.50 (±10%)	1.50 (±10%)	1.50 (±10%)	1.50 (±10%)
Distância entre soldas	Medido	mm	445	356	356	445	445
Dimensões da célula aberta (± 3%)	Medido	mm	315 x 304	259 x 226	259 x 226	315 x 304	315 x 304
Altura da célula (± 3%)	Medido	mm	75	100	120	150	200
Dimensões da seção expandida (± 3%)	Medido	m	2.52 x 9.12	2.52 x 7.30	2.52 x 7.30	5.04 x 9.12	2.52 x 9.12
Área da seção expandida (± 3%)	Medido	m2	22,96	18,37	18,37	45,96	22,96
Ranhurada (conexão com pinos)			-	X	X	X	X

PINO CONECTOR PROPRIEDADES

Peças	2 (pino e abraçadeira)
Cor	Laranja, para facilitar a identificação da junção dos painéis no processo de instalação.

ABRAÇADEIRA	PROPRIEDADES	PINO	PROPRIEDADES
Largura	20 mm	Diâmetro da cabeça	20 mm
Comprimento	20 mm	Altura	24 mm
Espessura	5 mm	Diâmetro da haste	7 mm



Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geogrelha Biaxial Extrudada

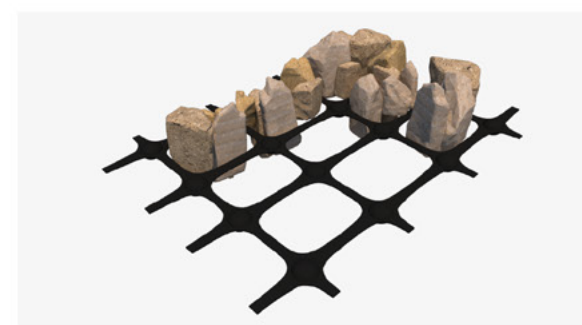
PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	P-BX 2020		P-BX 3030	
			SL ¹	ST ¹	SL ¹	ST ¹
Rigidez radial	ISO 10319	kN/m	380		600	
Resistência última a tração	ASTM D6637	kN/m	20	20	30	30
Eficiências dos nós ²	ASTM D7737 / D6637	%	95		95	
Rigidez flexural	ASTM D7748	mg - cm	700.000		2.000.000	
Rigidez torsional (J) ³	GRI GG9	cm - kg/deg	3.3		5.5	

PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	P-BX 2020		P-BX 3030	
			SL ¹	ST ¹	SL ¹	ST ¹
Tamanho de abertura	Medido	mm	40	40	40	40
Espessura das tiras	Medido	mm	1.3	0.7	2.4	1.0
Largura das tiras	Medido	mm	2.3	3.1	2.4	3.7
Resistência a degradação UV ⁴	ASTM D4355 / D6637	%	90		90	
Resistência aos danos químicos	EPA 9090 A	%	100		100	

APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	UNIDADE	P-BX 2020	P-BX 3030
Largura do rolo	Medido	m	3.90	3.90
Comprimento do rolo	Medido	m	51.3	51.3
Área do rolo	Medido	m ²	200	200

Nota:

- Todos os valores apresentados são VPMR (valores mínimos médios por rolo)
1. SL=Sentido Longitudinal
ST=Sentido Transversal
 2. Expressa como comparação entre as resistências da ASTM D7737 e ASTM D6637 da mesma amostra.
 3. Resistência no plano rotacional de movimento medido mediante a aplicação de um momento de 20 kg.cm na união central de uma amostra de 9" x 9", restringida em seu perímetro de acordo com a Metodologia do Corpo de Engenheiros de USA para Rigidez Torsional.
 4. Expressa como porcentagem da resistência última a tração.



Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a Informação é atual.



Geogrelha Uniaxial Extrudada

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	VALORES SL ¹							
			GEOGRELHA GUX-25	GEOGRELHA GUX-30	GEOGRELHA GUX-37	GEOGRELHA GUX-49	GEOGRELHA GUX-61	GEOGRELHA GUX-66	GEOGRELHA GUX-74	GEOGRELHA GUX-89
Força máxima de projeto de longo prazo para 120 anos de vida útil ²	GRI GG4-05	kN/m	24.60	29.80	37.00	49.30	61.20	65.90	74.40	89.30
Resistência à tração	ASTM D6637	kN/m	59	70	87	116	144	155	175	210
Resistência à tração @ 2% de deformação	ASTM D6637	kN/m	16.2	19	24.7	34.2	39.9	42.8	48.5	58
Resistência à tração @ 5% de deformação	ASTM D6637	kN/m	30.4	36.1	47.5	68.4	77.9	85.5	95	114
Resistência nas uniões	ASTM D7737	kN/m	56.1	66.5	82.7	110.2	136.8	147.3	166.3	199.5
Rigidez à flexão	ASTM D7748	mg-cm	400.000	680.000	1.000.000	2.800.000	4.600.000	6.800.000	9.075.000	9.500.000

PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	VALORES SL ¹							
Tamanho de abertura na direção longitudinal (SL)	Medido	mm	410.00	419.00	430.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00
Tamanho da abertura transversal (ST)	Medido	mm	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00
Largura do rolo	Medido	m	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Comprimento do rolo	Medido	m	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Área do rolo	Calculado	m ²	65.00	65.00	65.00	65.00	50.00	50.00	50.00	50.00

DURABILIDADE	NORMA	UNIDADE	VALORES SL ¹							
Resistência à degradação de longo prazo	EPA 9090	%	100	100	100	100	100	100	100	100
Resistência à degradação UV	ASTM D4355	%	100	100	100	100	100	100	100	100

FATORES DE REDUÇÃO RECOMENDADOS PARA RESISTÊNCIAS ADMISSÍVEIS ²	NORMA	VALORES SL ¹								
Fator de redução mínimo para danos à instalação (FRDI)	ASTM D5818	1.07	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Fator de redução para fluência por 120 anos de vida do projeto (FRFL)	ASTM D5262	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24
Fator de redução mínimo para durabilidade (FRDQB)	ASTM D5322 / ASTM D6213	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Observação:

- Salvo indicação em contrário, os valores mostrados são Valores Mínimos Médios por Rolo (VMMPR) SL: Direção Longitudinal.
- Os fatores de redução são usados para calcular a resistência à tração disponível a longo prazo da geogrelha (tensão permitida). A tensão admissível (T_{adm}) é determinada reduzindo a resistência à tração final (T_{ult}) por fatores de redução de danos de instalação (FRDI), fluência ou fluência do material (FRFL) e durabilidade química / biológica (FRDQB), por GRI-GG4-05 [$T_{adm} = T_{ult} / (FRDI \cdot FRFL \cdot FRDQB)$]. Os valores de redução recomendados são baseados em testes específicos de materiais. As especificações do projeto, padrões públicos ou privados ou códigos de projeto podem exigir fatores de redução mais elevados. O projeto da estrutura onde a geogrelha será utilizada, incluindo a adoção de fatores de redução adequados e vida útil projetada, é responsabilidade exclusiva do projetista do projeto.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

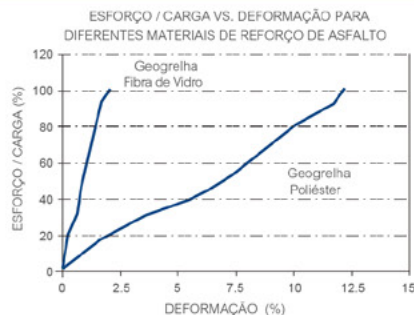
Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geogrelha de Fibra de Vidro

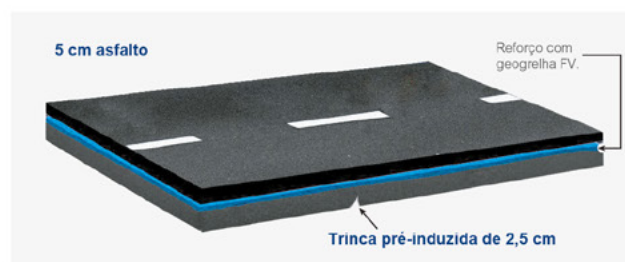
PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	R-50	R-100
Resistência à tração última (ST/SL) ¹	ASTM D6637	kN/m	50/50	100/100
Propriedades de retracção	CRDRG01	%	* Menos de 0,5% @ 200°C após 15 min"	*Menos de 0.5% @ 200°C após 15 Min"
Alongamento máximo na ruptura (ST / SL) ¹	ASTM D6637		≤3	≤3
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	R-50	R-100
Tamanho de abertura de malha (ST / SL) ¹	Medido	mm	20/20	18/18
Resistência à temperatura	Mínimo	°C	200	200
Ponto de fusão	ASTM D276	°C	>300	>300
APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	UNIDADE	R-50	R-100
Largura	Medido	m	3.95	3.95
Comprimento	Medido	m	100	100
Area	Medido	m ²	395	395

ALTO MÓDULO DE ELASTICIDADE, BAIXO ALONGAMENTO



Para uma carga de ruptura, um reforço com geogrelha de fibra de vidro admitirá deformações de menos de 3%, enquanto a geogrelha de poliéster (PET) admite deformações entre 10 e 15%. De acordo com o exposto acima, as geogrelhas de fibra de vidro têm uma eficiência melhor quando usadas como reforço de ligantes de asfalto em comparação com outras alternativas de reforço.

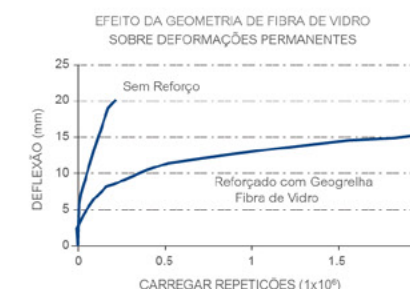
REDUÇÃO DA PROPAGAÇÃO DAS TRINCAS



Em um teste de propagação de trinca, as geogrelhas de fibra de vidro suportam entre 5 e 10 vezes mais ciclos de carga do que uma amostra padrão sem reforço, enquanto a geogrelha sintética (Poliéster-PET) suporta apenas 1,5 vezes mais ciclos de carga, até que a trinca se propague para a superfície.

* Laboratório de Pesquisa, Central de Colas de France.

REDUÇÃO DE DEFORMAÇÕES



Para obter a mesma deformação de 15 mm, a amostra reforçada com geogrelha de fibra de vidro suportou 18 vezes mais ciclos do que a amostra sem reforço.

* Laboratório NPC da Holanda, 1993.

1. Valores VMPR (valor mínimo médio por rolo) ST: direção cruzada SL: direção longitudinal

* Chhote Saraf e Kamran Mejjdzadeh, Research International, Inc. Conselho de Pesquisa de Transporte, 1996.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Geomembranas

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS POLIETILENO DE ALTA DENSIDADE PEAD							
PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Resistência à ruptura	ASTM D6693 Tipo IV	N/mm	13	20	27	40	53
Alongamento na ruptura	ASTM D6693 Tipo IV	%	500	700	700	700	700
Resistência ao escoamento	ASTM D6693 Tipo IV	N/mm	7	11	15	22	29
Alongamento na ruptura	ASTM D6693 Tipo IV	%	12	12	12	12	12
Resistência ao rasgo	ASTM D1004	N	57	93	125	187	249
Resistência à perfuração	ASTM D4833	N	160	240	320	480	640
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Espessura nominal	-	mm	0.5	0.75	1.00	1.50	2.00
Espessura média mínima	ASTM D5199	mm	0.45	0.68	0.90	1.35	1.80
Densidade	ASTM D1505 / D792	g/cm ³	>0.94	>0.94	>0.94	>0.94	>0.94
Teor de negro de fumo	ASTM D1603 / D4218	%	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0
Tempo de indução à oxidação	ASTM D3895, 200 °C	Minutos	>100	>100	>100	>100	>100
Envelhecimento em estufa 85 °C 90 dias Retenção OIT (ASTM D3895 ou D5885)	ASTM D5721	%	>55/80	>55/80	>55/80	>55/80	>55/80
Envelhecimento ultravioleta 1600 horas OIT retido	ASTM D5885	%	>50	>50	>50	>50	>50
APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	UNIDADE	20 MIL S	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Comprimento	Medido	m	50 - 100 - 450	50 - 100 - 300	50 - 100 - 225	50 - 100 - 150	110
Largura	Medido	m	7.01	7.01	7.01	7.01	7.01
Area	Calculado	m ²	350,5 - 701 - 3155	350,5 - 701 - 2103	350,5 - 701 - 1577	350,5 - 701 - 1052	771
ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS POLIETILENO ULTRAFLEXÍVEL DE BAIXA DENSIDADE LINEAR PEBDL							
PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	60 MILS
Resistência a ruptura	ASTM D6693 Tipo IV	N/mm	13	20	27	40	40
Alongamento na ruptura	ASTM D6693 Tipo IV	%	800	800	800	800	800
Resistência a ruptura	ASTM D1004	N	50	72	100	150	150
Resistência à perfuração	ASTM D4833	N	127	185	225	370	370
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	60 MILS
Espessura nominal	-	mm	0.5	0.75	1.00	1.50	1.50
Espessura média mínima	ASTM D5199	mm	0.45	0.68	0.90	1.35	1.35
Densidade	ASTM D1505 / D792	g/cm ³	>0.939	>0.939	>0.939	>0.939	>0.939
Teor de negro de fumo	ASTM D1603 / D4218	%	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0
Tempo de indução à oxidação	ASTM D3895, 200 °C	Minutos	>100	>100	>100	>100	>100
Envelhecimento em estufa 85 °C 90 dias Retenção OIT (ASTM D3895 ou D5885)	ASTM D5721	%	>35/60	>35/60	>35/60	>35/60	>35/60
Envelhecimento ultravioleta 1600 horas OIT retido	ASTM D5885	%	>60	>60	>60	>60	>60
APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	UNIDADE	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	60 MILS
Comprimento	Medido	m	50 - 100 - 450	50 - 100 - 300	50 - 100 - 225	50 - 100 - 150	50 - 100 - 150
Largura	Medido	m	7.01	7.01	7.01	7.01	7.01
Area	Calculado	m ²	350,5 - 701 - 3155	350,5 - 701 - 2103	350,5 - 701 - 1577	350,5 - 701 - 1052	350,5 - 701 - 1052

Observação: A apresentação dos rolos pode ser alterada sem aviso prévio.

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.



Membrana para Túneis

PROPRIEDADES MECÂNICAS	NORMA	UNIDADE	SINALIZADORA	OPACA
Espessura	EN 1849-2 DIN 53370	mm	1.5 ± 5% 2.0 ± 5% 1.5 ± 10% 2.0 ± 10%	1.5 ± 5% 2.0 ± 5% 1.5 ± 10% 2.0 ± 10%
Densidade	EN ISO 1183	g/cm ³	1.30 ± 5%	
Resistência à tração	EN ISO 527 DIN 53455	N/mm ²	≥ 15	≥ 16
Alongamento na ruptura	EN ISO 527 DIN 53455	%	L: ≥ 250 T: ≥ 250	L: ≥ 300 T: ≥ 300
Resistência ao rasgo	EN ISO 34 DIN 53363	kN/m N/mm	≥ 40 ≥ 80	≥ 40 ≥ 80
Estabilidade dimensional (6h / 80 ° C)	EN ISO 1107-2 DIN 16726	%	≥ 2	
Resistência à punção (CBR)	EN ISO 12236	kN	≥ 1.7	≥ 2.4
Resistência mecânica à percussão	DIN 16726	mm	≥ 750	≥ 1100
Resistência à flexão a frio	EN 495-5	--	Sem fissuras -20°C	
Resistência sob pressão hidrostática	DIN 16726	--	À prova d'água a 10 bar / 10h À prova d'água 6 bar / 72h	
PROPRIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDADE	SINALIZADORA	OPACA
Comportamento em água quente (8 meses / 50 ° C)				
- Variação de massa			≤ 4%	≤ 4%
- Variação de alongamento	SIA.V 280	--	≤ 20%	≤ 20%
- Variação da resistência à tração			≤ 20%	≤ 20%
- Curvatura à temperatura de -20 ° C			Sem fissuras -20°C	Sem fissuras -20°C
Comportamento de envelhecimento 80 ° C / 7 dias				
- Aparência geral			Sem bolhas	Sem bolhas
- Estabilidade dimensional T & L	DIN 16726	%	≤ 3%	≤ 3%
- Variação da resistência à tração L e T		%	< ± 10%	< ± 10%
- Variação do alongamento na ruptura L e T		%	< ± 10%	< ± 10%
- Curvatura a uma temperatura de -20 ° C			Sem fissuras -20°C	Sem fissuras -20°C
Comportamento após armazenamento em água quente e soluções alcalinas (90d / 23 ° C)				
- Variação da resistência à tração L e T	EN 14414		≤ 20%	≤ 20%
- Variação do alongamento na ruptura L e T			≤ 20%	≤ 20%
- Curvatura a uma temperatura de -20 ° C			Sem fissuras -20°C	Sem fissuras -20°C
Resistência à compressão com 20% de tensão	DIN 53454	N/mm ²	≥ 2.5	
Resistência de soldagem	DIN 16726	N/mm ²	≥ 10	
Resistência à penetração de raízes	EN 14416	-	Resistência	
Resistência à oxidação 90d / 85 ° C	EN 14575	-	De acordo com	
Resistência ao fogo	B2 ÖN B 3800/1 SIA 280 DIN 4102 EN ISO 11925		B2 IV.2 B2 Classe E	B2 IV.2 B2 Classe E
APRESENTAÇÃO DO ROLO	NORMA	UNIDADE	SINALIZADORA	OPACA
Cor	Observado	M	Duas cores preto / amarelo	
Largura	Medido	M	2.15	
Comprimentos	Calculado	M	De acordo com a necessidade do projeto	

Convenções:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: Não se aplica.

Nós operamos sob sistemas internacionais de controle de qualidade; Temos acreditação **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

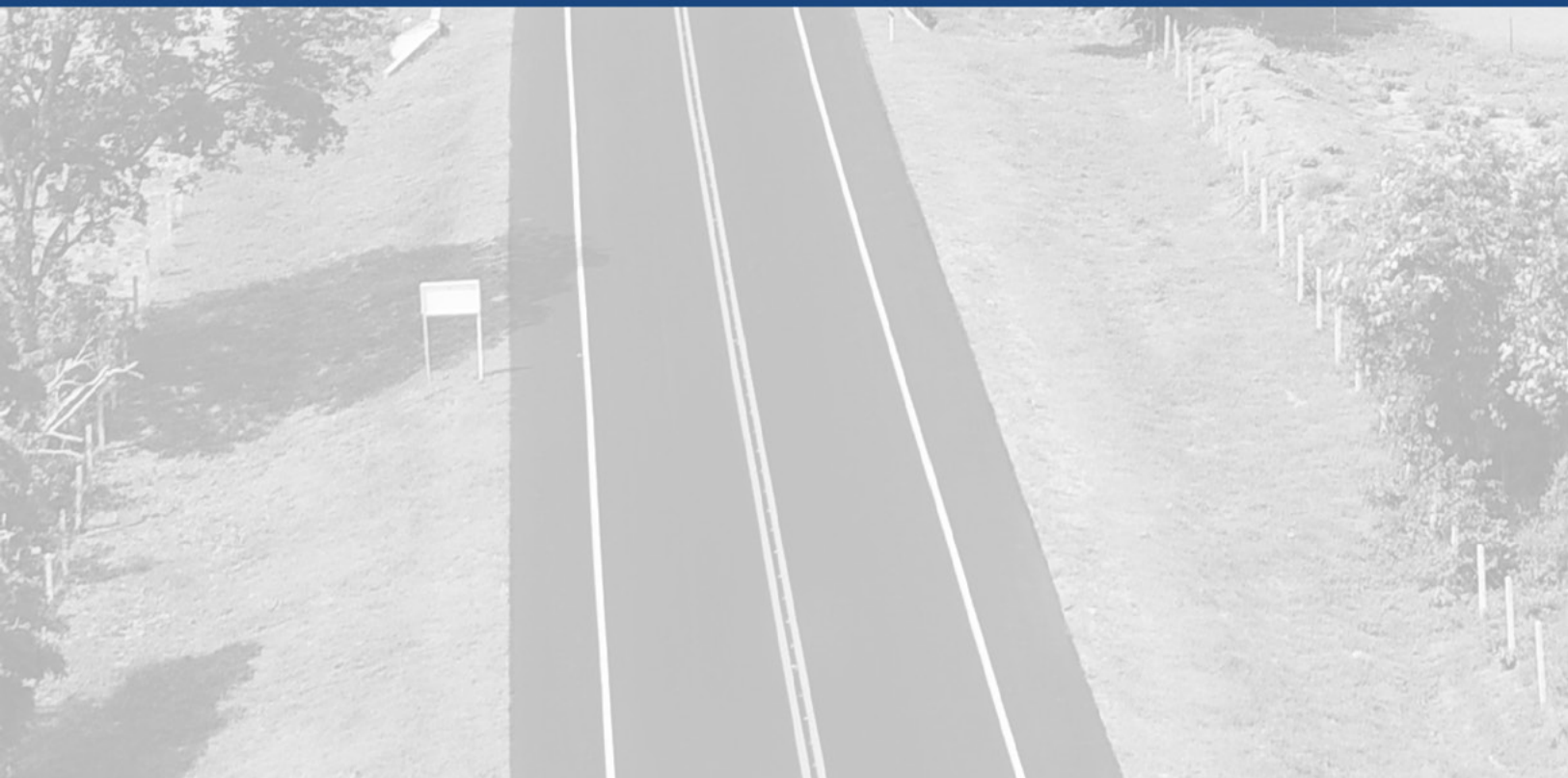
Esta ficha técnica é válida a partir de Maio de 2021. Reservamo-nos o direito de introduzir as modificações de especificações que considere necessárias para garantir a ótima qualidade e funcionalidade de seus produtos sem aviso prévio. As informações aqui contidas são oferecidas gratuitamente, são verdadeiras e precisas com o melhor de nosso conhecimento e crença; No entanto, todas as recomendações e sugestões são feitas sem garantia, uma vez que as condições de uso estão além do nosso controle e são de responsabilidade exclusiva do usuário. Por favor, verifique os dados desta especificação com o Departamento de Engenharia para confirmar que a informação é atual.

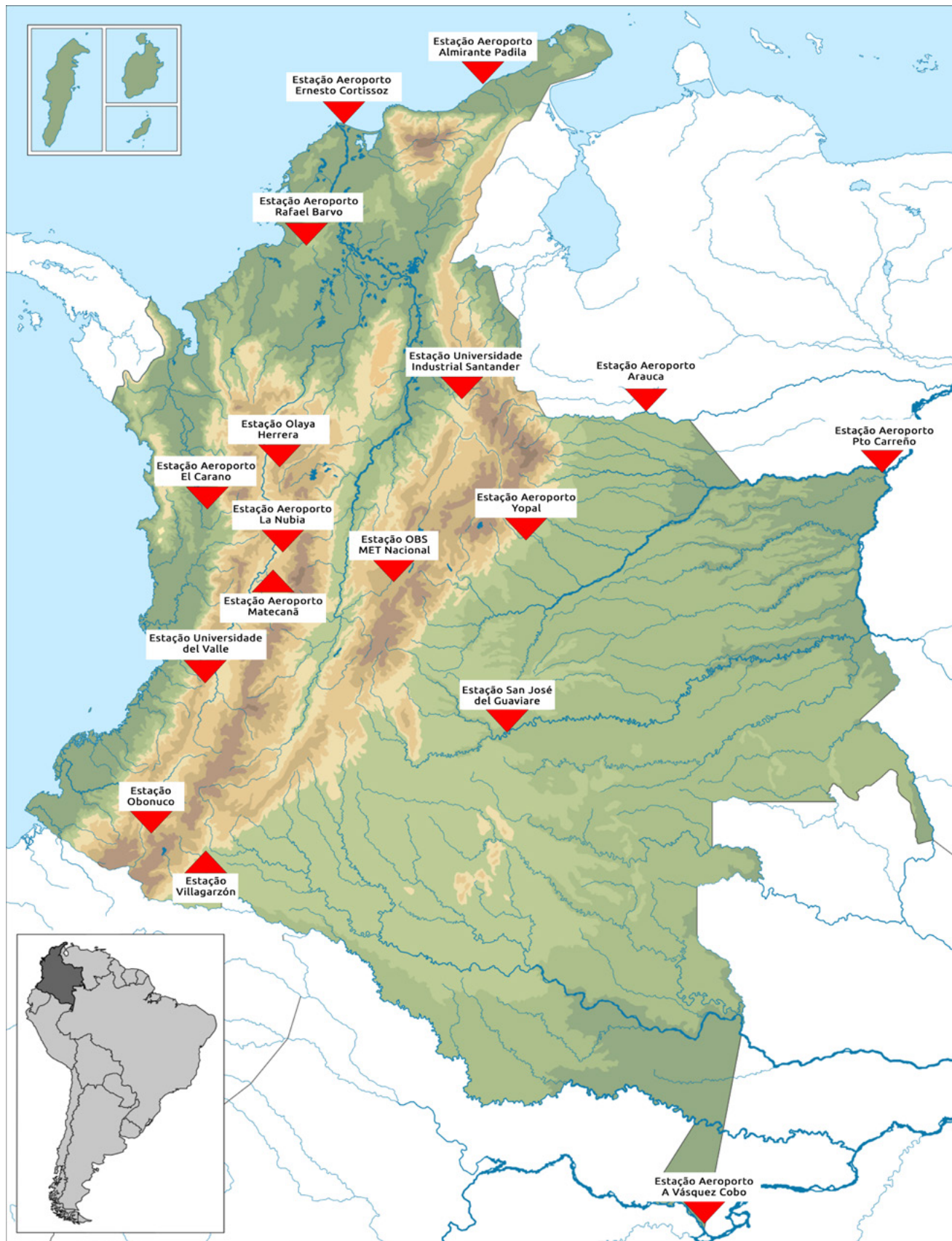


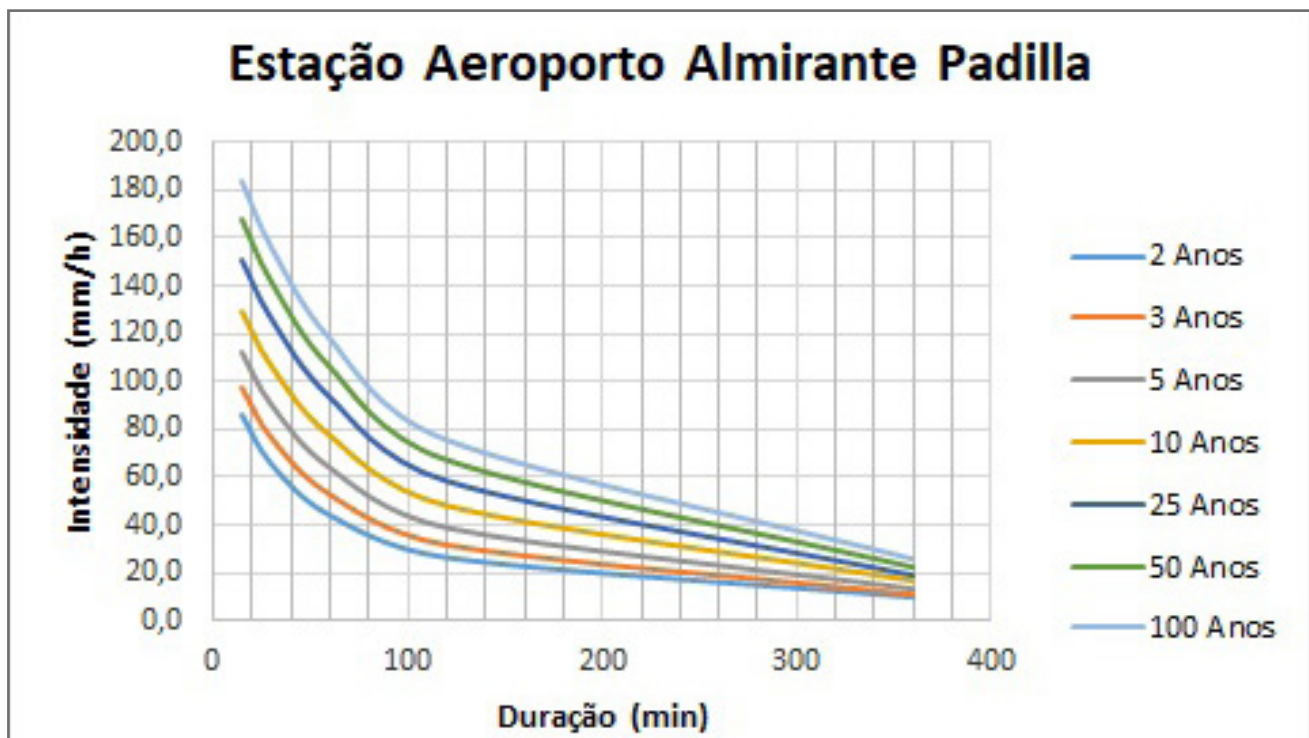
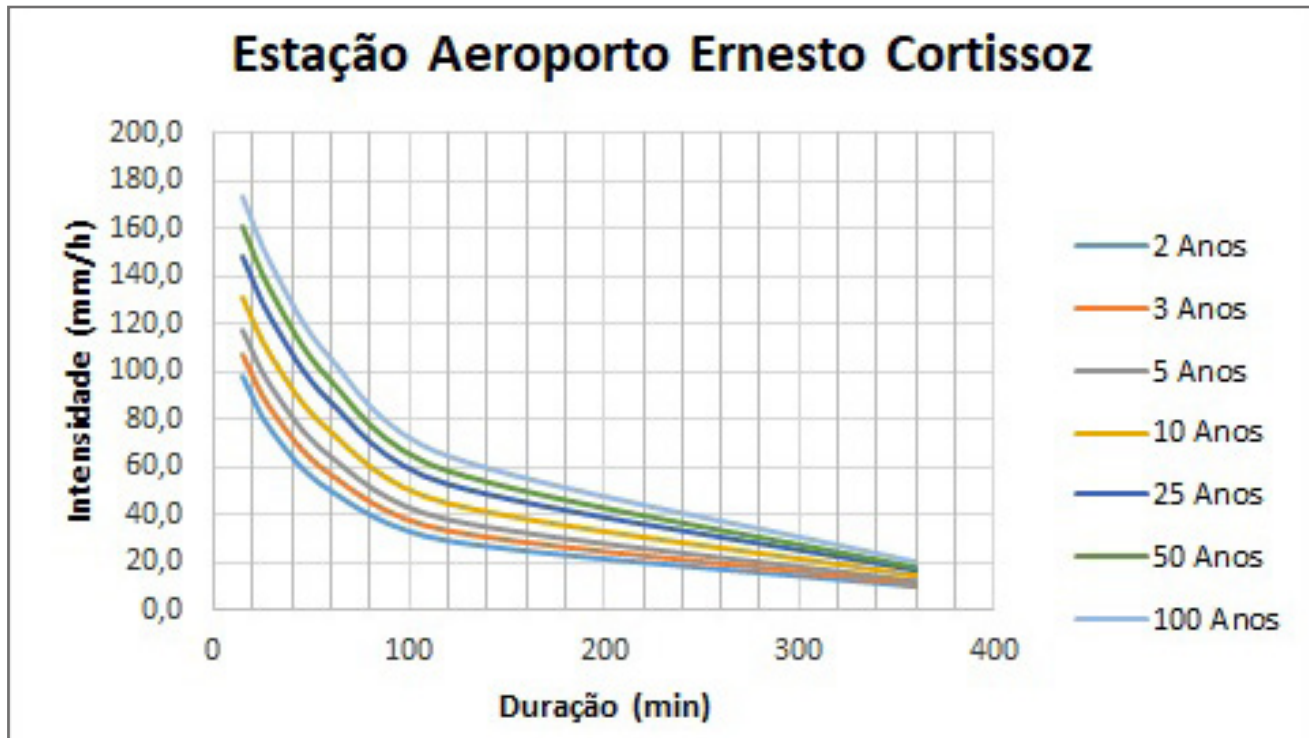


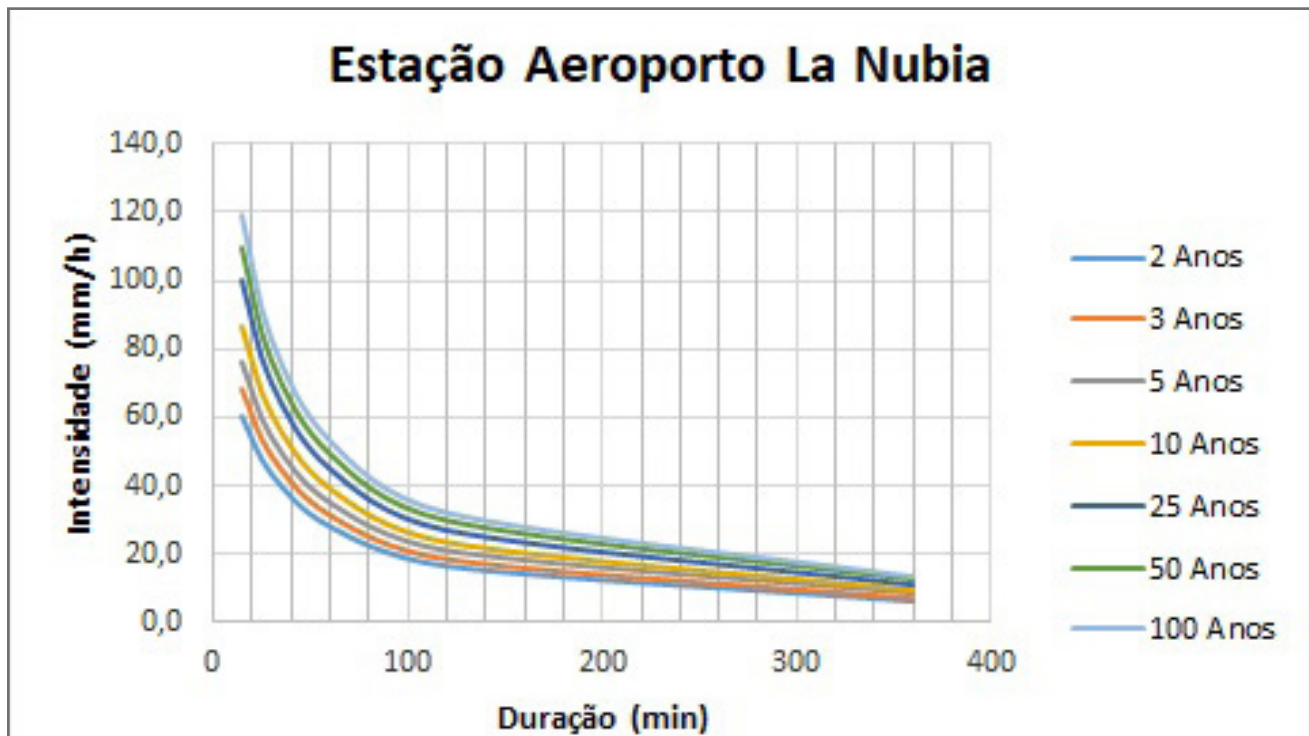
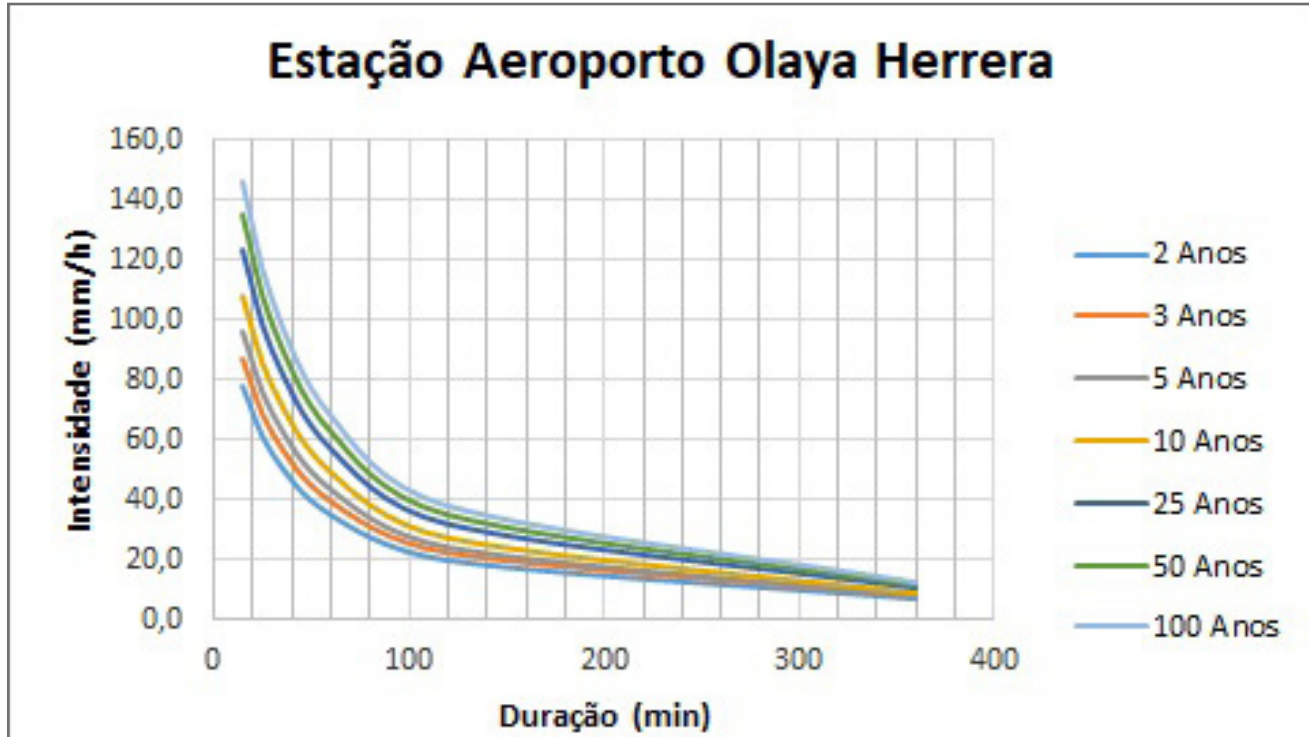
ANEXO C

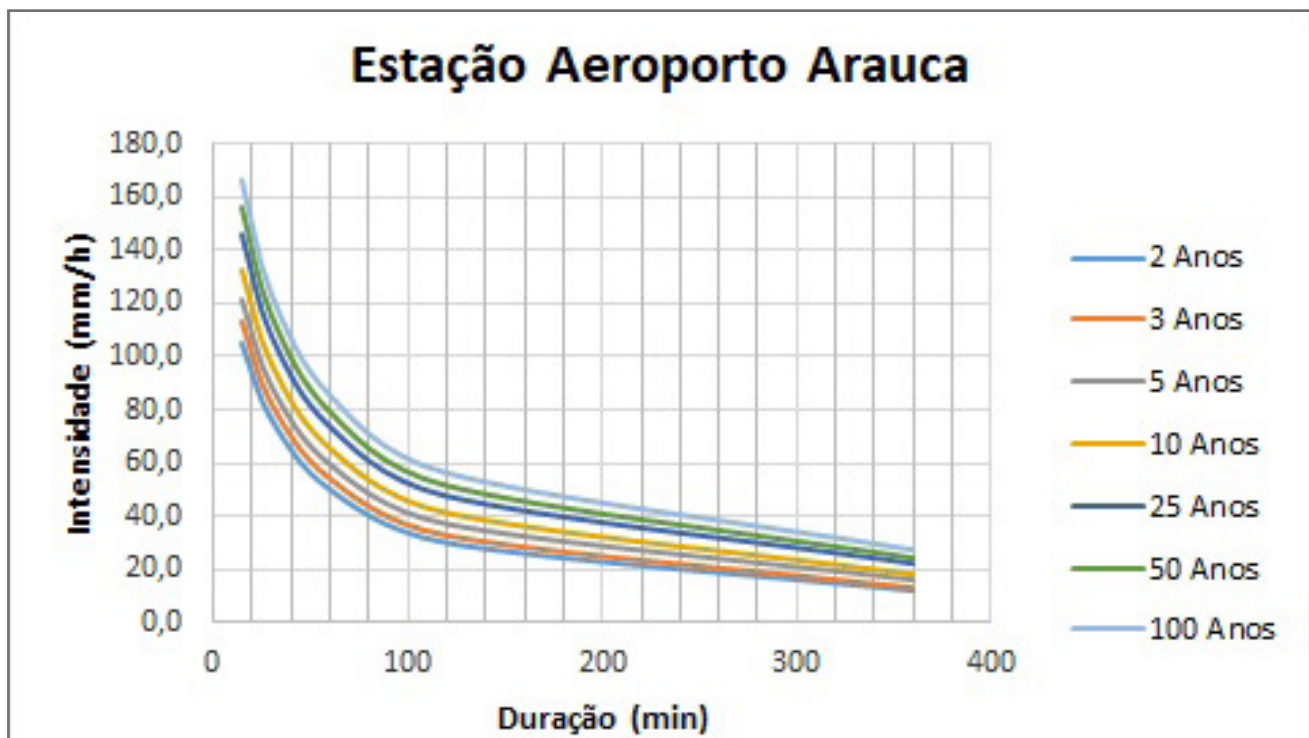
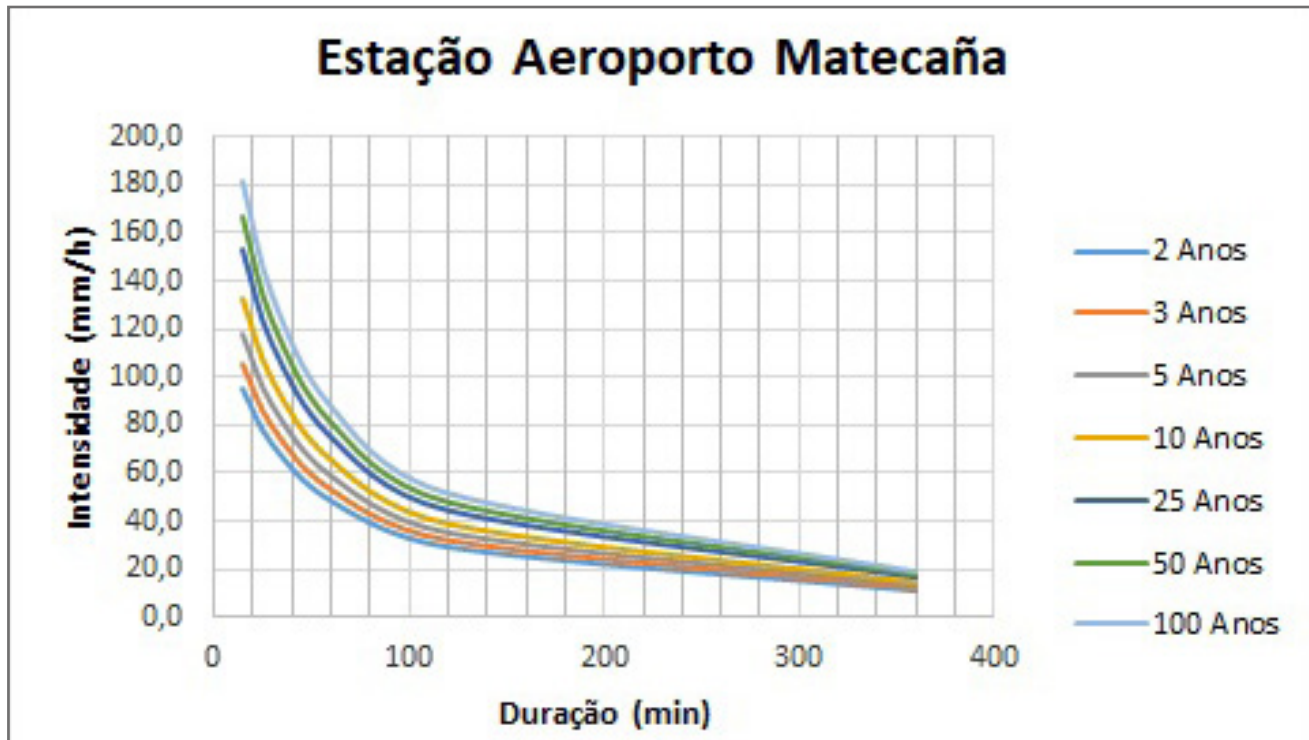
Curvas IDF Colômbia

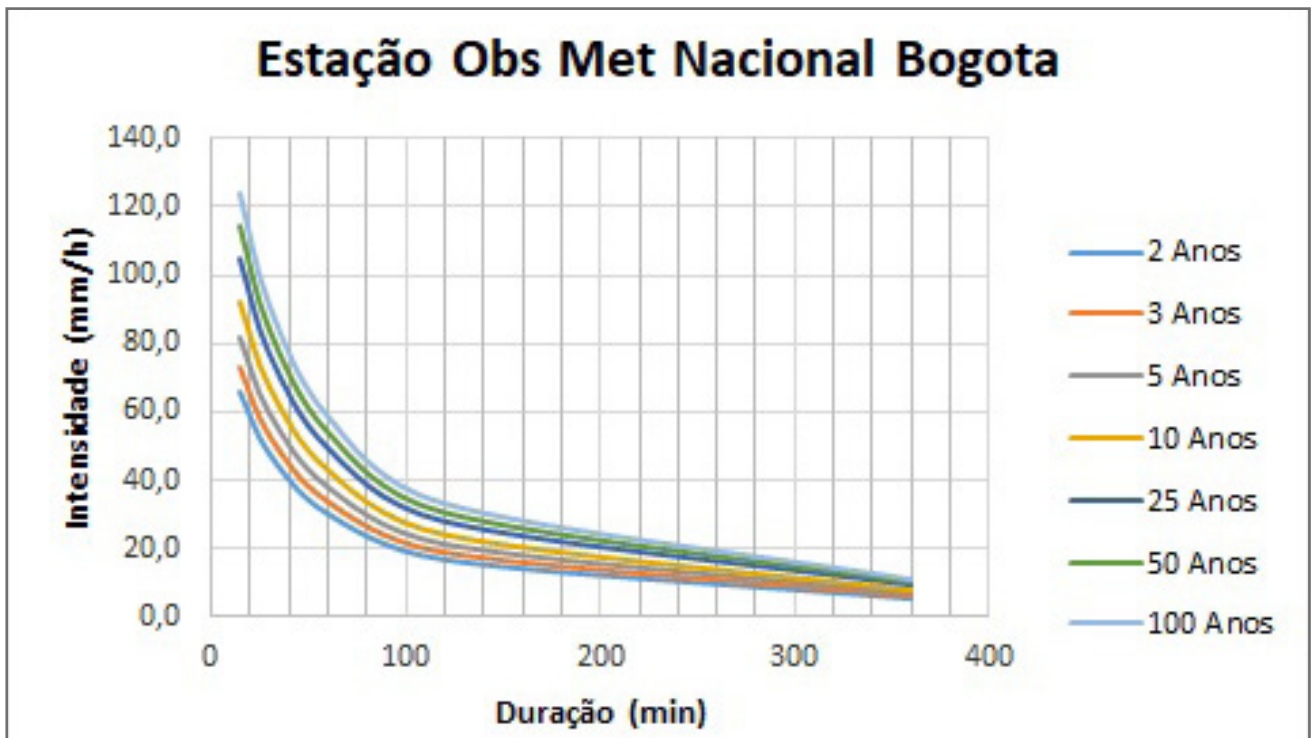
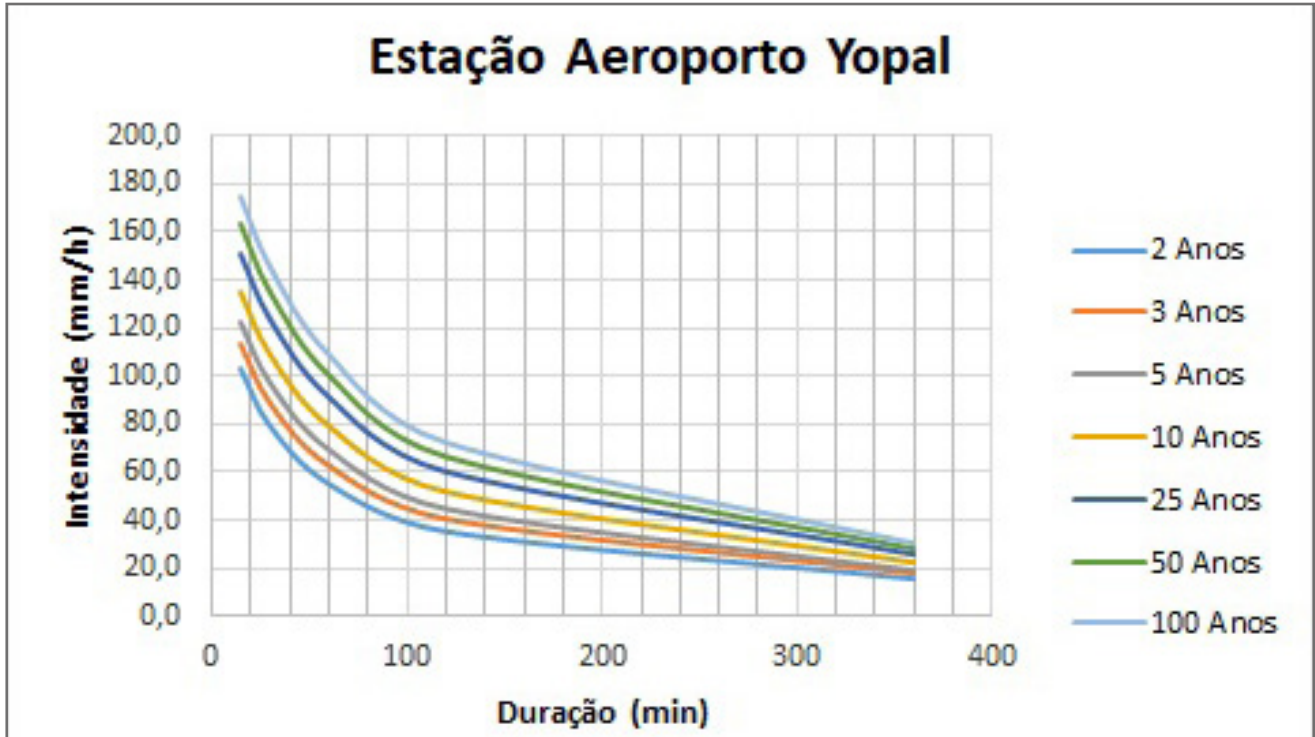


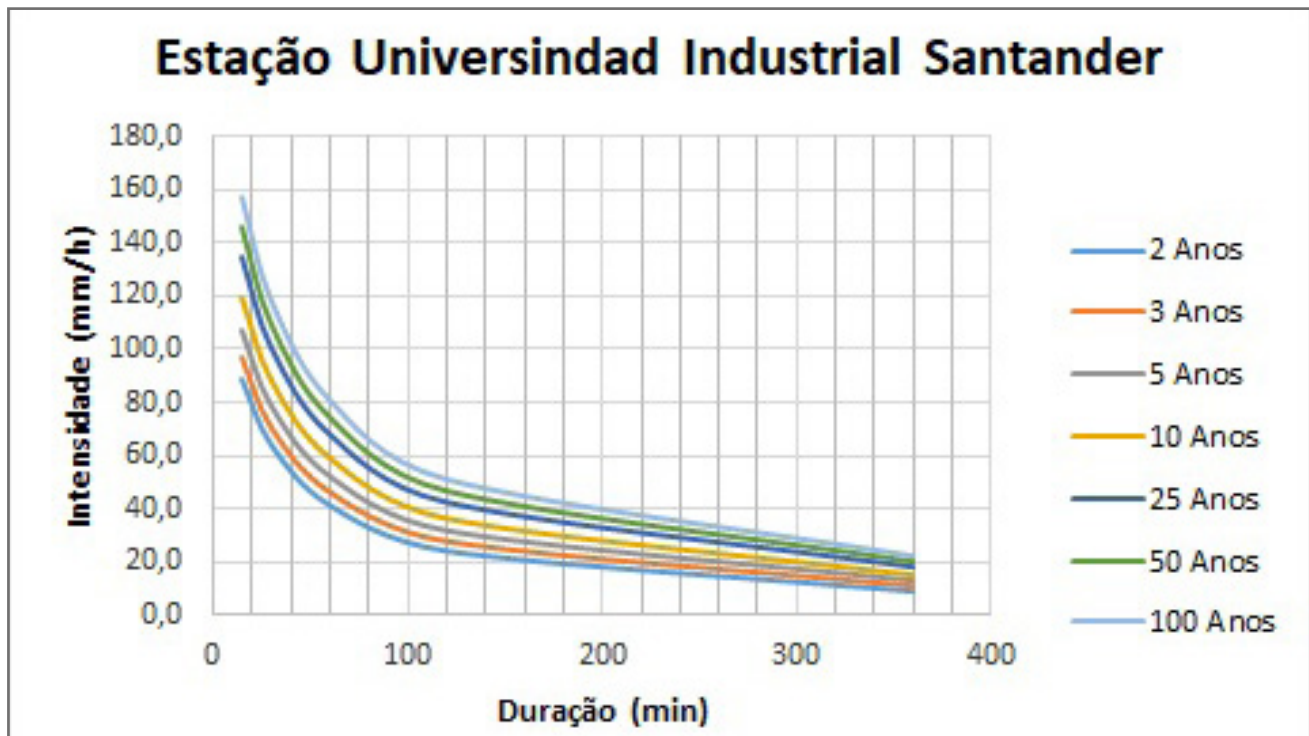
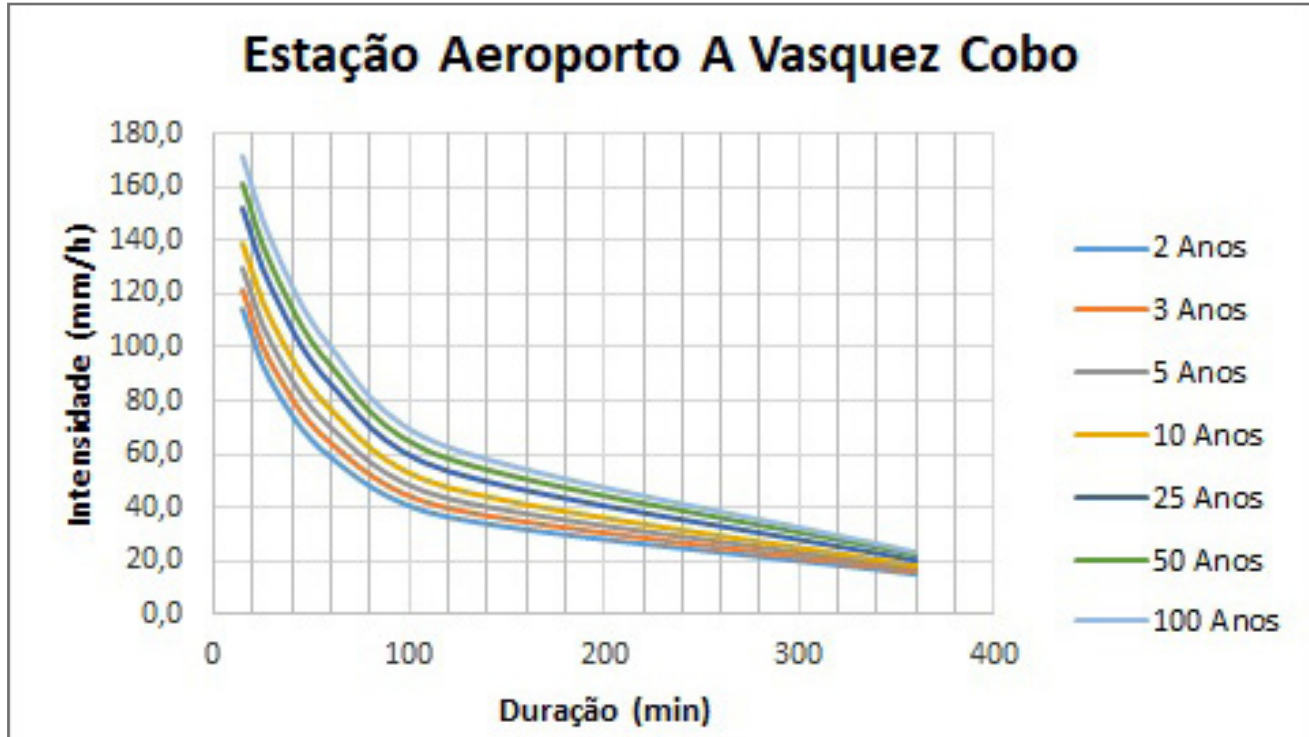


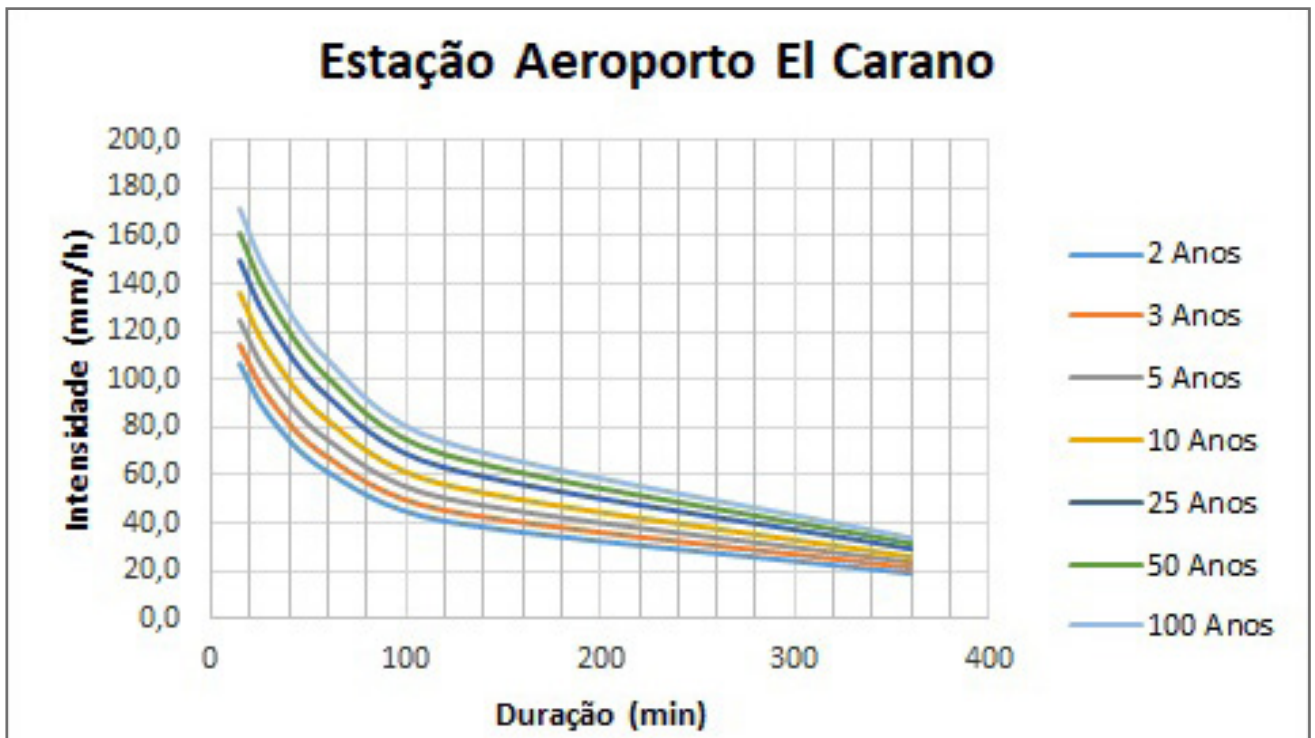
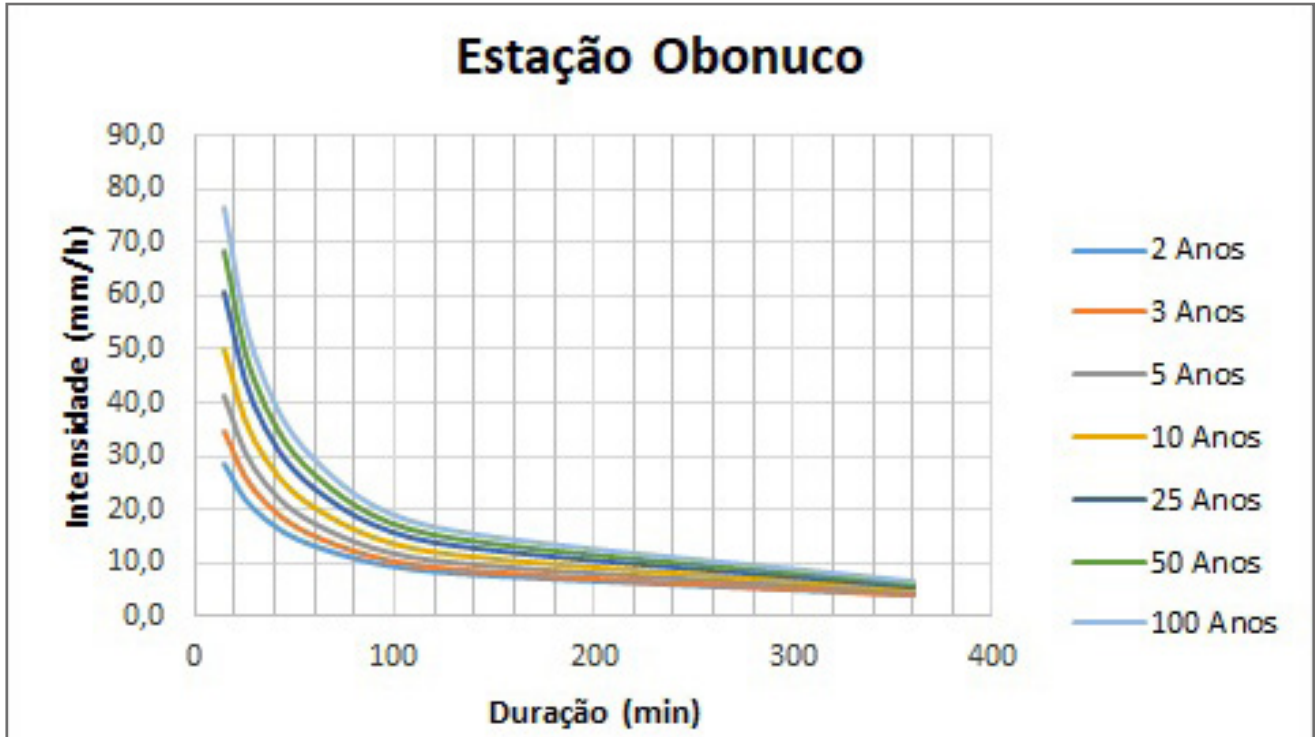


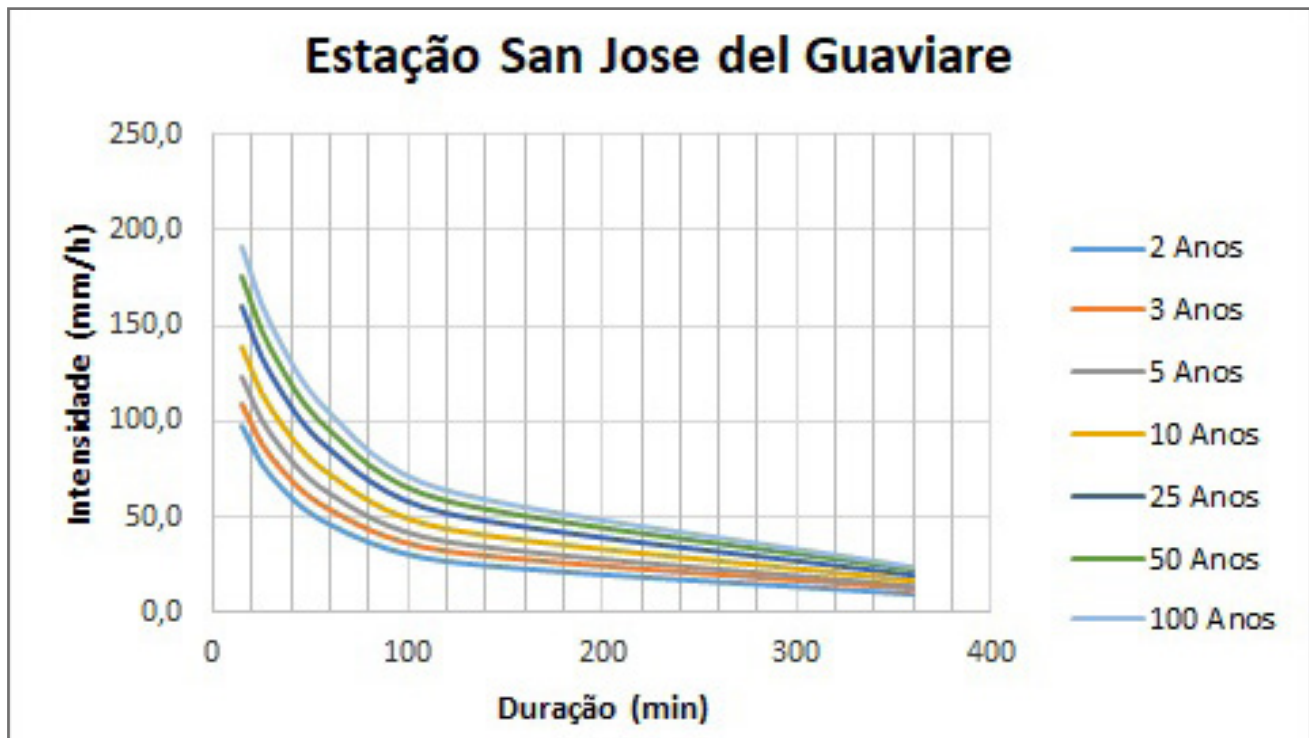
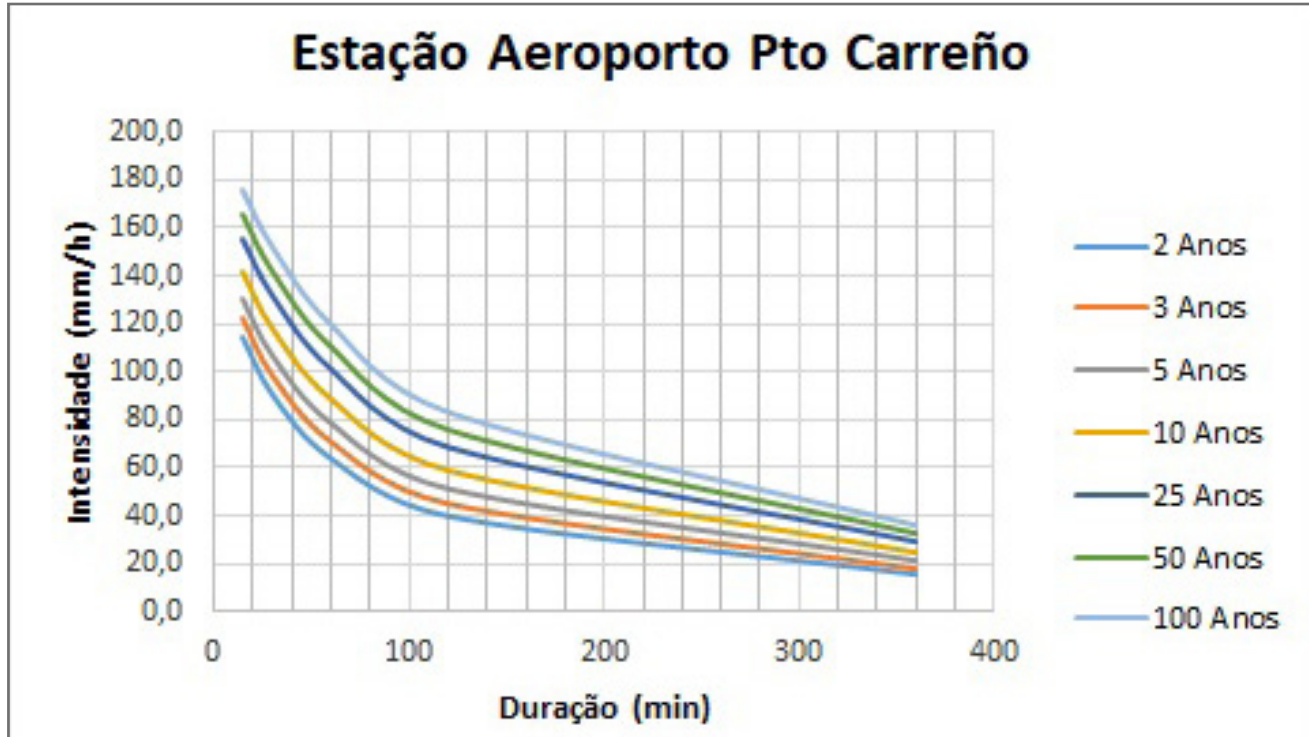


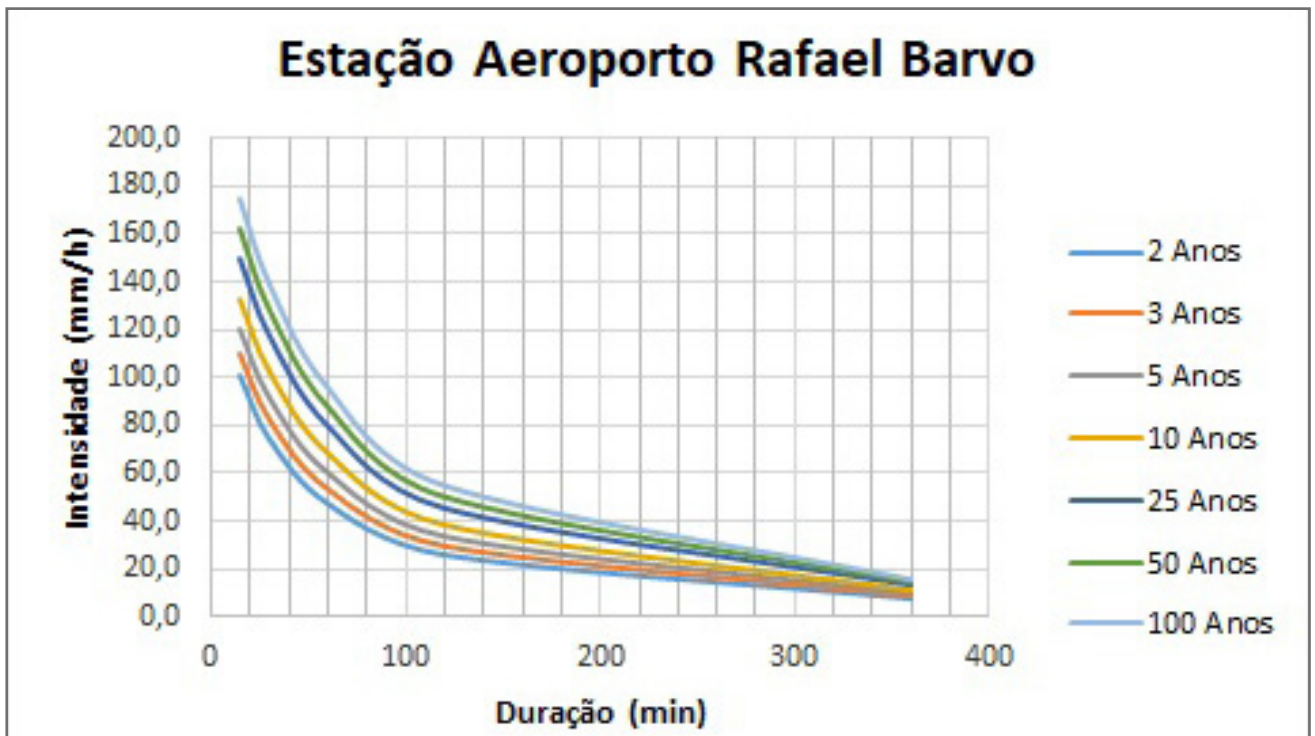
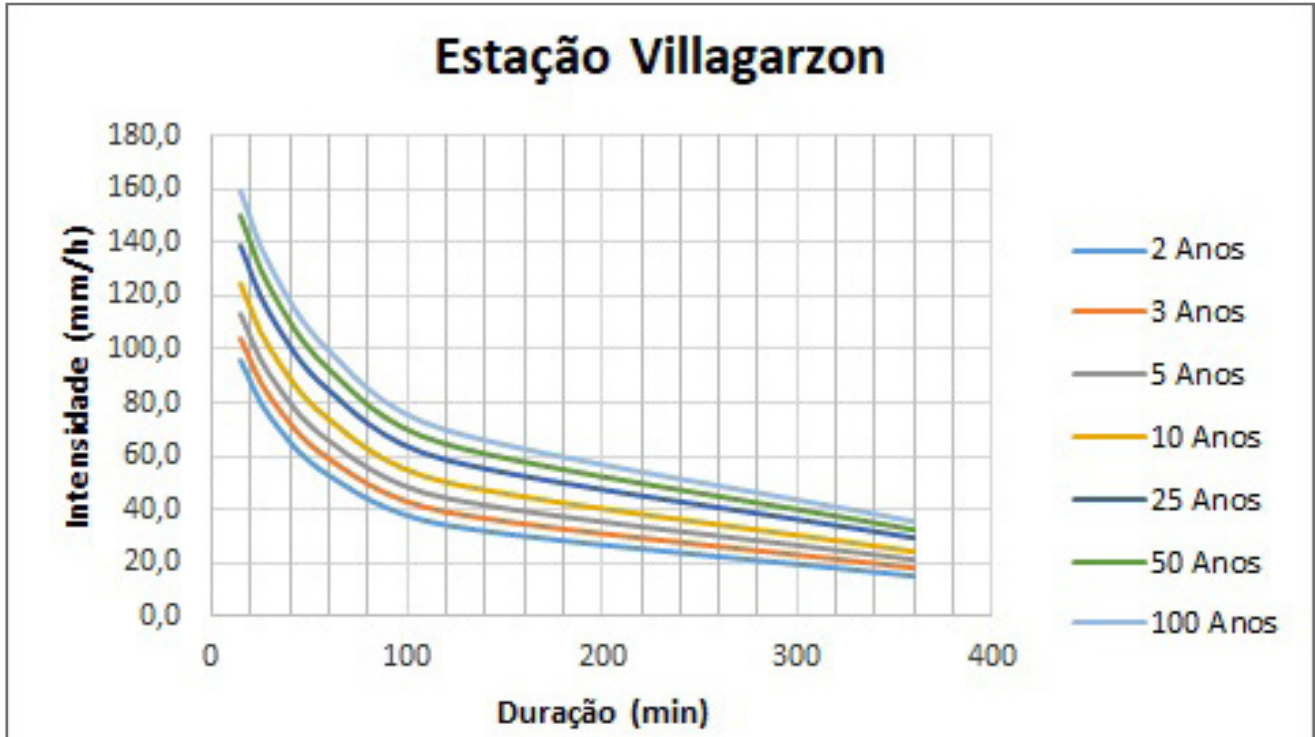


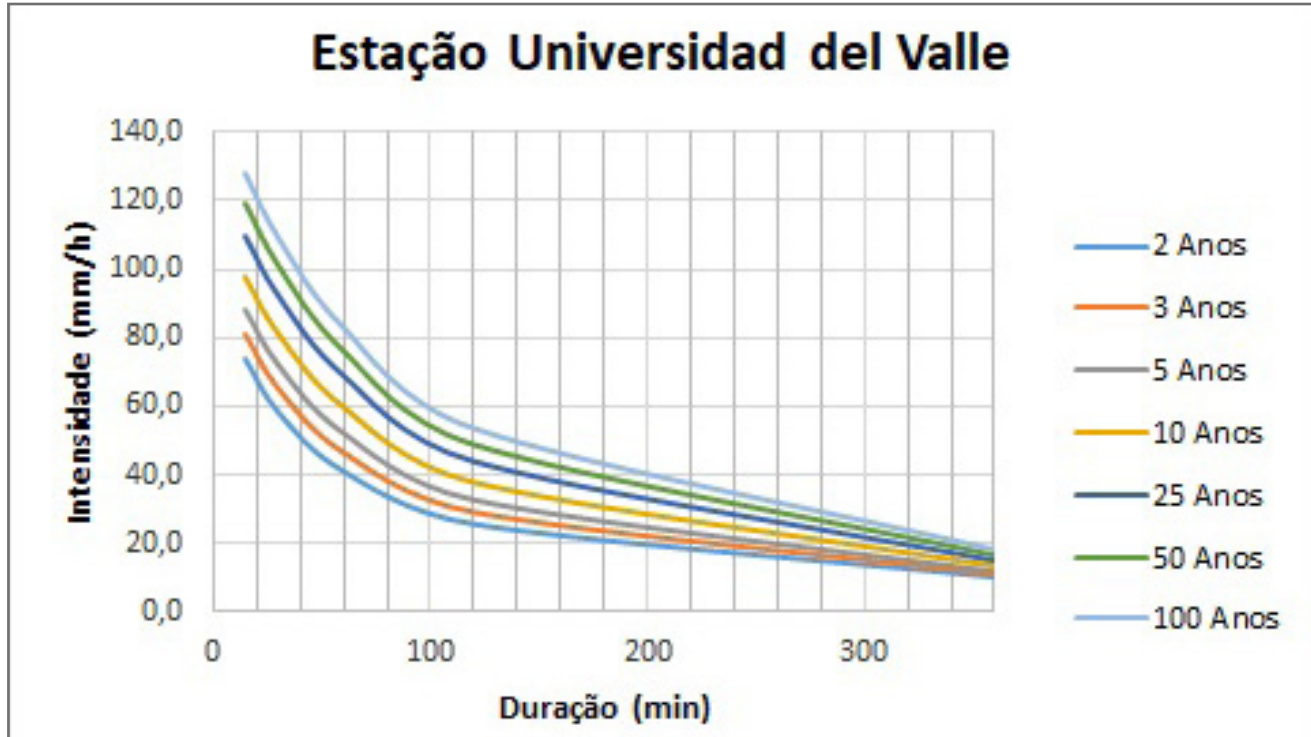












Todos os gráficos do Anexo C foram realizados com base nos dados obtidos do Instituto de Hidrologia, Meteorologia e Estudos Ambientais (IDEAM). Os dados foram atualizados em dezembro de 2016.

Política Geral de Privacidade, Tratamento e Proteção de dados pessoais de Mexichem Colômbia S.AS ***Em vigor desde: Maio de 2014***

MEXICHEM COLOMBIA S.A.S (en adelante MEXICHEM) es responsable de los datos personales e información que le suministran sus clientes actuales, pasados y potenciales, aliados comerciales, proveedores, visitantes y colaboradores, (en adelante, los Titulares). En la presente Política de Privacidad se establecen las finalidades, medidas y procedimientos de las bases de datos de MEXICHEM, así como los mecanismos con que los Titulares cuentan para conocer, actualizar, rectificar, suprimir los datos suministrados o revocar la autorización que se otorga con la aceptación de la presente política. La adquisición de los productos y servicios ofrecidos en alguno de nuestros puntos de venta o distribuidores (en adelante, los Productos y Servicios), la celebración de contratos con MEXICHEM, el diligenciamiento de formatos, el ingreso a las instalaciones de MEXICHEM y/o la aceptación expresa o inequívoca de las presentes políticas, implica la aceptación de los Titulares de la presente Política de Privacidad y su autorización para los usos y otros tratamientos que aquí se describen.

1. RESPONSABLE Y ENCARGADO DEL TRATAMIENTO DE DATOS. El responsable del tratamiento de datos personales y otra información de los Titulares es MEXICHEM COLOMBIA S.A.S, con número de identificación tributaria NIT. 860.005.050-1; domicilio y dirección en la Autopista Sur No. 71-75 de Bogotá D.C, Colombia; teléfono: P.B.X (057-1) 7825000 y correo electrónico: cmsicol@mexichem.com

2. FINALIDAD DE LAS BASES DE DATOS. Las bases de datos de MEXICHEM tienen como finalidades principales **i)** la comunicación con los Titulares para efectos contractuales, informativos o comerciales **ii)** el cumplimiento de deberes legales, contables, comerciales y regulatorios **iii)** el control y la preservación de la seguridad de las personas, bienes e información de MEXICHEM **iv)** la socialización de políticas, proyectos, programas y cambios organizacionales y **iv)** la realización de análisis estadísticos, comerciales, estratégicos, financieros, sociales, técnicos, calificación de riesgo **v)** el cumplimiento del objeto social de MEXICHEM y **v)** el cumplimiento del objeto contractual o civil con los Titulares.

3. FORMA DE OBTENCIÓN Y DATOS SUMINISTRADOS. MEXICHEM podrá pedir expresamente a los Titulares o recolectar de su comportamiento los datos que sean necesarios para cumplir la finalidad de las Bases de Datos, los cuales son -entre otros- su nombre y apellidos, número de identificación, fecha de nacimiento, dirección de correspondencia, teléfono de contacto, correo electrónico, nombre del punto de venta en el cual fue atendido, antecedentes comerciales, judiciales, relaciones comerciales y familiares con otras compañías o con entidades públicas, necesidades e intereses, lugar de trabajo, huellas dactilares, fotografía o imágenes del rostro y corporales, firma, necesidades e intereses, fechas y horas de acceso a las instalaciones de MEXICHEM. Los datos podrán ser suministrados explícitamente

a MEXICHEM mediante formatos de ingreso o vinculación, recolectados personalmente a través de sus empleados, prestadores de servicios o representantes comerciales, obtenidos mediante consulta a terceros que administren bases de datos, o recolectados implícitamente de las operaciones de análisis de mercado, de grupos objetivo, adquisición de los productos o servicios que son ofrecidos por MEXICHEM, o de los comportamientos de los Titulares como reclamaciones, solicitudes de cotización, encuestas, propuestas, ofertas, visita de las instalaciones de MEXICHEM, de participación en proyectos, programas y eventos, entre otros. MEXICHEM solo recopilará y/o tratará datos considerados como Datos Sensibles en los casos permitidos por la ley. Para estos casos, los Titulares que no están obligados a suministrar los referidos datos o a autorizar su tratamiento. Una vez suministrados dichos datos y otorgado el correspondiente consentimiento, los datos serán recopilados y tratados únicamente para las finalidades descritas en la presente Política de Privacidad.

4. AUTORIZACIÓN PARA RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO DE DATOS PERSONALES Y OTRA INFORMACIÓN. Mediante el suministro voluntario de alguno de los datos personales en la forma señalada en el numeral anterior, y/o la autorización expresa verbal o por escrito, el Titular autoriza expresa o inequívocamente a MEXICHEM para recolectar sus datos personales y cualquier otra información que llegare a suministrar, así como para realizar el tratamiento sobre sus datos personales, de conformidad con esta Política de Privacidad y las normas legales aplicables.

5. TRATAMIENTO DE LOS DATOS PERSONALES ALMACENADOS EN LAS BASES DE DATOS DE MEXICHEM. MEXICHEM solo usará, procesará y circulará los datos personales y otra información de los Titulares para las finalidades descritas y para los tratamientos autorizados en esta Política de Privacidad o en las leyes vigentes. En adición a lo mencionado en otras cláusulas, el Titular expresamente autoriza a MEXICHEM para la recolección, uso y circulación de sus datos personales y otra información para los siguientes propósitos y en las siguientes circunstancias: **i)** Establecer comunicación entre MEXICHEM y los Titulares para cualquier propósito relacionado con las finalidades que se establecen en la presente política, ya sea mediante llamadas, mensajes de texto, correos electrónicos y/o físicos. **ii)** Efectuar o implementar la adquisición u oferta de productos o servicios por parte de MEXICHEM **iii)** Auditar, estudiar y analizar la información de la Base de Datos para diseñar estrategias comerciales y aumentar y/o mejorar los Productos y Servicios que ofrece MEXICHEM. **iv)** Combinar los datos personales con la información que se obtenga de otros aliados o compañías o enviarla a los mismos para implementar estrategias comerciales conjuntas. **v)** Auditar, estudiar y analizar la información de las Bases de Datos para diseñar estrategias de abastecimientos y de seguridad. **vi)** Controlar el acceso de empleados y contratistas a las instalaciones de MEXICHEM y los horarios de entrada y salida **vi)** Auditar, estudiar, analizar y utilizar la información de la Base de Datos para diseñar, implementar y desarrollar, programas, proyectos y eventos, **vii)** Auditar, estudiar, analizar y utilizar la información de la Base de Datos para la socialización de políticas, proyectos, programas, resultados y cambios organizacionales, **viii)** Suministrar la información y datos personales de los Titulares a las sociedades subsidiarias, filiales

o afiliadas a MEXICHEM, aliados comerciales o a otras sociedades o personas que MEXICHEM encargue para realizar el procesamiento de la información y cumplir con las finalidades descritas en la presente Política. **ix)** Suministrar la información y datos personales de los Titulares a aliados comerciales para que estos contacten a los Titulares para ofrecerles bienes y servicios de su interés, recibir ofertas de los titulares, invitar a la participación en programas, proyectos eventos, socializar políticas, proyectos, programas, resultados y cambios organizacionales. **x)** Realizar calificación de riesgo financiero, jurídico, comercial, reputacional y de seguridad de manera directa o a través de compañías externas, **xi)** Monitorear la información y conducta comercial y financiera **xii)** Cuando la información deba ser revelada para cumplir con leyes, regulaciones o procesos legales, para asegurar el cumplimiento de los términos y condiciones, para detener o prevenir fraudes, ataques a la seguridad de MEXICHEM o de otros, prevenir problemas técnicos o proteger los derechos de otros como lo requieran los términos y condiciones o la ley. **xiii)** Consultar, almacenar y usar la información financiera obtenida de terceros administradores de bases de datos, previa autorización expresa del Titular para dicha consulta **xv)** Las demás descritos en la presente política o permitidos en la Ley.

6. CAMBIOS EN LA POLÍTICA DE PRIVACIDAD. Cualquier cambio o modificación sustancial de las Políticas de Privacidad, será comunicado oportunamente a los Titulares mediante la publicación en nuestros portales web.

7. INFORMACIÓN Y DATOS DE MENORES DE EDAD. Por regla general, MEXICHEM no usa, ni almacena, o realiza tratamiento alguno sobre datos personales de menores de edad, salvo que fuere estrictamente necesario. Sin embargo, en caso de que por algún motivo se llegare a recopilar datos de menores de edad, MEXICHEM tendrá en cuenta el respeto y prevalencia de los derechos de los menores, su interés superior y sus derechos fundamentales, de conformidad con lo establecido en las normas de protección de datos personales.

8. ALMACENAMIENTO DE DATOS PERSONALES. El Titular autoriza de manera expresa a MEXICHEM para que almacene los datos personales de la forma que considere más segura y oportuna para la debida protección de los datos de los Titulares.

9. MEDIDAS DE SEGURIDAD PARA LA PROTECCIÓN DE LOS DATOS PERSONALES Y OTRA INFORMACIÓN. Las medidas de seguridad con las que cuenta MEXICHEM buscan proteger los datos de los Titulares con el fin de impedir su pérdida, adulteración, usos y accesos no autorizados. Para ello, MEXICHEM de forma diligente implementa las medidas humanas, técnicas y administrativas que razonablemente están a su alcance. El Titular acepta expresamente esta forma de protección y declara que la considera conveniente y suficiente para todos los propósitos.

10. DERECHOS DE LOS TITULARES. MEXICHEM informa a los Titulares que, conforme a la legislación vigente, estos tienen el derecho de conocer, actualizar, rectificar su información, y/o revocar la autorización para su tratamiento. En particular, son derechos de los titulares según se establece en el artículo 8 de la Ley 1581 de 2012: **a)** Conocer, actualizar y rectificar sus datos personales **b)** Solicitar prueba de la autorización otorgada **c)** Ser informado, previa solicitud, respecto del uso que le ha dado a sus datos personales; **d)** Presentar ante la Superintendencia de Industria y Comercio quejas por infracciones a lo dispuesto en la ley **e)** Revocar la autorización y/o solicitar la supresión del dato **f)** Acceder en forma gratuita a sus datos personales que hayan sido objeto de Tratamiento.

a. Área encargada de peticiones, consultas y reclamos. El área encargada de atender las peticiones, consultas y reclamos de los titulares para ejercer sus derechos a conocer, actualizar, rectificar y suprimir sus datos y revocar su autorización es el área de Comunicaciones de MEXICHEM.

b. Procedimiento para ejercer sus derechos. En caso de que desee ejercer sus derechos, el Titular deberá enviar un correo electrónico o físico a las direcciones de contacto establecidas en la presente Política de Privacidad. El procedimiento que se seguirá para dichas comunicaciones, serán los que se indican a continuación:

c. Peticiones y Consultas Sobre Datos Personales. Cuando el Titular de los datos o sus causahabientes deseen consultar la información que reposa en la base de datos, MEXICHEM responderá la solicitud en plazo de máximo diez (10) días hábiles. En cumplimiento a lo dispuesto en la Ley 1581 de 2012, cuando no fuere posible atender la consulta dentro de dicho término, se informará al Titular, se le expresará los motivos de la demora y se le señalará la fecha en que se atenderá su consulta, la cual no podrá superar los cinco (5) días hábiles siguientes al vencimiento del primer término.

d. Revocación de autorización, retiro o supresión de la Base de Datos y reclamos Sobre Datos Personales. Cuando el Titular de los datos o sus causahabientes consideren que la información contenida en las bases de datos debe ser objeto de corrección, actualización o supresión, o cuando adviertan el presunto incumplimiento de cualquiera de los deberes contenidos en la Ley 1581 de 2012, podrán presentar un reclamo ante MEXICHEM, el cual será tramitado bajo las siguientes reglas: **1.** El reclamo se formulará mediante solicitud dirigida a MEXICHEM con la identificación de los Titulares, la descripción de los hechos que dan lugar al reclamo, la dirección, y se anexarán los documentos que se quieran hacer valer. Si el reclamo resulta incompleto, MEXICHEM podrá requerir al interesado dentro de los cinco (5) días siguientes a la recepción del reclamo para que subsane las fallas. Transcurridos dos (2) meses desde la fecha del requerimiento, sin que el solicitante presente la información requerida, se entenderá que ha desistido del reclamo. En caso de que MEXICHEM no sea competente para resolver el reclamo, dará traslado a quien corresponda en un término máximo de dos (2) días hábiles e informará de la situación al Titular, con lo cual quedará relevada de cualquier

reclamación o responsabilidad por el uso, rectificación o supresión de los datos. **2.** Una vez recibido el reclamo completo, cuando este no pueda ser resuelto de manera expedita y siempre y cuando sea técnicamente posible, se incluirá en la base de datos una leyenda que diga "reclamo en trámite" y el motivo del mismo, en un término no mayor a dos (2) días hábiles. Dicha leyenda deberá mantenerse hasta que el reclamo sea decidido. **3.** El término máximo para atender el reclamo será de quince (15) días hábiles contados a partir del día siguiente a la fecha de su recibo. Cuando no fuere posible atender el reclamo dentro de dicho término, se informará al Titular los motivos de la demora y la fecha en que se atenderá su reclamo, la cual en ningún caso podrá superar los ocho (8) días hábiles siguientes al vencimiento del primer término. El retiro o supresión no procederá cuando exista un deber contractual de permanecer en la base de datos de MEXICHEM.

11. CONTACTO. Cualquier duda o información adicional será recibida y tramitada mediante su envío a las direcciones de contacto establecidas en la presente Política de Privacidad.

12. PERÍODO DE VIGENCIA DE LA BASE DE DATOS. Las Bases de Datos de MEXICHEM, así como los datos personales incorporados en ellas, estarán vigentes durante el plazo necesario para cumplir sus finalidades.

13. LEGISLACIÓN VIGENTE. La legislación nacional vigente en materia de protección de datos personales está contenida en la Ley 1581 de 2012, el Decreto 1377 de 2013 y la Ley 1266 de 2008 y las normas que las modifiquen o complementen.

MEXICHEM COLOMBIA SAS.

Termos e condições Geosistemas

PREDISEÑO:

La propuesta es entregada a nivel de pre-diseño, motivo por el cual, debe ser revisada y avalada por los ingenieros diseñadores o asesores del proyecto en mención, teniendo en cuenta el entorno geotécnico y las condiciones particulares del mismo.

Mexichem garantiza que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los Geosintéticos empleadas en este pre-diseño corresponden a las reportadas en las especificaciones técnicas vigentes del producto.

VENTA DE PRODUCTO CON ASESORÍA:

Mexichem cuenta con un departamento de ingeniería para asesorarlo durante todas las etapas del proyecto, desde el proceso de diseño hasta el proceso de instalación. Queda entendido que estas labores se limitan a actividades informativas, ya que el proceso constructivo, está a cargo del cliente.

SUMINISTRO DE PRODUCTO:

Mexichem responderá por hechos o actos que le resulten imputables a título de culpa grave y dolo. En todo caso, la responsabilidad máxima de Mexichem será hasta por el valor del presente contrato. Mexichem no será responsable por daños indirectos o consecuenciales ni por lucro cesante. El presente contrato no incluye servicios de asesoría, diseño, consultoría, construcción o instalación de los productos ofrecidos, y en consecuencia el cliente reconoce y acepta que en el evento de que Mexichem entregue algún tipo de información o sugerencia sobre este tipo de procedimientos, son simplemente a título informativo, y por lo tanto acepta que para realizar cualquiera de dichas actividades, acudirá a los profesionales del respectivo ramo. Queda entendido que las labores de soporte técnico y servicio en obra se limitan a actividades informativas, y por lo tanto la responsabilidad por la correcta instalación de los productos ofertados, estará a cargo del cliente.

CONTRATO DE OBRA LLAVE EN MANO:

Mexichem responderá por hechos o actos que le resulten imputables a título de culpa grave y dolo. En todo caso, la responsabilidad máxima de Mexichem será hasta por el valor de la presente Oferta/Cotización/Contrato. Mexichem no será responsable por daños indirectos o consecuenciales ni por lucro cesante.

Somos o maior fabricante de Geossintéticos da América Latina, entre em contato conosco para lhe fornecermos nosso portfólio completo de soluções ou para assessorá-lo tecnicamente sem nenhum custo.



México

Suporte ao cliente

Tel. (55) 5831 7527, Cel. (55) 7903 7776,
Cel. (55) 4346 0754 y Cel. (55) 4940 4950.

Assessoria técnica e atendimento comercial

geosinteticos@wavin.com
www.wavin.com/es-mx



Costa Rica

Suporte ao cliente

Tel. (506) 2209-3400
Fax. (506) 2209-3300

Assessoria técnica e atendimento comercial

info.costarica@wavin.com
www.wavin.com/es-cr



Guatemala

Suporte ao cliente

Tel. (502) 2410 1300

Assessoria técnica e atendimento comercial

www.wavin.com/es-gt



Honduras

Suporte ao cliente

Tel. (504) 2202 7520

Assessoria técnica e atendimento comercial

www.wavin.com/es-hn



Nicaragua

Suporte ao cliente

Tel. (505) 2266 1551

Assessoria técnica e atendimento comercial

info.nicaragua@wavin.com
www.wavin.com/es-ni



Panamá

Suporte ao cliente

Tel. (507) 3059 600

Assessoria técnica e atendimento comercial

info.panama@wavin.com
www.wavin.com/es-pa



El Salvador

Suporte ao cliente

Tel. (503) 2293 1444 / (503) 2500 9200

Assessoria técnica e atendimento comercial

www.wavin.com/es-sv



Argentina

Suporte ao cliente

Tel. (5411) 4848-8484 / 0800 444 262626

Assessoria técnica e atendimento comercial

geos@wavin.com
www.wavin.com/es-ar

Somos o maior fabricante de Geossintéticos da América Latina, entre em contato conosco para lhe fornecermos nosso portfólio completo de soluções ou para assessorá-lo tecnicamente sem nenhum custo.



Colômbia

Bogotá

Suporte ao cliente

Tel. (571) 782 5000 Ext. 1518

Assessoria técnica e atendimento comercial

ingenieriageosinteticos@wavin.com

www.wavin.com/es-co



Colômbia

Guachené

Suporte ao cliente

Cel. 322 344 7099

Assessoria técnica e atendimento comercial

ingenieriageosinteticos@wavin.com

www.wavin.com/es-co



Peru

Suporte ao cliente

Tel. (511) 627 6038 / 627 6039

Assessoria técnica e atendimento comercial

geosperu@wavin.com

www.wavin.com/es-pe



Brasil

Suporte ao cliente

Tel. +(55) 12 3946-4661.

Assessoria técnica e atendimento comercial

www.bidimwavingeossinteticos.com

An aerial photograph of a two-lane asphalt road winding through a hilly, vegetated landscape. The road curves from the bottom center towards the top right. The terrain is covered with sparse trees and shrubs. The entire image has a blue color cast. The text 'Geosoft®' is overlaid in white in the center.

Geosoft®