

DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA CON

Geosintéticos

— Décima edición —



Geosoft®

Para **Wavin** es un orgullo entregar a la Ingeniería la nueva versión de Geosoft, libro de Ingeniería "Diseño de Infraestructura con Geosintéticos" 10ª edición y Software V4.0. En estas completas herramientas consolidamos toda nuestra experiencia y conocimiento, cambiando la manera de diseñar proyectos de infraestructura.

Contribuimos a la conservación del planeta, es por esto que la nueva versión de Geosoft te la entregamos de manera digital para ayudar a disminuir la tala de bosques.

Recuerda que con nuestras soluciones queremos ayudar a construir entornos saludables y sostenibles.





TABLA DE

Contenido

Capítulos	Pág
Prólogo	18
Capítulo 1 Introducción a los Geosintéticos	21
1.1 Introducción	22
1.2 Separación y estabilización	23
1.3 Sistemas de subdrenaje	24
1.4 Refuerzo de carreteras	25
1.5 Estructuras de contención	25
1.6 Control de erosión	26
1.7 Pavimentación y repavimentación	27
1.8 Sistemas de impermeabilización	28
1.9 Geoland	29
Capítulo 2 Tipos de Geosintéticos, control de calidad y ensayos	31
2.1 Introducción	32
2.2 Tipos de Geosintéticos	32
2.2.1 Geotextiles	32
2.2.1.1 Clasificación según la composición	33
2.2.1.2 Clasificación según método de fabricación	33
2.2.1.2.1 Geotextil Tejido	36
2.2.1.2.2 Geotextil No Tejido	38
2.2.2 Geomallas Coextruidas	40
2.2.2.1 Geomallas Coextruidas Uniaxiales	41
2.2.2.2 Geomallas Coextruidas Biaxiales	42
2.2.2.3 Proceso de fabricación	42
2.2.3 Geomalla Fibra de Vidrio	43
2.2.3.1 Proceso de fabricación	44

2.2.4 Geocompuestos de drenaje	45
2.2.4.1 Geodrenes	46
2.2.4.1.1 Geodrén Planar.....	46
2.2.4.1.2 Geodrén Vial	46
2.2.4.1.3 Proceso de fabricación	47
2.2.4.2 TecDren	48
2.2.5 Geomembranas	49
2.2.5.1 Proceso de fabricación.....	50
2.2.6 Mantos para control de erosión.....	51
2.2.6.1 Mantos Temporales	51
2.2.6.2 Mantos Permanentes	53
2.2.7 Geoceldas	54
2.3. Control de calidad y ensayos de laboratorio	55
2.3.1 Control de parámetros en la producción	55
2.3.2 Valor mínimo promedio por rollo	56
2.3.3 Certificación GAI LAP.....	58
2.3.4 Ensayos de los Geosintéticos	59
2.3.4.1 Método para la determinación de la carga de rotura y la elongación de Geotextiles (método GRAB) ASTM D-4632	59
2.3.4.2 Método para la determinación de la resistencia al rasgado trapezoidal de Geotextiles ASTM D-4533.....	61
2.3.4.3 Método para la determinación de la permeabilidad al agua de los Geotextiles por medio de la permitividad ASTM D-4491	63
2.3.4.4 Método de ensayo estándar para determinar el espesor nominal de Geotextiles y Geomembranas ASTM D-5199	66
2.3.4.5 Método estándar para la determinación del tamaño de abertura aparente (TAA) de un Geotextil ASTM D-4751	67
2.3.4.6 Método de ensayo para medir el deterioro de	

Geotextiles a la exposición de luz ultravioleta y agua, (aparato del tipo arco xenón) ASTM D-4355	69
2.3.4.7 Método estándar para determinar la retención de asfalto de Geotextiles usados en repavimentaciones asfálticas ASTM D-6140	70
2.3.4.8 Método estándar para medir la masa por unidad de área de Geotextiles ASTM D-5261	71
2.3.4.9 Método de ensayo estándar para determinar la resistencia al punzonamiento estático de Geotextiles usando un pistón de prueba de 50mm de diámetro ASTM D-6241	73
2.3.4.10 Método de ensayo estándar para determinar el coeficiente de fricción suelo - Geosintético y Geosintético - Geosintético por el método de corte directo ASTM D 5321 – 02	75
2.3.4.11 Método de ensayo para determinar la tasa de flujo y la transmisividad hidráulica de un Geosintético utilizando una cabeza constante ASTM D 4716-03	77
2.3.4.12 Medida del potencial de colmatación de un sistema suelo – Geotextil por la variación del gradiente hidráulico ASTM D 5101 – 90	79
Capítulo 3 Generalidades de diseño	80
3.1 Diseño	81
3.1.1 Factores de reducción para Geosintéticos en separación y refuerzo	83
3.1.2 Factores de reducción para Geotextiles en aplicaciones de drenaje.....	85
3.1.3 Factores de reducción para geocompuestos en aplicaciones de drenaje	88
3.2 Normativa internacional	89
3.2.1 Colombia	90
3.2.2 Perú	91

3.2.3 México	92
3.2.4 Panamá	92
3.2.5 Costa Rica	93
3.2.6 Argentina	93
3.2.7 Brasil	95
3.2.8 Ecuador	96
3.2.9 Chile	97
3.3 Bibliografía	98
Capítulo 4 Estabilización de subrasantes	99
4.1 Generalidades	100
4.2 Introducción	101
4.2.1 Antecedentes	101
4.2.2 Beneficios del Geotextil	101
4.3 Funciones del Geotextil	102
4.3.1 Separación	103
4.3.2 Estabilización	103
4.4 Funciones de la Geomalla	106
4.4.1 Mecanismos de refuerzo generados por las Geomallas	106
4.4.2 Refuerzo de subrasantes	109
4.5 Funciones de la Geocelda	110
4.6 Metodología de diseño Geotextil y Geomalla	113
4.6.1 Introducción	113
4.6.2 Evaluación de cargas	114
4.6.3 Relación de módulos material granular y subrasante	115
4.6.4 Esfuerzos sobre el suelo de subrasante	116
4.7 Metodología de diseño Geocelda	119
4.7.1 Introducción	119
4.7.2 Aproximaciones iniciales de Diseño	119
4.7.3 Desarrollo de la Metodología de diseño	120
4.8 Ejemplos de diseño	127
4.9 Conclusiones	134
4.10 Bibliografía	135

Capítulo 5 Separación de subrasantes con Geotextiles en vías	136
5.1 Generalidades	137
5.2 Introducción	137
5.3 Metodología de diseño	139
5.3.1 Generalidades	139
5.3.2 Resistencia a la tensión (GRAB)	140
5.3.3 Resistencia al punzonamiento	142
5.3.4 Criterio de retención (TAA)	144
5.3.5 Criterio de permeabilidad	145
5.3.6 Criterio de supervivencia	146
5.4 Ejemplo de diseño	147
5.5 Ejemplo de relación beneficio - costo	153
5.6 Separación en vías ferreas	158
5.6.1 Metodología de diseño	158
5.7 Bibliografía	160
Capítulo 6 Refuerzo en vías con Geomallas Biaxiales Coextruidas	161
6.1 Generalidades	162
6.2 Introducción	162
6.3 Mecanismos de refuerzo generados por las Geomallas	163
6.3.1 Confinamiento lateral de la base o subbase	163
6.3.2 Mejoramiento de la capacidad portante	164
6.3.3 Membrana tensionada	164
6.4 Tipos de Geomallas	166
6.5 Metodología	167
6.5.1. Método AASHTO para pavimentos flexibles	168
6.5.1.1 Coeficiente de la capa ai	169
6.5.1.2 Coeficiente de drenaje mi	170
6.5.2 Ensayo a escala real de una estructura reforzada con Geomalla Biaxial Coextruída	171
6.6 Método AASHTO para diseño de pavimentos flexibles reforzados con Geomallas Coextruidas	176
6.7 Ejemplo de diseño	177

6.8 Bibliografía	182
Capítulo 7 Refuerzo de estructuras de pavimento con Geoceldas	183
7.1 Generalidades	184
7.2 Mecanismos de refuerzo de la Geocelda	184
7.2.1 Efecto de Confinamiento	186
7.2.2 Efecto distribución de esfuerzos	186
7.2.3 Membrana tensionada	187
7.3 Metodología de diseño	188
7.3.1 Modificación de módulos con Geocelda	190
7.3.2 Determinación del MIF (Modulus Improvement factor)	191
7.3.2.1 Modelo del Suelo - Modelo Hiperbólico de Duncan	193
7.3.2.2 Efectos de la compactación en el refuerzo con Geocelda	195
7.3.2.3 Trayectoria de esfuerzos	198
7.3.2.4 Condiciones especiales para la determinación del MIF	201
7.3.2.5 Gráficas del MIF (Modulus Improvement factor)	201
7.3.3 Inclusión del Valor del MIF en la Metodología de diseño de Pavimentos	205
7.3.4 Procedimiento de diseño	209
7.4 Ejemplo de diseño	212
7.5 Procedimiento constructivo	225
7.6 Bibliografía	230
Capítulo 8 Pavimentación y Repavimentación	231
8.1 Antecedentes	232
8.2 Categorías de daños en pavimentos flexibles	233
8.2.1 Deterioros de tipo estructural	234
8.2.2 Deterioros en superficie	235
8.2.3 Otros deterioros	237
8.3 Fisuras en superficie	237
8.3.1 Fisuras por fatiga	238
8.3.2 Fisuras por retracción	239
8.3.3 Fisuras por envejecimiento	240

8.3.4 Fisuras por reflexión.....	240
8.4 Sistemas anti-reflexión de fisuras con Geosintéticos.....	242
8.4.1 Geotextil No Tejido de polipropileno para repavimentación.....	243
8.4.1.1 Barrera Impermeabilizadora.....	244
8.4.1.2 Membrana Amortiguadora de Esfuerzos.....	245
8.4.2 Geomallas de Fibra de Vidrio.....	247
8.4.2.1 Ampliación de calzada vial.....	250
8.4.3 Geomallas Tejidas de poliéster.....	251
8.4.4 Membranas intercapa absorbentes de esfuerzos – SAMI.....	253
8.5 Asfaltos y emulsiones.....	253
8.5.1 Cemento asfáltico.....	253
8.5.2 Asfaltos líquidos.....	256
8.5.3 Emulsiones asfálticas.....	256
8.5.4 Asfaltos modificados.....	257
8.5.4.1 Polímeros.....	257
8.5.4.2 Modificación de asfaltos.....	258
8.6 Selección del Geosintético para repavimentación.....	260
8.6.1 Propagación de fisuras existentes.....	261
8.6.2 Elección del Geosintético.....	262
8.6.3 Evaluación económica.....	266
8.7 Proceso constructivo e instalación de Geosintéticos.....	269
8.7.1 Guía de instalación de Geotextiles para Repavimentación REPAV.....	269
8.7.2 Guía de instalación de Geomalla de Fibra de Vidrio para Repavimentación.....	278
8.8 Bibliografía.....	287
Capítulo 9 Sistemas de subdrenaje para vías con filtro francés.....	289
9.1 Generalidades.....	290
9.2 Introducción.....	290
9.3 Metodología de diseño de subdrenajes.....	293
9.3.1 Condiciones del flujo.....	293
9.3.2 Estimación del caudal de diseño.....	294

9.3.3 Dimensionamiento de la sección transversal.....	297
9.3.4 Selección del Geotextil como filtro.....	300
9.4 Ejemplo de diseño.....	308
9.5 Ejemplo de relación beneficio – durabilidad.....	312
9.6 Bibliografía.....	316
Capítulo 10 Sistemas de subdrenaje con geocompuestos de drenaje.....	317
10.1 Generalidades	318
10.2 Introducción	318
10.3 Metodología de diseño con geocompuestos de drenaje.....	323
10.3.1 Sitios en donde se requieren captar los fluidos.....	323
10.3.1.1 Drenaje en carreteras.....	324
10.3.1.2 Drenaje en estructuras de concreto y predial.....	325
10.3.1.3 Drenaje en campos deportivos.....	325
10.3.1.4 Drenaje en rellenos sanitarios	329
10.3.2 Estimación del caudal de diseño	330
10.3.2.1. Caudal por infiltración	331
10.3.2.2. Caudal por abatimiento del nivel freático.....	332
10.3.2.3 Caudal por infiltración en taludes y escorrentía superficial	333
10.3.2.4. Caudal total de diseño.....	333
10.3.3 Evaluación del Geotextil a usar en el Geodrén	334
10.3.3.1. Criterio de Retención (TAA).....	334
10.3.3.2. Criterio de Permeabilidad.....	335
10.3.3.3. Criterio de Colmatación	336
10.3.3.4. Criterio de Durabilidad	337
10.3.4 Cálculo hidráulico para la escogencia del geocompuesto.....	337
10.3.4.1. Evaluación según la permitividad del sistema.....	337
10.3.4.2. Evaluación de la conducción del agua en el plano del geocompuesto	339
10.3.4.3. Esfuerzo Normal Sobre el Geocompuesto	340
10.3.4.4. Gradiente Hidráulico (i).....	341
10.3.5 Sistema de evacuación de líquidos captados por el	

geocompuesto	343
10.4 Ejemplos de diseño	344
10.4.1 Sistemas de subdrenaje en una vía	344
10.4.2 Sistema de Subdrenaje en un campo deportivo	349
10.4.3 Drenaje para un muro de contención.....	360
10.4.4 Sistemas de Sub-drenaje en Predial (1).....	366
10.4.5 Sistemas de Sub-drenaje en Predial (2).....	368
10.5 Ejemplo de relación beneficio – costo	372
10.6 Bibliografía	374
Capítulo 11 Muros en suelo reforzado.....	375
11.1 Generalidades.....	376
11.2 Diseño muro en suelo reforzado.....	377
11.2.1 Variables de Entrada.....	379
11.2.2 Estados límite de resistencia o condiciones de diseño para un muro en suelo reforzado.....	382
11.2.2.1 Estado límite de resistencia – condición estática.....	382
11.2.2.2 Estado límite evento extremo I – Condición Pseudoestática.....	382
11.2.3 Factores de Estabilidad en Metodología WSD.....	382
11.2.4 Factores de Carga y Factores de Resistencia en Metodología LRFD.....	383
11.2.5 Diseño por Estabilidad Interna de un Muro en Suelo Reforzado.....	384
11.2.5.1 Diseño por Estabilidad Interna en Condición de Evento Extremo I.....	395
11.2.5.2 Materiales de Relleno para Muros en Suelo Reforzado.....	396
11.2.6 Diseño por Estabilidad Externa de un Muro en Suelo Reforzado.....	399
11.2.6.1 Deslizamiento.....	399
11.2.6.2 Volcamiento y Excentricidad.....	402
11.2.6.3 Capacidad de Carga.....	402

11.2.7 Diseño por Estabilidad Global o Compuesta.....	405
11.2.8 Sistema de drenaje interno y externo.....	407
11.2.9 Protección y/o Fachada.....	408
11.3 Ejemplo de diseño.....	413
11.3.1 Análisis de Estabilidad Interna	414
11.3.2 Análisis de estabilidad externa	418
11.3.2.1 Deslizamiento.....	420
11.3.2.2 Volcamiento.....	422
11.3.2.3 Capacidad de Carga.....	424
11.4 Bibliografía.....	426
Capítulo 12 Terraplenes o taludes reforzados.....	428
12.1 Generalidades.....	429
12.2 Introducción.....	430
12.2.1 Antecedentes.....	430
12.2.2 Beneficio de los Geotextiles en la construcción de terraplenes reforzados.....	431
12.3 Consideraciones de diseño.....	434
12.4 Procedimiento de diseño.....	435
12.4.1 Establecer las dimensiones geométricas y condiciones de carga.....	435
12.4.2 Conocer el perfil estratigráfico del suelo de fundación, y determinar las propiedades geotécnicas	436
12.4.3 Establecer las propiedades geomecánicas del suelo que se utilizará para la conformación del terraplén.....	437
12.4.4 Establecer los parámetros de diseño del Geotextil de refuerzo.....	438
12.4.5 Análisis de estabilidad de los taludes del terraplén sin refuerzo.....	439
12.4.6 Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud.....	441
12.4.7 Chequeo a la estabilidad externa	444
12.5 Ejemplo de diseño.....	447
12.6 Bibliografía.....	453

Capítulo 13 Refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos	454
13.1 Introducción.....	455
13.2 Consideraciones de diseño.....	456
13.3 Metodología de diseño.....	458
13.3.1 Establecer las dimensiones geométricas, condiciones de carga, tiempo de construcción y condiciones ambientales.....	458
13.3.2 Establecer el perfil estratigráfico, las propiedades geomecánicas del suelo de fundación y las condiciones del nivel freático.....	458
13.3.3 Obtener las propiedades mecánicas del suelo que se utilizará para la construcción del terraplén.....	459
13.3.4 Establecer los parámetros de diseño del Geotextil de refuerzo.....	459
13.3.4.1. Resistencia a la tracción disponible.....	459
13.3.4.2. Longitud de empotramiento.....	460
13.3.5 Chequeo por Capacidad Portante.....	461
13.3.6 Chequeo a la falla Rotacional de Base.....	464
13.3.7 Chequeo por desprendimientos laterales.....	466
13.3.7.1. Desprendimiento lateral del talud sobre Geotextil.....	466
13.3.7.2. Falla del Geotextil y desprendimiento lateral del talud.....	467
13.3.8 Expulsión del suelo blando.....	467
13.3.9 Asentamientos.....	468
13.4 Refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos con Geocelda.....	471
13.5 Ejemplo de diseño.....	473
13.6 Bibliografía.....	477
Capítulo 14 Refuerzo de cimentaciones	479
14.1 Introducción.....	480
14.2 Generalidades.....	481
14.3 Metodos típicos de falla en suelos de fundación reforzados.....	482
14.3.1 Falla por encima de la primera capa de refuerzo.....	483
14.3.2 Falla por tensión en el material de refuerzo.....	483

14.3.3 Falla por Pullout	484
14.3.4 Falla por creep	484
14.4 Solución de diseño	485
14.4.1 Superficie de falla	485
14.4.2 Fuerzas actuantes sobre el elemento de refuerzo	487
14.4.3 Resistencia pullout	490
14.5 Metodología de diseño de cimentaciones reforzadas.....	492
14.6 Ejemplo de diseño.....	495
14.7 Bibliografía	498
Capítulo 15 Diseño con Geomembranas.....	500
15.1 Generalidades.....	501
15.2 Introducción.....	504
15.3 Metodología de diseño Geotextil de protección	506
15.3.1 Factor de seguridad global	509
15.3.2 Factores de modificación	510
15.3.3 Factores de reducción.....	511
15.3.4 Cálculo del punzonamiento CBR del Geotextil de protección.....	513
15.4 Metodología de diseño espesor de la Geomembrana y zanja de anclaje.....	514
15.4.1 Diseño del Espesor	514
15.4.2 Estabilidad de la Cobertura del Relleno	516
15.4.3 Diseño de la Longitud y Zanja de Anclaje	518
15.4.4 Chequeo por supervivencia	519
15.5 Ejemplo de diseño Geotextil de proteccion	521
15.6 Ejemplo de diseño espesor de Geomembrana y zanja de anclaje.....	522
15.6.1 Diseño del Espesor	523
15.6.2 Estabilidad de la Cobertura del Relleno	524
15.6.3 Diseño de la Longitud y Zanja de Anclaje	525
15.6.4 Chequeo por supervivencia.....	526
15.7 Bibliografía.....	527
Capítulo 16 Control de erosión en taludes y canales	528
16.1 Introducción.....	529

16.2 Generalidades	529
16.3 Mantos para control de erosión	532
16.3.1 Metodología de diseño	536
16.3.1.1. Protección de Taludes	536
16.3.1.2 Ejemplo de Diseño para Taludes	542
16.3.1.3. Revestimiento de Canales	544
16.3.1.4. Conceptos básicos	548
16.3.1.5. Procedimiento de diseño	549
16.3.1.6. Propiedades de desempeño	550
16.3.1.7. Ejemplo de Diseño	552
16.4 Sistema G-Green	554
16.5 Bibliografía	569
Capítulo 17 Control de erosión y socavación en cuerpos de agua	570
17.1 Introducción	571
17.2 Geobags	571
17.3 Geobox	580
17.4 Geotextile Tubes	587
17.4.1 Campos de aplicación	590
17.4.2 Equipo	590
17.4.3 Tipos de llenado	591
17.4.4 Procedimiento constructivo	594
17.4.5 Recomendaciones	599
17.5 Geocolchones	599
17.5.1 Dimensiones	601
17.5.2 Características de las Geomallas	601
17.5.3 Material de lleno	604
17.5.4 Geotextil	604
17.5.5 Construcción	605
17.5.5.1 Materiales, equipos y herramientas	606
17.5.6 Geocolchón Izado	607
17.5.6.1 Corte, modulación y ensamble	607
17.5.6.2 Llenado del Geocolchón	608

17.5.6.3 Izado y ubicación del Geocolchón.....	608
17.5.7 Geocolchón in-situ.....	609
17.5.7.1 Disposición del sitio.....	609
17.5.7.2 Ensamble y llenado.....	610
17.6 Bolsacreto.....	611
17.6.1 Tipos de llenado.....	612
17.6.1.1 Llenado por gravedad.....	612
17.6.1.2 Llenado mediante equipo de bombeo.....	613
17.6.2 Equipo.....	614
17.6.3 Procedimiento constructivo.....	614
17.6.4 Recomendaciones.....	616
17.7 Flexocreto.....	617
17.7.1 Ventajas y beneficios.....	617
17.7.2 Campos de aplicación.....	618
17.7.3 Instalación.....	618
17.7.4 Preparación del terreno.....	619
17.7.5 Elaboración de costuras.....	620
17.7.6 Instalación del Flexocreto.....	621
17.7.7 Anclaje del flexocreto.....	621
17.7.8 Vertimiento del concreto o llenado del Flexocreto.....	621
17.7.9 Recomendaciones adicionales para la instalación del Flexocreto.....	622
17.7.10 Mantenimiento del Flexocreto.....	623
17.8 Protección de canales con Geocelda.....	625
17.8.1 Materiales de lleno.....	625
17.8.2 Ventajas del sistema vegetado con Geoceldas.....	627
17.8.3 Ventajas y consideraciones para el sistema de Geoceldas con concreto.....	627
17.8.4 Procedimiento constructivo.....	628
17.9 Geoland.....	633
17.9.1 Beneficios de la tecnología Geoland.....	634
17.9.2 Componentes del sistema Geoland.....	635

17.9.2.1 Cimentación.....	636
17.9.2.2 Geotextil Tejido.....	636
17.9.2.3 Geobags.....	636
17.9.2.4 Cuerpo del sistema Geoland.....	638
17.9.2.5 Fachada.....	639
17.9.3 Proceso Constructivo Típico.....	640
17.9.3.1 Adecuación del terreno.....	640
17.9.3.2 Colocación de Geotextil de refuerzo.....	640
17.9.3.3 Instalación de cimentación mediante Geobags.....	641
17.9.3.4 Fachada y Revestimiento final.....	643
17.10 Metodología general de diseño.....	644
17.10.1 Profundidad de socavación.....	644
17.10.2 Estabilidad del Talud.....	647
17.10.3 Capacidad Portante.....	650
17.10.4 Revestimiento Final.....	650
17.10.5 Materiales disponibles.....	651
Anexo A	653
Anexo B	655
Anexo C	681
Textos legales	692
Contáctanos	698

Prólogo

El agua y el suelo, dos componentes básicos del planeta, dos desafíos constantes para el desarrollo de cualquier proyecto de infraestructura; ¿cómo drenar?, ¿cómo estabilizar el suelo?, ¿cómo controlar la erosión?, o bien, ¿cómo reducir el consumo de los materiales pétreos de cantera que cada día son más costosos? Todas parecieran preguntas recurrentes dentro de cualquier proyecto de ingeniería, y es que son preguntas fundamentales porque impactan directamente en los cuatro aspectos más importantes de un proyecto civil: el costo, el tiempo de construcción, la durabilidad y el impacto ambiental, que son justamente las mayores ventajas de la tecnología de los Geosintéticos, eje principal del presente libro.

La evolución, tan inherente al ser humano, no ha sido ajena al mundo de la construcción, y con el desarrollo industrial se han dado grandes transformaciones tecnológicas que han brindado alternativas donde por supuesto, los Geosintéticos han incursionado exitosamente para reemplazar los métodos tradicionales de la ingeniería, brindando grandes beneficios. Los objetivos de desarrollo sostenible del mundo involucran aspectos como el cambio climático, infraestructura y ciudades sostenibles, lo que implica creatividad de parte de la ingeniería, más aún, en zonas llenas de retos en términos de desarrollo social y ambiental como América Latina.

Wavin, de la mano de sus más importantes marcas (Pavco, Amanco y Bidim), cuenta con una experiencia de más de 30 años en la tecnología de los Geosintéticos, con centros de producción, operación comercial y un equipo de ingeniería altamente calificado en casi todos los países de la región, participando en todos los grandes proyectos de infraestructura y transformación de las comunidades. El compendio de ingeniería de este libro, es justamente el resultado de un trabajo de más de 20 años liderado por nuestro Departamento de Ingeniería, incluyendo metodologías de diseño globales, revisión de la literatura internacional, pero, sobre todo el cúmulo de experiencia adquirida trabajando en las condiciones particulares de nuestra región: exceso de humedad, suelos blandos y bajos presupuestos. Esta es una contribución de Wavin a la ingeniería en el mundo, es nuestra forma de transmitir todo el conocimiento que nos ha brindado el haber estado presentes por tantos años acompañando a la ingeniería en el reto de mejorar la calidad de vida en el planeta.

Hasta el capítulo tres, el libro brinda al lector una introducción al mundo de los Geosintéticos, sus aplicaciones más importantes resumidas para que cualquiera pueda sumergirse fácilmente en el uso de los materiales, además, se hace un compendio de la normatividad vigente en los diferentes países de la región, así como los aspectos técnicos y de laboratorio a tener en cuenta cuando se trabaja con este tipo de materiales.

En los capítulos cuatro al siete, el lector encuentra todo lo relacionado con algunas de las aplicaciones más importantes de los Geosintéticos: el refuerzo, la estabilización y la separación en las carreteras. Resulta sorprendente que con apenas un Geotextil de separación se puede incrementar dramáticamente la vida útil de una estructura de pavimento. Uno de los desafíos más comunes en la ingeniería local, la estabilización de suelos blandos, es abordada con metodologías internacionales, permitiendo al lector aprender a afrontar ese tipo de problemáticas con Geotextiles Tejidos, Geomallas Biaxiales o Geoceldas.

Además, se encuentran metodologías para determinar la reducción de espesores de capas de material granular como base o subbase mediante el refuerzo con Geomallas Biaxiales o Geoceldas, disminuyendo costos y el impacto ambiental que implica el uso de los cada vez más escasos materiales granulares de cantera.

Se incluyeron importantes ajustes al capítulo ocho orientado al mantenimiento vial de estructuras de pavimento asfálticas con Geotextiles y Geomallas de Fibra de Vidrio. Desde el inventario de daños en la estructura, hasta los criterios de selección del tipo de refuerzo y sus efectos reflejados en modelos de deterioro en software especializados. El capítulo recoge una necesidad cada vez más creciente en concesiones viales, aeropuertos y carreteras urbanas: ¿cómo alargar la vida útil de cada ciclo de mantenimiento de la carpeta asfáltica?

En los capítulos nueve y diez aparece el componente más importante para garantizar la durabilidad de cualquier proyecto de ingeniería: el drenaje. El agua, el recurso máspreciado del planeta, irónicamente representa un desafío cuando de construir infraestructura se trata. El lector encontrará cómo diseñar sistemas de subdrenaje adecuados para evitar daños prematuros, abarcando problemas básicos como el exceso de presión de poros, reblandecimiento de los granulares en carreteras, humedad y hasta presiones hidrostáticas en muros de contención y sótanos.

Cambios importantes en esta versión fueron incluidos para todas las aplicaciones relacionadas con estructuras de contención y terraplenes, descritas en los capítulos once al trece. En una muestra más del carácter vanguardista del Departamento de Ingeniería de Wavin, se incluyó en esta edición la metodología de diseño bajo la metodología LRFD de muros en suelo reforzado, alineados con la tendencia mundial en parámetros de diseño, además, se complementó la metodología de terraplenes sobre suelos blandos incluyendo criterios adicionales de revisión.

En el tramo final del libro, se hicieron importantes modificaciones como la revisión y reestructuración de los capítulos sobre control de erosión en taludes, costas y riberas de ríos. Las grandes innovaciones en protección ante cuerpos de agua mediante tecnologías especializadas e ingeniería a la medida se resumen en el sistema Geoland, un desarrollo totalmente adaptado a las condiciones, presupuestos y requerimientos de los países latinoamericanos para enfrentar el desafío del cambio climático.

Este compendio es una invitación a la innovación como el camino más adecuado para lograr hacer “más con menos”, y los Geosintéticos lo han demostrado con creces, ya que son una alternativa a las tecnologías tradicionales para reducir costos, tiempos de construcción y el impacto ambiental en los proyectos, conforme a nuestro propósito corporativo global: *“Construir entornos saludables y sostenibles para impulsar la vida alrededor del mundo”*.



Capítulo 1

INTRODUCCIÓN A LOS
Geosintéticos

1.1 Introducción

Los Geosintéticos surgieron como la respuesta a una necesidad cada día más frecuente en la ingeniería civil: **la sustentabilidad ambiental y económica de los proyectos**. Hoy en día se está empezando a tener conciencia de la importancia de reducir el uso de recursos no renovables. Desde entonces se iniciaron investigaciones permanentes de la mano de las más prestigiosas universidades e institutos, convirtiendo a los Geosintéticos en una industria dinámica, en constante innovación y generación de soluciones, que indudablemente, han contribuido positivamente a los más grandes e importantes proyectos de todo tipo de infraestructura en el mundo.

Podemos empezar diciendo que un Geosintético es un producto en el que, por lo menos, uno de sus componentes es a base de polímero sintético o natural, y se presenta en forma de filtro, manto, lámina o estructura tridimensional, usada en contacto con el suelo o con otros materiales dentro del campo de la geotecnia o de la ingeniería civil. ¿Pero cuál realmente es su aplicación en el día a día de los proyectos de infraestructura en nuestro país?

En las obras nos encontramos con un sinnúmero de retos que debemos solucionar para poder llevar a cabo un proyecto, problemas de suelos inestables, altos costos de materiales granulares, carreteras deterioradas, sistemas de drenaje deficientes, infiltraciones, procesos erosivos altos, inundaciones, etc. A pesar de estas situaciones, los Geosintéticos son una serie de productos y soluciones que facilitan y permiten el desarrollo de proyectos de forma rápida, rentable y amigable con el medio ambiente, manteniendo al menos los mismos estándares de calidad que cuando usamos tecnología tradicional. Muchas de las obras que antes no se podían construir, o cuyo costo era muy alto para ser ejecutadas, hoy en día pueden desarrollarse con la ayuda de Geotextiles, Geomallas, Geodrenes, Mantos, Bolsacretos, Geobolsas, Flexocretos, Geomembranas, Geoceldas y más soluciones que se siguen desarrollando en la medida que los proyectos lo van requiriendo.

La forma en que los Geosintéticos logran trabajar tan efectivamente en los proyectos que implica manejo de suelos y de agua, es gracias a sus propiedades de alta resistencia a la tensión, excelente comportamiento hidráulico, gran durabilidad, alta resistencia química y biológica, y facilidad de construcción. Los Geosintéticos son la mejor alternativa para reemplazar las soluciones tradicionales en la ingeniería civil y en la geotecnia, **ya que son más sostenibles y rentables, generando importantes beneficios económicos y técnicos en el desarrollo de cualquier proyecto de infraestructura**. Además, minimizan el impacto ambiental al reducir la explotación de materiales pétreos no renovables y emisión de gases efecto invernadero (CO₂).

Dentro de las principales aplicaciones de los Geosintéticos tenemos: separación y estabilización,

sistemas de subdrenaje, refuerzo de carreteras, pavimentación y repavimentación, estructuras de contención, control de erosión, sistemas de impermeabilización y Geoland (**ver capítulo 17**).

1.2 Separación y estabilización

Uno de los problemas más frecuentes en la ingeniería civil es la construcción de carreteras, locaciones o terraplenes sobre suelos blandos, debido a la alta deformabilidad de la subrasante y la contaminación de los materiales granulares. La tecnología de los Geosintéticos es más eficiente, ambientalmente amigable y económica para estabilizar suelos problemáticos.

El uso de Geosintéticos para estabilizar suelos blandos:

- Reduce los espesores de material granular al reemplazar parte del aporte estructural de estos, por el aporte a la tensión del Geotextil.
- Evita la contaminación de las capas granulares, puesto que genera una barrera de separación con los suelos finos de la subrasante.
- Reduce los tiempos de construcción y costos finales del proyecto al ser una tecnología más eficiente que los métodos tradicionales como rajón, empalizadas o reemplazos de material granular.



▲ Separación y estabilización con Geotextil Tejido | Vía Patio Bonito, Bogotá, Colombia.

1.3 Sistemas de subdrenaje

El agua es uno de los desafíos de más relevancia en la ingeniería geotécnica, su excesiva presencia causa deslizamientos, deformación en las carreteras y túneles, fallas prematuras de cimentaciones o estructuras de contención, deterioro de sótanos de edificaciones, daños en campos deportivos, etc. Los geocompuestos de drenaje juegan un papel muy importante **ya que se encargan de captar y evacuar rápidamente el agua presente en las estructuras, gracias a su alta permeabilidad y gran tasa de flujo.**

El uso de sistemas de subdrenaje para la captación y evacuación del agua genera importantes beneficios a cualquier proyecto civil:

- ◆ Elimina el exceso de agua dentro de los materiales granulares que normalmente producen reblandecimiento de los mismos y generan deformaciones prematuras en estructuras de pavimento, terraplenes, muros de contención, cimentaciones y campos deportivos.
- ◆ Alivia las presiones hidrostáticas en estructuras de contención como muros, taludes y terraplenes.
- ◆ Los desarrollos recientes como los geocompuestos de drenaje han demostrado ser mucho más eficientes que las tecnologías tradicionales como el subdrenaje francés, ya que son nuevos sistemas orientados a la disminución de la explotación de agregados pétreos, menor tiempo de colmatación y una instalación más rápida.



▲ Sistema de drenaje en cimentaciones con TecDren | Edificio Sigma, Bogotá, Colombia.

1.4 Refuerzo de carreteras

En la construcción de carreteras se presentan frecuentemente problemas como las grandes distancias para la consecución de materiales granulares incrementando los costos del proyecto, o el aumento en los esfuerzos generados por el alto tráfico a las que son sometidas las carreteras y que pueden traer problemas de fallas estructurales. Es allí donde los Geotextiles Tejidos, Geomallas Biaxiales Coextruidas y Geoceldas son la mejor alternativa para disminuir los espesores granulares y mejorar las propiedades mecánicas de los materiales.

El uso de Geosintéticos para el refuerzo de carreteras:

- ✔ Controla los esfuerzos transmitidos por las cargas y los distribuye en un área mayor.
- ✔ Reduce las deformaciones sobre la capa de rodadura otorgando mayor vida útil a las estructuras de pavimento y ahorros en rehabilitaciones.
- ✔ Minimiza el impacto ambiental al reducir la explotación de materiales pétreos no renovables.



▲ Refuerzo de estructura de carretera con Geomalla Biaxial Coextruida | Autopista Cardel - Poza Rica - Tramo Laguna Verde, Veracruz, México.

1.5 Estructuras de contención

Uno de los problemas más comunes de la geotecnia es la conservación de las dimensiones de la banca de la carretera y el desarrollo de áreas planas para la construcción de diferentes obras civiles, conservando la estabilidad de los taludes. Una de las soluciones más viables económica y técnicamente

son las estructuras de contención conocidas como Muros en Suelo Reforzado con Geosintéticos, las cuales **aprovechan la resistencia a compresión del suelo y la resistencia a la tensión del Geosintético.**

El uso de Geosintéticos en la construcción de estructuras de contención:

- ◆ Permite la construcción de terraplenes de carreteras o ampliación de estas usando materiales de sitio.
- ◆ Conformar las rampas de acceso a puentes con taludes completamente verticales.
- ◆ Refuerza el suelo en terrazas residenciales, en laderas y en toda obra donde se requiera un talud con pendientes mayores a las que permite el ángulo de reposo natural del suelo.
- ◆ Reemplaza soluciones con tecnologías tradicionales como muros en concreto, los cuales tienden a ser mucho más costosos, pesados y con mayores tiempos de construcción.



▲ Muro en Suelo Reforzado con Geomalla Uniaxial | Vía Ruta del Sol Sector 1 Km 57, Colombia.

1.6 Control de erosión

La erosión es un problema que anualmente requiere una inversión importante de tiempo y dinero, para la reconstrucción de taludes, canales y márgenes de ríos, los cuales han sido erosionados por efectos del cambio climático, socavación producida por cuerpos de agua, escorrentías superficiales y la contaminación que afecta la capa vegetal. **Para contrarrestar este fenómeno es importante devolverle la capa vegetal al terreno y frenar el desprendimiento, transporte y depósito del suelo.**

El uso de Geosintéticos en el control de erosión:

- ◆ Protege el suelo y ayuda a revegetar y disminuir el desprendimiento, transporte y depósito del suelo. Le devuelve la piel al talud.
- ◆ Protege zonas adyacentes a cuerpos de agua evitando los procesos de socavación.
- ◆ Ayuda a conformar estructuras como espolones, rompeolas, diques, entre otros.
- ◆ Permite el revestimiento de canales.
- ◆ Da una apariencia más natural y acorde con el diseño paisajístico del proyecto, en comparación con soluciones como concreto lanzado, hexápodos, gaviones, etc.



▲ *Revegetación talud con Manto Permanente TRM | Vía Ruta del Sol Sector 2 Km 75, Colombia.*

1.7 Pavimentación y repavimentación

Dentro de cualquier proceso de pavimentación o repavimentación de una vía, el exceso de humedad, la aparición de fisuras y deformaciones son fenómenos que afectan la durabilidad de las estructuras de pavimento y su integridad para resistir la aplicación de cargas. La aplicación de las Geomallas de Fibra de Vidrio y Geotextiles REPAV **ayuda a mitigar los problemas aumentando la resistencia a la tensión e impermeabilizando la carpeta asfáltica.**

El uso de Geosintéticos para pavimentación y repavimentación:

- ◆ Retarda la aparición de fisuras del pavimento antiguo a la nueva superficie, incrementando la vida

útil del pavimento.

- ✔ Actúa como barrera impermeable que impide el ingreso del agua a la subestructura del pavimento.
- ✔ Mejora las condiciones de estabilidad de la estructura del pavimento.
- ✔ Aumenta la resistencia a la fatiga del pavimento.
- ✔ Reemplaza a los tradicionales reparachos, que son solo paños de agua tibia y no son una solución a mediano plazo, cuando un pavimento está realmente deteriorado.



▲ *Repavimentación con Geotextil No Tejido REPAV | Autopistas de los Llanos, Villavicencio, Colombia.*

1.8 Sistemas de impermeabilización

En proyectos como reservorios, canales, lagunas de oxidación, rellenos sanitarios y túneles, uno de los grandes problemas es el control de la migración de fluidos a través de la construcción de sistemas impermeables. La Impermeabilización en las obras de infraestructura con Geomembranas y Membranas de túneles es cada día más frecuente, estas soluciones **impiden de manera eficiente la entrada de líquidos al terreno o a las obras subterráneas, garantizando durabilidad de las estructuras.**

El uso de Geomembranas y Membranas de túneles para impermeabilización:

- ✔ Evita la infiltración de líquidos contaminados al suelo y permite la construcción de sistemas impermeables.
- ✔ Cumple un papel fundamental al aislar el suelo de sustancias tóxicas como lixiviados, incluidos

ácidos, químicos, sales, alcoholes, aceites e hidrocarburos, entre otros.

- ◆ Garantiza la durabilidad y seguridad en los túneles al aumentar la vida útil del concreto de revestimiento, evitando la filtración de agua que pueda generar accidentes en el interior del túnel.



▲ Impermeabilización relleno sanitario con Geomembrana HDPE | Relleno Sanitario Lo Ángeles, Neiva, Colombia.

1.9 Geoland

Los proyectos de ingeniería civil nos retan continuamente, sobre todo cuando estos deben construirse a bordes de cuerpos de agua. La generación de áreas planas mediante la ampliación, recuperación o construcción de espacios en terrenos montañosos o en presencia de agua, es posible gracias a Geoland, **sistema flexible desarrollado a partir de la combinación adecuada de Geosintéticos.**

La integración de diferentes soluciones con Geosintéticos a través de Geoland:

- ◆ Reduce la inversión hasta un 40%.
- ◆ Disminuye el tiempo de ejecución de la obra hasta un 50%.
- ◆ Facilita la adaptación a las condiciones del sitio.
- ◆ Es amigable con el medio ambiente al utilizar material del sitio, lo que evita la explotación de materiales pétreos y contaminación por traslado de los mismos.



▲ Geoland a orillas del Río Magdalena | Centro de Eventos Puerta de Oro, Barranquilla, Colombia.



Capítulo 2

TIPOS DE GEOSINTÉTICOS,

Control de calidad y ensayos

2.1 Introducción

Para justificar el uso de un Geosintético en determinada función, se hace indispensable realizar una serie de ensayos de laboratorio, que ayuden a predecir el comportamiento de las estructuras reales en las que se va a utilizar.

Existen diferentes normativas dependiendo del país, en este capítulo se hace referencia principalmente a las normas basadas en los datos entregados por la ASTM, organización fundada en 1898, sin fines de lucro que ofrece un foro mundial para el desarrollo y publicación de estándares de consenso voluntario para materiales, productos, sistemas y servicios.

En cada norma se explicará el concepto fundamental del ensayo y equipos utilizados, con el fin de entender la importancia que tienen en las diferentes aplicaciones de los Geosintéticos.

Como complemento a los ensayos de laboratorio y en la búsqueda de una correcta utilización de los Geosintéticos, en Latinoamérica se han desarrollado algunas especificaciones para la instalación de los mismos (Ver capítulo 3).

Al igual que existen muchos tipos de Geosintéticos, existen muchas formas de fabricación para cada uno de ellos, por lo cual, a lo largo del capítulo, se describen los tipos de elaboración, los materiales de los cuales están compuestos, sus ventajas y beneficios.

2.2 Tipos de Geosintéticos

2.2.1 Geotextiles

Dentro del grupo de los Geosintéticos, tenemos los Geotextiles que son un material textil plano, permeable, polimérico (sintético o natural) que puede ser No Tejido o Tejido y que se utiliza en contacto con el suelo (tierra, piedras, etc.) u otros materiales, en ingeniería civil para aplicaciones geotécnicas e hidráulicas.



▲ Fotografía 2.1 | Geotextiles.

2.2.1.1 Clasificación según la composición

Las fibras que más se emplean para la elaboración de Geotextiles, son las sintéticas, es por ello que siempre tendemos a asociar este tipo de material con fibras o filamentos sintéticos. Sin embargo, al existir gran diversidad de aplicaciones, también se fabrican con fibras naturales y artificiales como se describen a continuación:

- 🍃 **Fibras naturales:** Pueden ser de origen animal (lana, seda, pelos...) o vegetal (algodón, yute, coco, lino...) que se utilizan para la fabricación de Geotextiles biodegradables utilizados en la revegetación de taludes, por ejemplo, en márgenes de ríos etc.
- 🍃 **Fibras artificiales:** Son aquellas fibras derivadas de la celulosa como el rayón, la viscosa y el acetato.
- 🍃 **Fibras sintéticas:** Cuando al Geotextil se le exige durabilidad, se fabrica con fibras o filamentos obtenidos de polímeros sintéticos. Los Geotextiles fabricados con estos polímeros son de gran durabilidad y resistentes a los ataques de microorganismos y bacterias. Los más empleados son el polipropileno, poliéster, polietileno, poliamida y poliacrílico.

2.2.1.2 Clasificación según método de fabricación

Gracias a la implementación de estas nuevas tecnologías, se ha ido investigando y desarrollando nuevas

formas de producir los Geotextiles, con base en la experiencia y conocimiento que se ha obtenido a través de los años, generando así un crecimiento del mercado de los Geotextiles que ha sido grande y positivo. Por estas razones, se han desarrollado muchos tipos de fibras y estilos de tejidos, tanto para uso general como para aplicaciones específicas.

Existen tres factores importantes en el momento de la fabricación de estos materiales, los cuales se exponen a continuación:

a. Clase de polímero

El polímero usado en la fabricación de un Geotextil puede ser de los siguientes tipos de resina, listados en orden de uso decreciente, según Robert M. Koerner en su libro "Designing With Geosynthetics" Sexta Edición.

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

b. Tipo de filamentos

El polímero seleccionado se transforma en un fundido por calor y presión, luego se obliga a pasar a través de un molde, de este salen fibras o una cinta plana en estado semilíquido e inmediatamente se produce un enfriamiento por aire o agua transformando el producto del molde en un elemento sólido, pero elongable. Simultáneamente el material sufre un estirado el cual reduce sus dimensiones en cuanto a ancho o espesor y ocasiona un ordenamiento de las moléculas. De esta forma se incrementa la resistencia de los filamentos en sentido longitudinal, su elongación a la ruptura disminuye y su módulo se incrementa. Modificando estas variables se pueden alcanzar una gran variedad de posibilidades de la característica Esfuerzo vs. Deformación (esos monofilamentos cuando están en forma de fibras se pueden trenzar juntos para formar una hebra multifilamento).

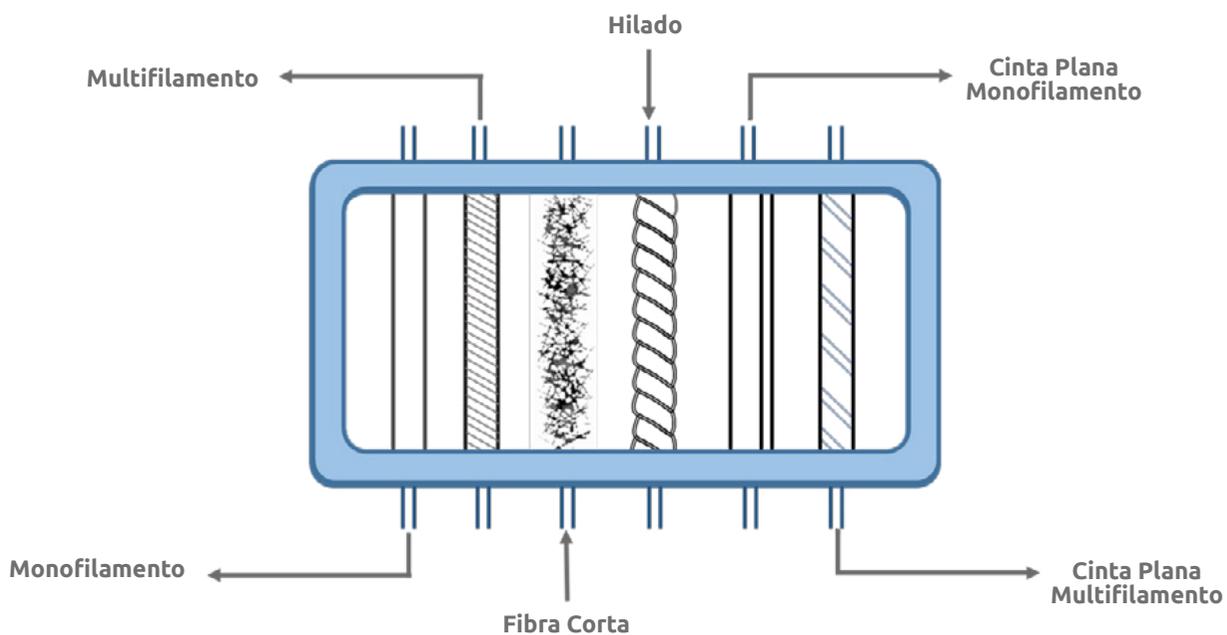
El calibre de la fibra o de la cinta se define por su denier. El denier es el peso en gramos de 9000 m de filamentos.

Las fibras pueden producirse cortadas o en filamento continuo, ambos tipos de fibra salen como un mazo de hebras del molde, en el caso de las cortadas en un paso posterior se cortan en longitudes entre 25 a 100 mm para luego ser procesadas en equipos de mezclado, cardado y punzonado, en el caso del filamento continuo simplemente se extienden y se alimentan inmediatamente al

siguiente proceso que es el punzonado.

También con esas fibras se pueden producir unos hilos entrelazados o entrelazar filamentos continuos obteniendo otras propiedades que luego serán tejidos.

El último tipo de filamentos a mencionarse son las llamadas películas o cintas “ranuradas” en el molde, las cuales se fabrican de una lámina continua de polímero que se corta en cintas mediante cuchillas y luego se enconan en carretes que seguirán los procesos de urdido y tejeduría.



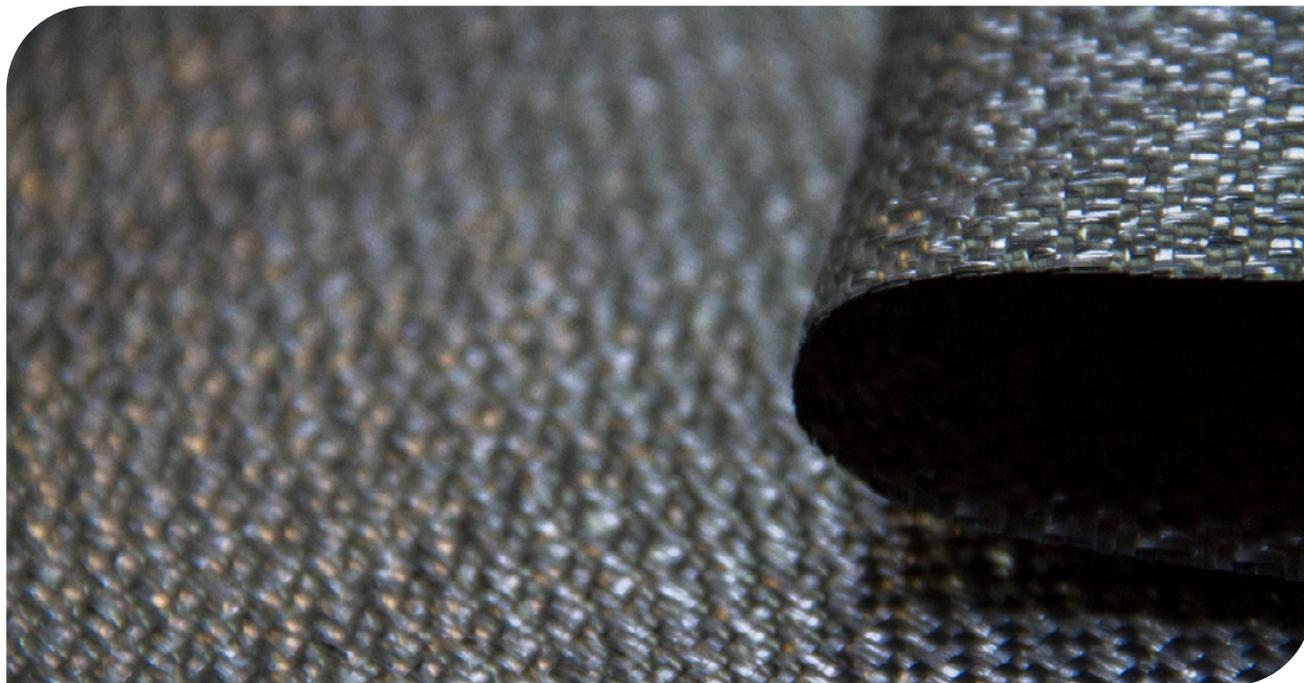
▲ *Figura 2.1 | Tipos de fibras utilizadas en la construcción de Geotextiles.*

En resumen, los principales filamentos usados en la construcción de Geotextiles son monofilamentos cortados (fibra corta), multifilamento (filamento continuo), hilos de fibras (fibra corta), hilos de filamento continuo entrelazados, hilos de multifilamentos entrelazados y cinta plana ranurada.

c. Tipo de proceso productivo

Una vez se han fabricado los filamentos, estos se convierten en telas no tejidas o tejidas dependiendo del proceso posterior, por lo cual es el producto final llamado Geotextil, entre los cuales se encuentran 2 grandes grupos que se enumeran a continuación.

2.2.1.2.1 Geotextil Tejido



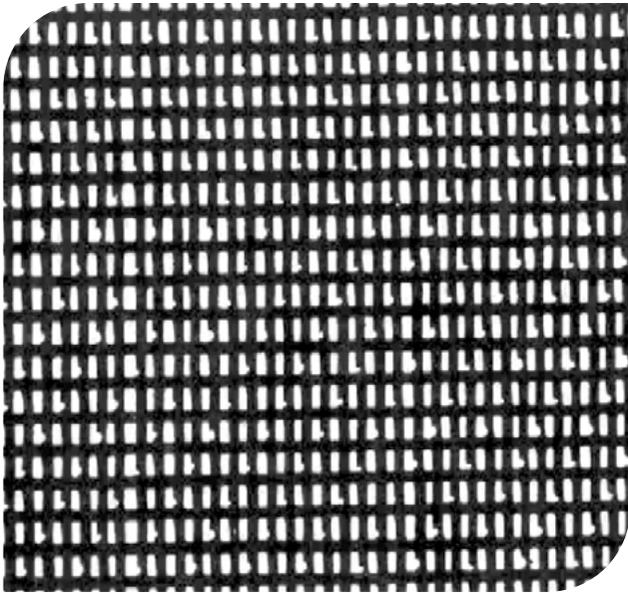
▲ *Fotografía 2.2 | Geotextil Tejido.*

Son aquellos formados por cintas entrecruzadas en una máquina de tejer. Pueden ser Tejidos de calada o tricotados.

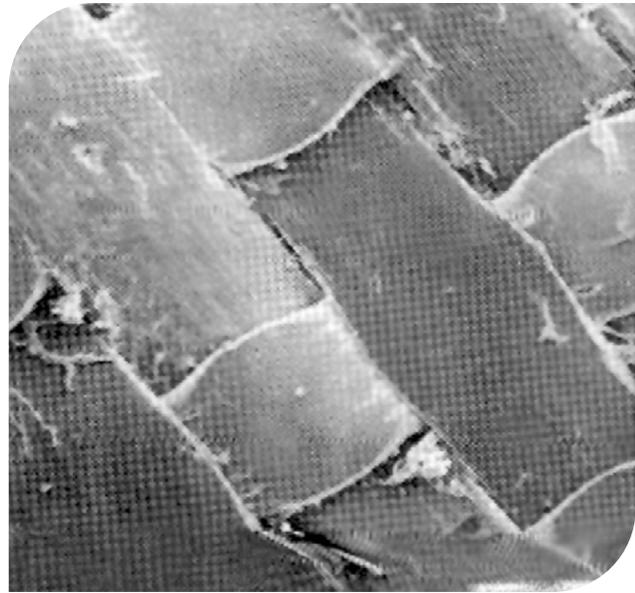
Los Tejidos de calada son los formados por cintas de urdimbre (sentido longitudinal) y de trama (sentido transversal). Su resistencia a la tracción es de tipo biaxial (en los dos sentidos de su fabricación) y puede ser muy elevada (según las características de las cintas empleadas). Asimismo, su estructura es plana.

Los tricotados son estructuras tridimensionales, fabricados con hilo entrecruzado en máquinas de tejido de punto. Su resistencia a la tracción puede ser multiaxial o biaxial según estén fabricados en máquinas tricotasas y circulares, o Ketten y Raschel.

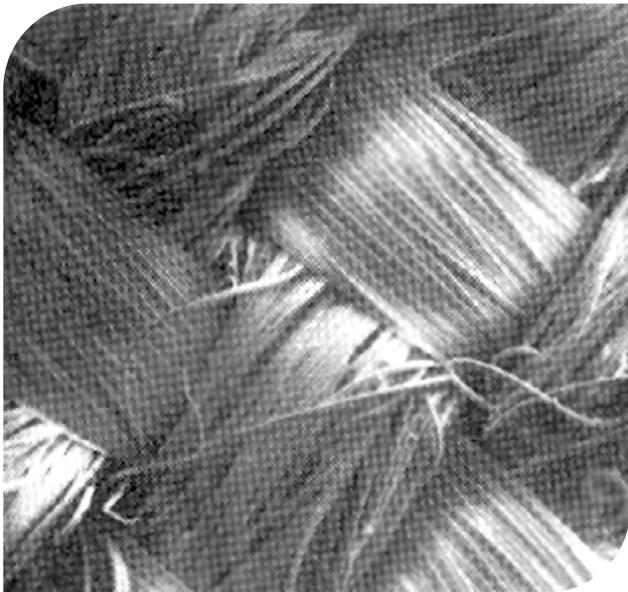
Asimismo, existen varios tipos de Geotextiles Tejidos según la forma y composición de los filamentos que al ser entrelazados forman el Geotextil, en las siguientes fotografías se observa una vista microscópica de cada uno de estos Geotextiles.



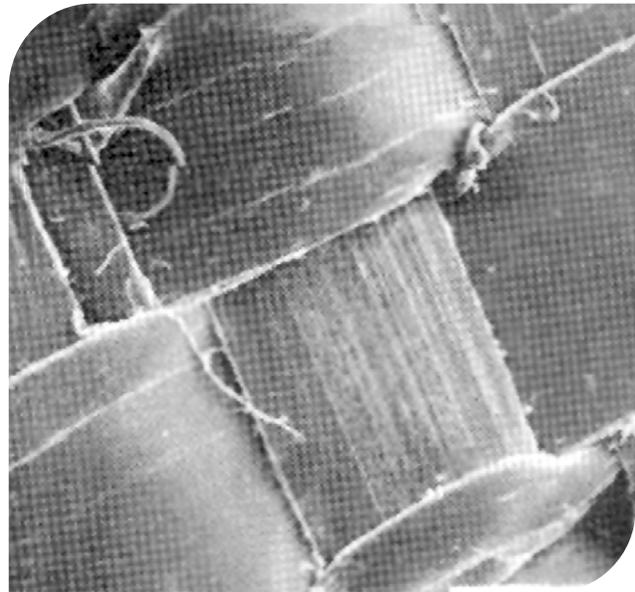
▲ Fotografía 2.3 | Geotextil Monofilamento Tejido.



▲ Fotografía 2.4 | Geotextil Monofilamento Tejido calandrado.



▲ Fotografía 2.5 | Geotextil Multifilamento Tejido.



▲ Fotografía 2.6 | Geotextil Tejido Plano.

Ventajas y Beneficios de los Geotextiles Tejidos:

- ◆ Alta resistencia a la tensión.
- ◆ Alta resistencia a la degradación química y biológica.
- ◆ Alta capacidad hidráulica, evitando la excesiva presión hidrostática.

2.2.1.2.2 Geotextil No Tejido

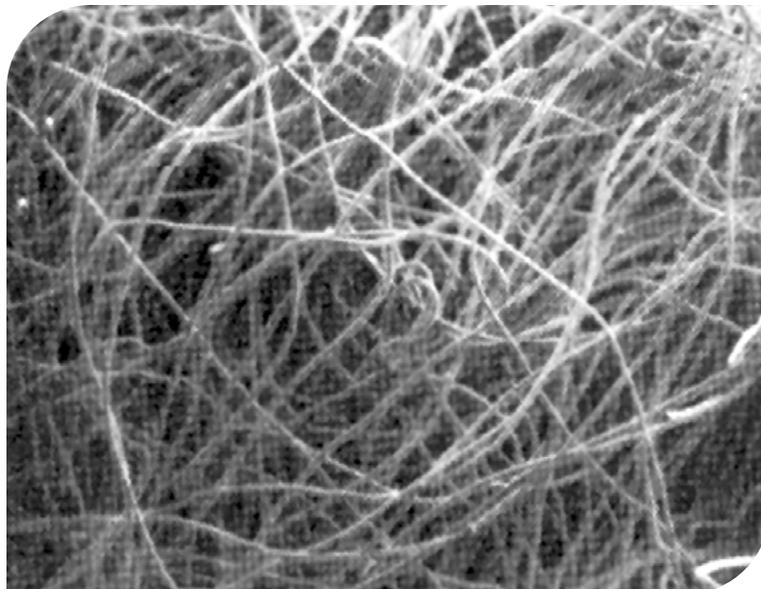


▲ *Fotografía 2.7 | Geotextil No Tejido.*

Están formados por fibras o filamentos superpuestos en forma laminar, de esta manera, la estructura se consolida por distintos sistemas (según el sistema empleado) para unir los filamentos o fibras. Los Geotextiles No Tejidos se clasifican a su vez en:

Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas:

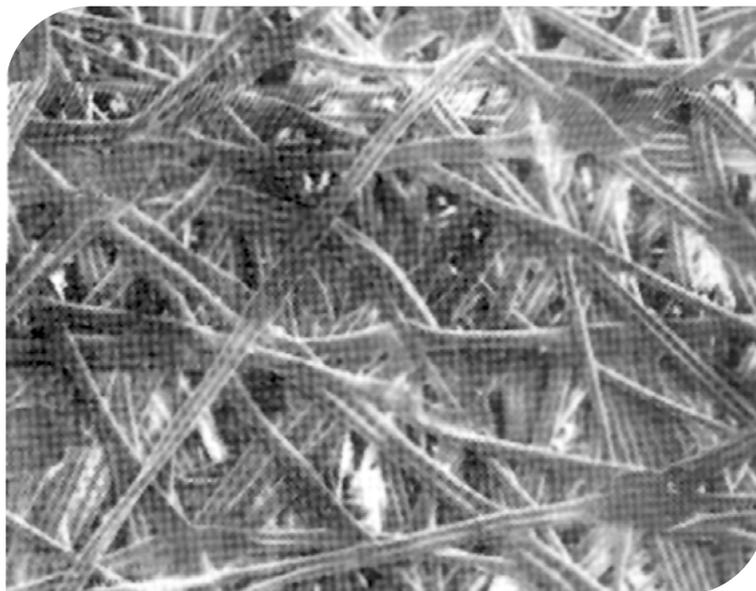
Se forman a partir de un entrelazado de fibras o filamentos mezclados aleatoriamente, conformando lo que se denomina como velo o napa, el cual se consolida al pasar por un tablero de agujas en la máquina punzonadora, dichas agujas se mueven en sentido alternativo, subiendo y bajando a altas velocidades penetrando en la napa y entrelazando las fibras, esto se obtiene porque el perfil de las agujas no es regular, sino que están provistas de unas espigas o salientes en dirección a su sentido de penetración, lo cual hace penetrar a las fibras sin llevárselas en su movimiento de retroceso. La frecuencia de golpes o penetraciones de las agujas va consolidando el Geotextil No Tejido. Los Geotextiles fabricados por este proceso tienen buenas características mecánicas manteniendo en parte el espesor de la napa el cual les confiere mayor estructura tridimensional, gran elongación (pueden estirarse desde un 40% hasta un 120% o más, antes de entrar en carga de rotura) lo que les proporciona muy buena adaptabilidad a las des-uniformidades de los terrenos, unas excelentes propiedades para protección (suele denominarse efecto colchón) y muy buenas funciones de filtración y separación. En la siguiente fotografía se observa una vista microscópica de este material.



▲ *Fotografía 2.8 | Geotextil No Tejido punzonado por agujas.*

Geotextiles No Tejidos termosoldados:

Se forman a partir de una napa o velo en la que la unión de fibras y consolidación del Geotextil se logra por fusión de las fibras y soldadura en los puntos de intersección mediante un calandrado a temperatura elevada. Su espesor y su elongación son sensiblemente inferiores a la de los agujados, por lo cual su transmisividad y permeabilidad son menores, tienen buenas propiedades mecánicas y poca flexibilidad (son algo rígidos).



▲ *Fotografía 2.9 | Vista microscópica Geotextil No Tejido unido por calor.*

Geotextiles No Tejidos ligados químicamente:

La unión entre sus filamentos se consigue incorporando ligantes químicos o resinas. Este sistema no se utiliza para la fabricación de Geotextiles de protección y separación, puesto que en su composición (de los de protección) deben evitarse elementos químicos distintos a los polímeros que pudiesen alterar sus propiedades y provoquen incompatibilidades químicas con otros materiales con los que pudiese estar en contacto. Su empleo está muy poco extendido debido a su elevado costo.

Ventajas y Beneficios de los Geotextiles No Tejidos:

- ◆ Elongación superior al 50%.
- ◆ Alta resistencia a la degradación química y biológica.
- ◆ Alta resistencia al punzonamiento.
- ◆ Baja tasa de colmatación, gracias a su porosidad mayor al 12%.
- ◆ Alta capacidad hidráulica, por eso se recomienda en sistemas de drenaje y filtrado.

2.2.2 Geomallas Coextruidas

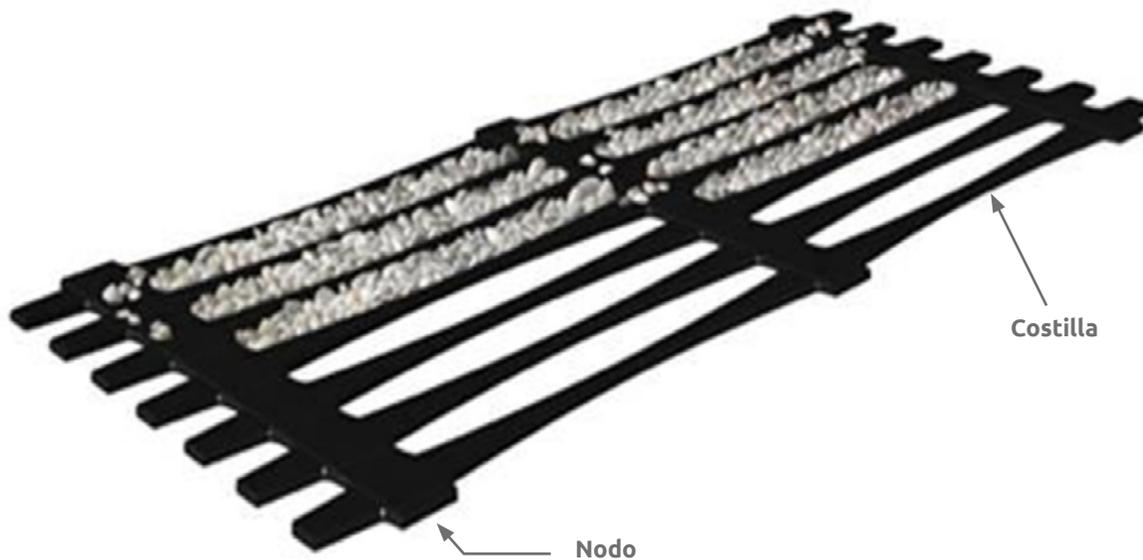


▲ *Fotografía 2.10 | Geomalla Biaxial Coextruida.*

Las Geomallas Coextruidas son estructuras bidimensionales elaboradas a base de polímeros, conformadas por una red regular de costillas conectadas de forma integrada por extrusión, con aberturas de suficiente tamaño para permitir la trabazón del suelo, piedra u otro material geotécnico circundante.

La principal función de las Geomallas Coextruidas es indiscutiblemente el refuerzo; el uso del tipo de Geomalla está ligado a la dirección en que los esfuerzos se transmiten en la estructura, por ejemplo, en aplicaciones tales como muros en suelo reforzado o en terraplenes, se utilizan las Geomallas Uniaxiales (mono-orientadas) que son Geomallas con una resistencia y rigidez mayor en el sentido longitudinal que en el transversal. Mientras que, en estructuras en que la disipación de los esfuerzos se realiza de forma aleatoria y en todas las direcciones, como por ejemplo estructuras de pavimento o cimentaciones superficiales, se utilizan Geomallas Biaxiales (bi-orientadas) las cuales no tienen una diferencia considerable frente a sus propiedades en los dos sentidos de la grilla.

2.2.2.1 Geomallas Coextruidas Uniaxiales



▲ *Figura 2.2 | Geomalla Coextruida Uniaxial.*

Las Geomallas Coextruidas Uniaxiales, son estructuras bi-dimensionales producidas de polietileno de alta densidad (HDPE) utilizando un proceso de extrusión seguido de un estiramiento unidireccional.

Este proceso permite obtener una estructura monolítica con una distribución uniforme de largas aberturas elípticas, desarrollando así gran fuerza a la tensión y gran módulo de tensión en la dirección longitudinal. La estructura de este tipo de Geomallas provee un sistema de trabazón óptimo con el suelo especialmente de tipo granular.

Este tipo de Geomallas Coextruidas de HDPE, son totalmente inertes a las condiciones químicas o biológicas que se presentan normalmente en el suelo, poseen gran resistencia a los esfuerzos de tensión. Esto, con la capacidad del suelo de absorber los esfuerzos de compresión, da como resultado

el concepto de estructura en suelo reforzado, similar al concepto del concreto y el acero de refuerzo.

2.2.2.2 Geomallas Coextruidas Biaxiales



▲ *Figura 2.3 | Geomalla Coextruida Biaxial.*

Este tipo de Geomallas son estructuras bi-dimensionales fabricadas de polipropileno, químicamente inertes y con características uniformes y homogéneas, producidas mediante un proceso de extrusión y luego estiradas de forma longitudinal y transversal.

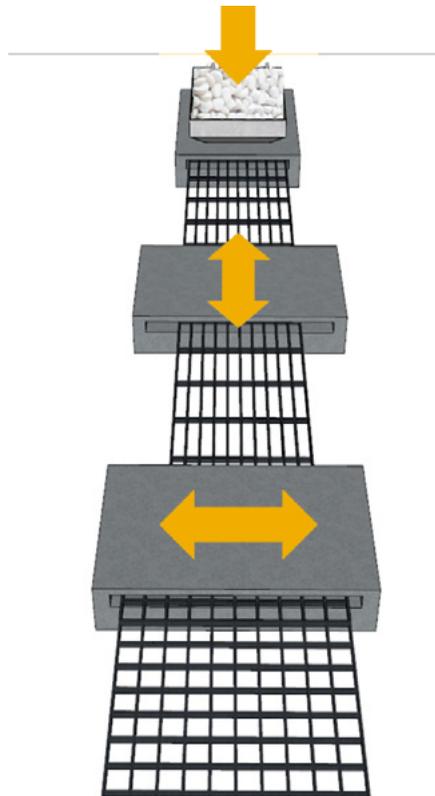
Este proceso genera una estructura de distribución uniforme de espacios rectangulares de alta resistencia a la tensión en ambas direcciones y un alto módulo de elasticidad. Así mismo, la estructura de la Geomalla permite una óptima trabazón con el suelo.

Este tipo de Geomallas Coextruidas se componen de elementos y nudos rígidos que proveen un gran confinamiento. Son particularmente efectivas para reforzar estructuras de pavimentos rígidos y flexibles.

2.2.2.3 Proceso de fabricación

Para el caso de las Geomallas en polietileno y polipropileno, el proceso de fabricación es el mismo. Inicialmente se tienen láminas del material en el que se realizan unas perforaciones, cuadradas o elípticas, de forma uniforme y controlada sobre toda la lámina, según el caso la lámina perforada recibe un estiramiento en una o dos direcciones, el cual se realiza a temperaturas y esfuerzos

controlados para evitar la fractura del material mientras que se orientan las moléculas en el sentido de la elongación.



▲ *Figura 2.4 | Esquema del proceso de fabricación de las Geomallas Coextruidas.*

En el proceso intervienen variables como el peso molecular, la distribución de este, entre otras, pero el más importante es la tasa a la que se produce el proceso de elongación.

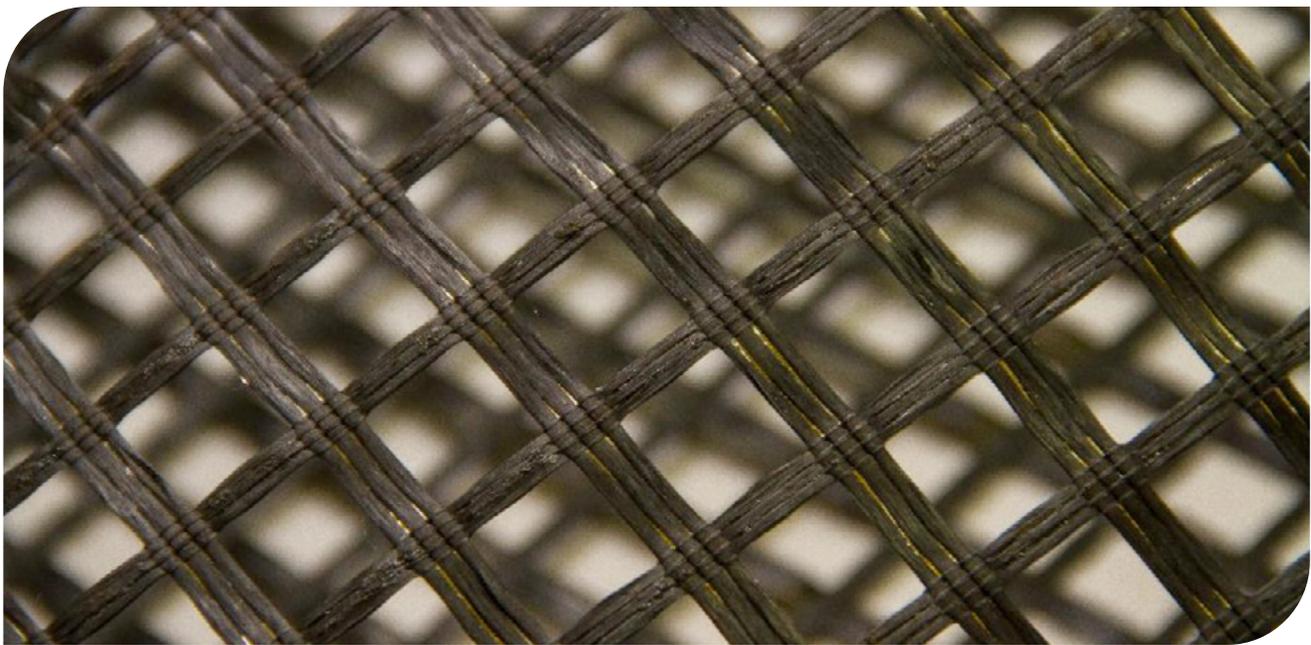
El desarrollo que se ha tenido en la técnica de fabricación de este material, ha dado como resultado no solo el incremento en los módulos y la resistencia del material, sino que a su vez ha desarrollado una relación del 100% entre el esfuerzo en los nodos y la resistencia a la tensión de las costillas, garantizando un excelente comportamiento del sistema en el tiempo.

2.2.3 Geomalla Fibra de Vidrio

Las Geomallas de Fibra de Vidrio, son Geomallas flexibles que se utilizan entre capas de concreto asfáltico con el fin de controlar agrietamientos por reflexión, agrietamientos por fatiga y deformaciones plásticas, en los revestimientos de concreto asfáltico que se emplean en carreteras de alto y bajo tráfico, autopistas, aeropuertos, plataformas y parqueaderos entre otros.

Su principal función consiste en aumentar la resistencia a la tracción de la capa asfáltica y de garantizar bajo una carga vertical, la distribución uniforme de los esfuerzos horizontales en una mayor superficie, lo cual se traduce a una carretera sin grietas por varios años.

La Geomalla de Fibra de Vidrio presenta un alto módulo de elasticidad, el cual es mayor al módulo de elasticidad del asfalto. La Geomalla de Fibra de Vidrio es más eficiente que otros materiales como refuerzo porque el material de módulo más alto es quien toma sobre sí las cargas. Es un material fácil de reciclar debido a que la fibra es de origen mineral compuesto por arenas de cuarzo y su punto de fusión está entre 800 y 850 grados centígrados lo cual permite trabajar en conjunto con cualquier tipo de asfalto.



▲ *Fotografía 2.11 | Geomalla Fibra de Vidrio.*

2.2.3.1 Proceso de fabricación

Las Geomallas de Fibra de Vidrio son fabricadas por un proceso de tejido de punto usando una serie de filamentos de fibra de vidrio que forman una estructura de rejilla. Estos filamentos están recubiertos con un polímero que permite que la Geomalla posea una buena adherencia a las capas asfálticas. Cada filamento posee alta resistencia a la tensión y alto módulo de elasticidad para elongaciones bajas. Esta combinación hace a la Geomalla de Fibra de Vidrio más fuerte que el acero libra por libra.

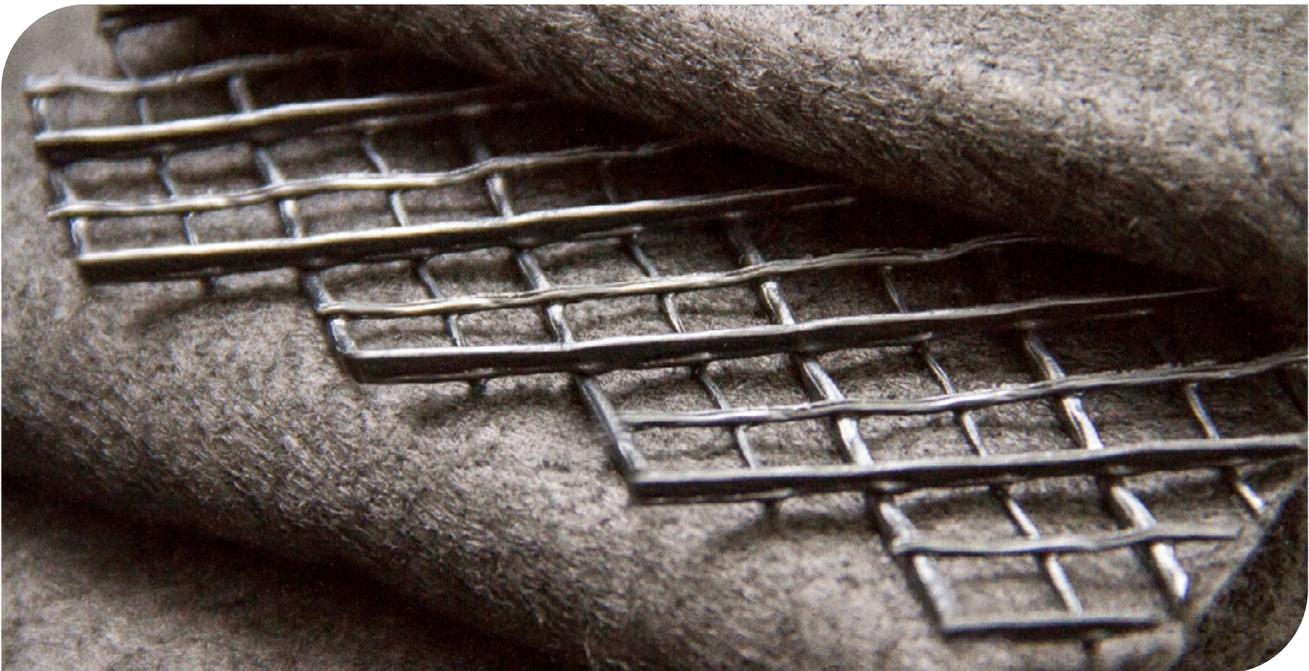
2.2.4 Geocompuestos de drenaje

Un geocompuesto de drenaje consiste en la combinación de Geotextil No Tejido punzonado por agujas y una geored o lámina drenante, combinando las cualidades más sobresalientes de cada material, de tal manera que se resuelva en forma óptima la captación y conducción de fluidos.

El Geotextil empleado para la fabricación de geocompuestos de drenaje es el No Tejido punzonado por agujas; ya que dentro del sistema cumple la función de filtro para retener el suelo y dejar pasar el agua que posteriormente será conducido por la geored o la lámina drenante.

La geored es un Geosintético especialmente diseñado para la conducción de fluidos, el cual es fabricado con un material resistente a los factores térmicos, químicos y biológicos presentes en el suelo. La geored es un sistema romboidal formado por tendones sobrepuestos conectados entre sí, que forman canales de elevada capacidad drenante, útiles en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transporte.

La lámina drenante es un elemento en HDPE con una alta resistencia a la compresión y a la acción de agentes químicos, tiene nódulos con una altura de 8 mm que permite una alta eficiencia de conducción del fluido en su propio plano.

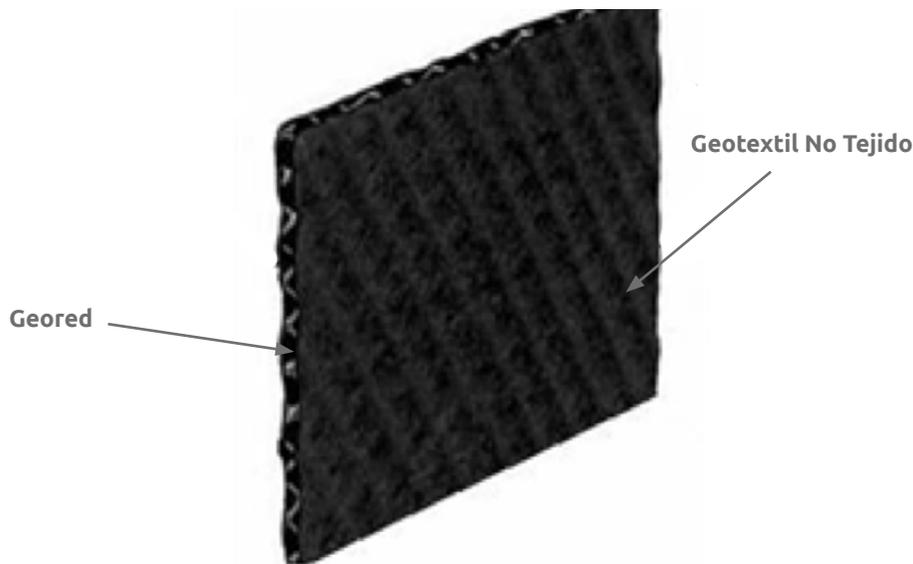


▲ *Fotografía 2.12 | Geocompuesto de drenaje.*

2.2.4.1 Geodrenes

2.2.4.1.1 Geodrén Planar

El Geodrén Planar es el sistema más adecuado para captar y conducir los fluidos en su plano hacia un sistema de evacuación. Este geocompuesto se utiliza principalmente para los sistemas de drenaje en muros de contención, drenaje de terraplenes, drenaje de campos deportivos, captación de lixiviados dentro de rellenos sanitarios y sistemas de drenaje en carreteras.



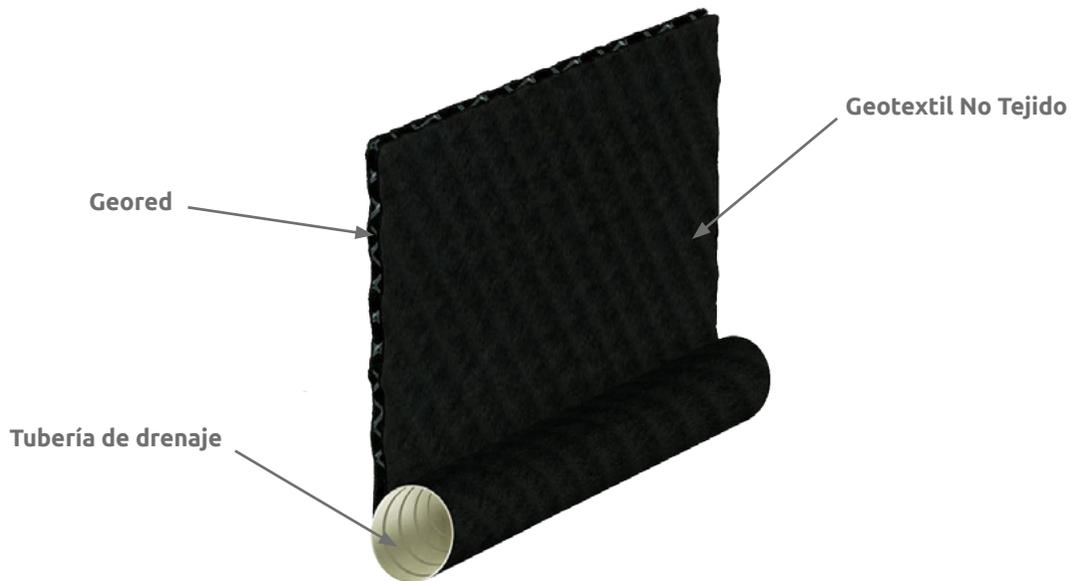
▲ *Figura 2.5 | Geodrén Planar.*

Ventajas y Beneficios del Geodrén Planar:

- ✔ Correcto y rápido manejo de fluidos por su fácil instalación.
- ✔ Disminuye costos al reemplazar la explotación de materiales pétreos no renovables.
- ✔ Fácil transporte al sitio de instalación.
- ✔ Obras con mayor vida útil.

2.2.4.1.2 Geodrén Vial

El Geodrén Vial es un geocompuesto que combina las excelentes propiedades hidráulicas de tres elementos que conforman al sistema: Geotextil No Tejido punzonado por agujas, geored y tubería perforada de drenaje; esto, para obtener un sistema prefabricado de drenaje que, instalado en zanjas o trincheras, permite captar y evacuar con alta eficiencia los fluidos.



▲ Figura 2.6 | Geodrén Vial.

Ventajas y Beneficios del Geodrén Vial:

- Menor volumen de excavación al requerir una zanja de 30 cm de ancho.
- Reducción en el consumo de materiales drenantes para el llenado de la zanja.
- Permite el reemplazo de grava seleccionada por materiales del sitio.
- Mayor vida útil vs. el filtro francés convencional debido a un menor riesgo por colmatación.

2.2.4.1.3 Proceso de fabricación

El proceso de fabricación del geocompuesto está elaborado principalmente por un proceso de laminación de dos capas de Geotextil No Tejido punzonado por agujas y una capa de geored.

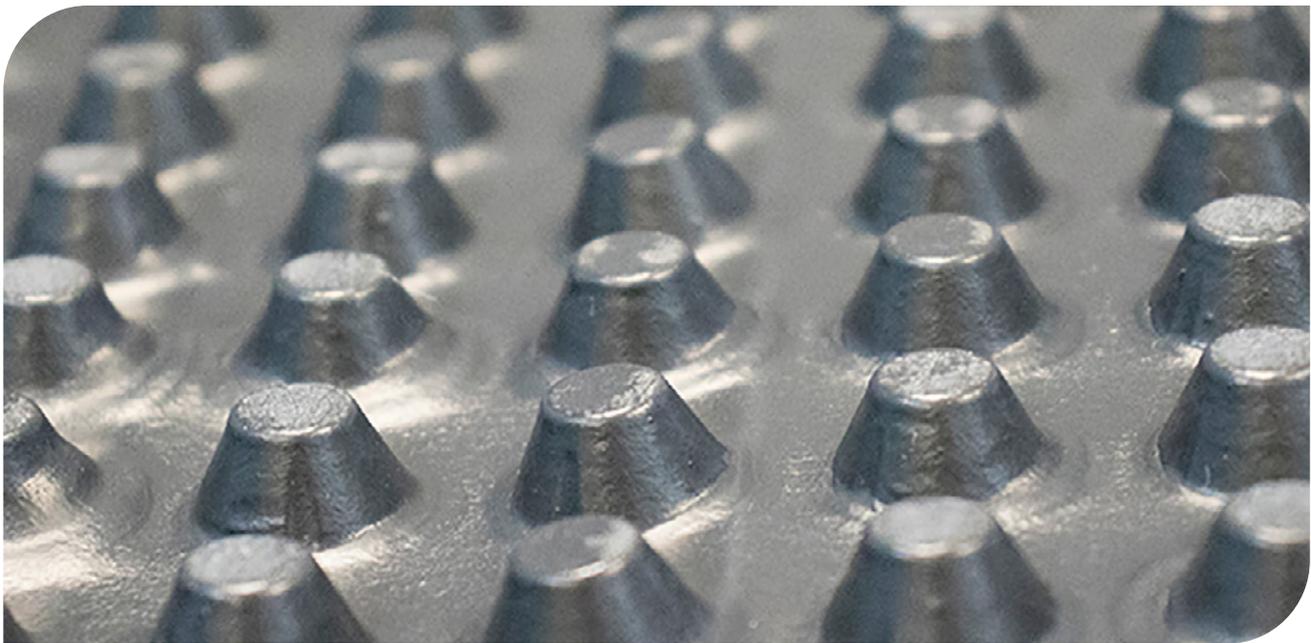
La fabricación de la geored consiste en producir mallas de polietileno de mediana o alta densidad de entramado romboidal, su proceso de fabricación es denominado extrusión integral, consiste en la extrusión del polímero hacia una matriz consistente en un rodillo contra rotatorio provisto de ranuras longitudinales en su cara exterior montado concéntricamente al interior de un cilindro hueco con ranuras idénticas en su cara interior. El plástico extruido fluye longitudinalmente a través de las estrías mientras el rodillo y el cilindro giran en sentidos opuestos. Así, cada una de las caras ranuradas forma un plano compuesto por una serie de filetes paralelos de polímero fundido que se unen por contacto formando de este modo un tubo compuesto por el entramado de celdas romboidales. Este tubo es finalmente estirado dando el tamaño deseado de las celdas y luego cortado longitudinalmente dándole de este modo la forma de una lámina.

El proceso de laminación del geocompuesto garantiza que se genere un ángulo de fricción entre las 3 capas de materiales, indispensable cuando se trabaja en taludes con altas pendientes y asegura que el geocompuesto mantenga su estructura de pantalla drenante durante los severos procesos de instalación.

Es posible fabricar el geocompuesto de drenaje con un número mayor de redes si el caudal de diseño a transportar es mayor a la capacidad de transmisividad de la red con la finalidad de conducir por medio de la pantalla drenante, los líquidos o gases hacia el sistema de evacuación.

2.2.4.2 TecDren

Es una lámina drenante con alta resistencia a la compresión y a la acción de agentes químicos. Diseñada para la captación, conducción y evacuación de fluidos de manera segura y continua en aplicaciones verticales y horizontales.



▲ *Fotografía 2.13 | TecDren.*

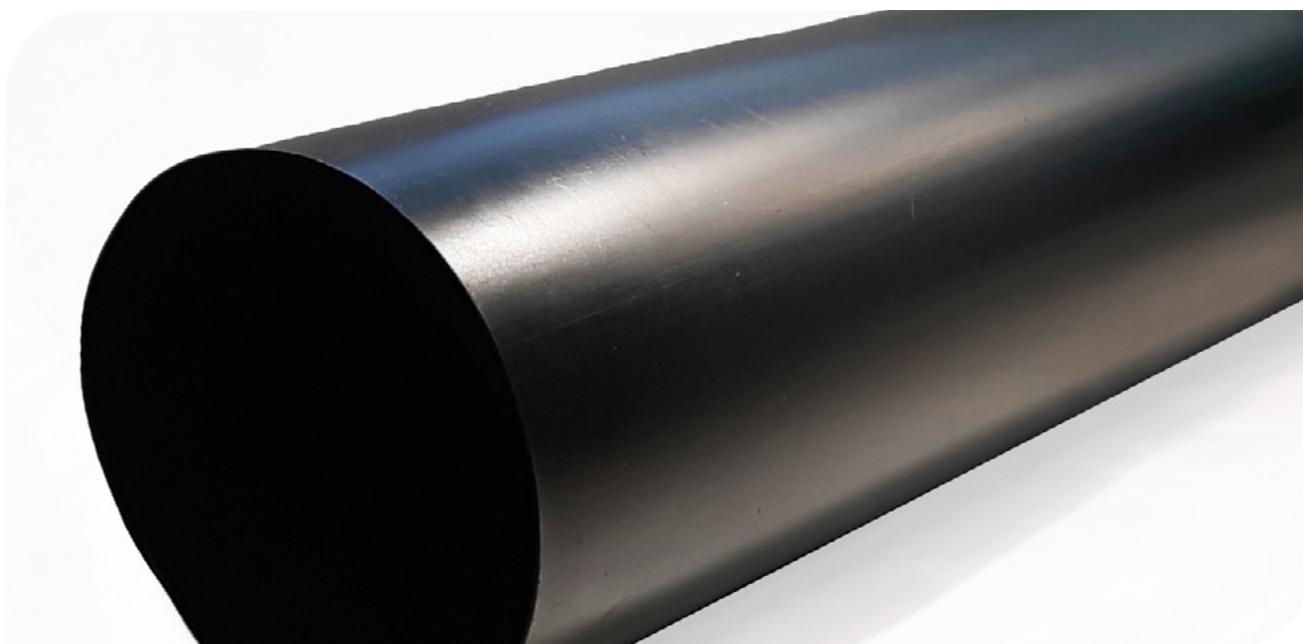
El sistema está concebido como una unidad compuesta por un Geotextil en polipropileno unido a una lámina de HDPE mediante un tratamiento térmico especial. Donde el Geotextil cumple la función de filtración, reteniendo las partículas del suelo y permitiendo el paso de fluidos que son transportados por la lámina en su plano.

Ventajas y Beneficios del TecDren:

- ◆ Protege el sistema de impermeabilización del muro.
- ◆ Reduce el consumo de materiales seleccionados drenantes.
- ◆ Mayor resistencia a la compresión.
- ◆ Menor tiempo de ejecución frente a un sistema tradicional de subdrenaje.

2.2.5 Geomembranas

Las Geomembranas se definen como un recubrimiento o barrera de muy baja permeabilidad usada con cualquier tipo de material relacionado y aplicado a la ingeniería geotécnica para controlar la migración de fluidos. Las Geomembranas son fabricadas a partir de hojas relativamente delgadas de polímeros como el HDPE y el PVC los cuales permiten efectuar uniones entre láminas por medio de fusión térmica o química sin alterar las propiedades del material.



▲ *Fotografía 2.14 | Geomembrana HDPE lisa.*

Ventajas y Beneficios de las Geomembranas HDPE:

- ◆ Evitan la infiltración de líquidos contaminados al suelo.
- ◆ Permiten la construcción de sistemas impermeables.
- ◆ De fácil manipulación e instalación, se adaptan fácilmente a la superficie del terreno.
- ◆ No absorben humedad.
- ◆ Inertes a agentes biológicos y químicos. Resistentes a la radiación ultravioleta.

2.2.5.1 Proceso de fabricación

El proceso de fabricación consiste en la producción de rollos de láminas de espesores que usualmente fluctúan entre 0.50 mm (20 mils) y 3.00 mm (120 mils) y cuyas dimensiones están comprendidas alrededor de los siete metros de ancho y una longitud tal que el peso del rollo, por motivos prácticos, no exceda de dos toneladas.

La fabricación de las láminas es llevada a cabo por la extrusión conjunta del polímetro puro más una dosis controlada de polímetro con contenido de negro de humo y aditivos, compuestos por antioxidantes y lubricantes que garantizan una larga duración; incluso en condiciones de exposición a la intemperie.

Posteriormente, la mezcla pasa por el proceso de laminación, a continuación, se mencionan los más comunes:

Fabricación por extrusión plana

El proceso de fabricación por extrusión plana, consiste básicamente en el paso forzado de la resina extruida entre dos barras de bordes paralelos, cuya separación da el espesor de la lámina.

Fabricación por soplado

Este proceso consiste en la obtención de la lámina por medio de la extrusión de la resina entre las paredes de dos anillos concéntricos. De este modo resulta un manto cilíndrico de polietileno en el cual, el espesor de la lámina es controlado indirectamente, a través del caudal extruido y de la velocidad de enrollado. Esta manga es cortada longitudinalmente, obteniéndose así una lámina plana de ancho igual al perímetro del manto cilíndrico.

La lámina básica descrita anteriormente puede ser sometida a procesos posteriores o simultáneos a su fabricación para otorgar características especiales a una o ambas superficies de la lámina. Algunos ejemplos son el proceso de texturización de las superficies, con el fin de obtener láminas con un mayor coeficiente de fricción.

2.2.6 Mantos para control de erosión



▲ *Fotografía 2.15 | Mantos control de erosión.*

Son esterillas flexibles, compuestas por fibras o por una matriz tridimensional, que garantizan la protección del suelo, el refuerzo y el buen establecimiento de la vegetación.

El tipo de manto a utilizar en cada proyecto dependerá de: clima, precipitación, geometría del talud (longitud, pendiente) y tipo de suelo (caracterización geotécnica, contenido químico, biológico, acidez del suelo).

2.2.6.1 Mantos Temporales

Este tipo de Mantos se utilizan para aplicaciones donde la vegetación natural (por sí sola) provee suficiente protección contra la erosión. Su durabilidad o longevidad funcional comprende entre 1 a 48 meses, la cual se refleja en la biodegradación o fotodegradación del manto.

Al final de la vida útil del manto se espera que la vegetación se encuentre totalmente establecida y pueda resistir por sí sola los eventos hidrológicos y climáticos que generan erosión en el suelo.

Dentro de esta clasificación se encuentran el Ecomatrix y los Agromantos:

- 🍃 El Ecomatrix es una malla de polipropileno de apariencia natural y color verde, que protege la

superficie del suelo de la erosión producida por eventos naturales como lluvias y vientos. Ofrece sombrero parcial y almacenamiento de calor para favorecer el desarrollo de la vegetación.



▲ *Fotografía 2.16 | Ecomatrix.*

- ◆ El Agromanto es un No Tejido de fibras de fique, coco y/o fique-coco, dispuestas entre una o dos mallas del mismo material natural o de polipropileno. Se destaca por su excelente capacidad de resistir los agentes erosivos mientras se biodegrada integrándose finalmente al suelo.



▲ *Fotografía 2.17 | Agromantos.*

Ventajas y Beneficios de los Mantos Temporales:

- ◆ Limitan la erosión del suelo.
- ◆ Conservan la humedad del suelo y permiten el paso de luz solar que facilita la germinación de las semillas.
- ◆ Biodegradación o fotodegradación (una vez degradado, el manto se integra al suelo mejorando su permeabilidad).
- ◆ Protegen las semillas y las plantas durante precipitaciones o vientos fuertes, permitiendo un mejor establecimiento de la vegetación.

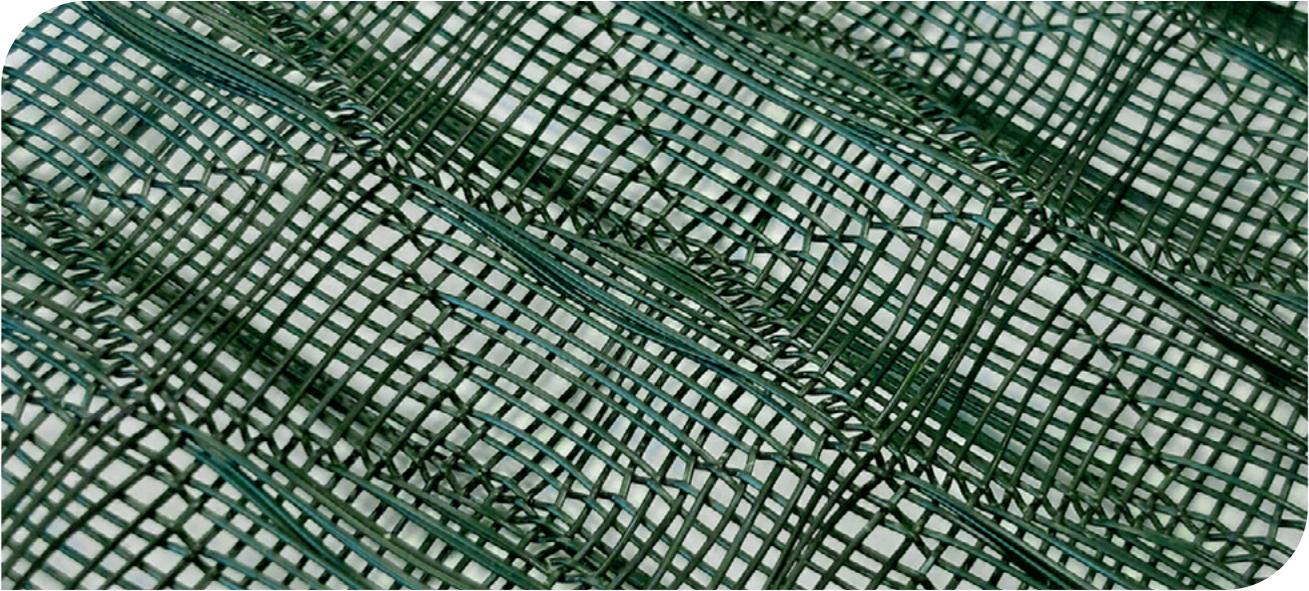
2.2.6.2 Mantos Permanentes

Son Mantos conformados por fibras sintéticas no degradables, filamentos o mallas procesadas a través de una matriz tridimensional, con estabilización UV y resistentes a los químicos que habitan en el ambiente natural del suelo. Este tipo de Mantos se instalan donde la vegetación natural, por sí sola, no es suficiente para resistir las condiciones de flujo y no provee la protección suficiente para controlar la erosión a largo plazo. Los Mantos que se emplean para estos casos tienen las propiedades necesarias para proteger la vegetación y reforzar el suelo, bajo las condiciones naturales del sitio. Su durabilidad o longevidad funcional va desde los 48 meses hasta los 50 años, aproximadamente.

Dentro de esta clasificación se encuentran los Mantos TRM 500, TRM550, TRM700 y TRM1000.



▲ *Fotografía 2.18 | Manto TRM500.*



▲ *Fotografía 2.19 | Manto TRM700.*

Ventajas y Beneficios de los Mantos Permanentes:

- ◆ Mantos fotodegradables (una vez degradados se integran al suelo).
- ◆ Se adapta a las diferentes condiciones de terreno.
- ◆ Resistentes a las condiciones ambientales y de flujo.
- ◆ Aumento del 40% en la germinación de las semillas y el crecimiento vegetal durante los primeros 21 días.
- ◆ 60% más de resistencia a la tensión para asegurar la integridad estructural durante y después de la instalación.

2.2.7 Geoceldas

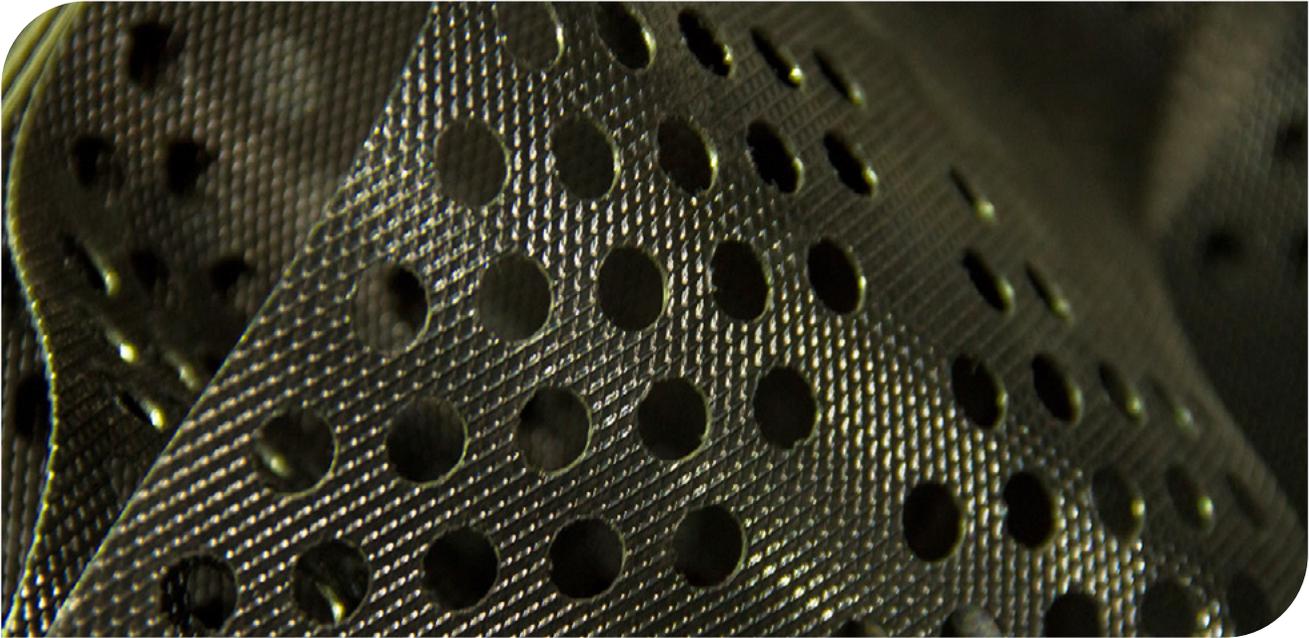
Las Geoceldas son estructuras tridimensionales para el confinamiento de material granular, mejorando sus propiedades de desempeño iniciales y garantizando estabilidad dimensional.

En el caso de carreteras, la Geocelda rellena con material granular compactado, crea un bloque semirrígido o “efecto viga” encima de los suelos blandos o dentro de la estructura de pavimento, distribuyendo la carga de modo regular y efectivo sobre un área mayor, incrementando así la capacidad de soporte de carga y disminuyendo el asentamiento diferencial.

La Geocelda funciona muy bien como elemento de control de erosión en taludes, canales y márgenes de ríos entre otros. Las características del material de llenado estarán definidas por las condiciones la

severidad del proceso erosivo del sitio de instalación, así como, de los requerimientos arquitectónicos, pudiendo ser usado suelo orgánico para revegetar, material granular, grava o concreto.

La Geocelda también es usada como complemento o fachada de muros en suelo reforzado con Geotextil o Geomalla, brindando la posibilidad de obtener caras revegetadas en concreto o expuestas, y permitiendo el desarrollo de muros más esbeltos y de grandes alturas.



▲ *Fotografía 2.20 | Geoceldas.*

Ventajas y Beneficios de las Geoceldas:

- ◆ Reducción de espesores que conforman la estructura de pavimento.
- ◆ Reemplazo de materiales granulares de alta especificación por materiales de sitio.
- ◆ Disminución de costos iniciales del proyecto e incremento de la vida útil de la vía.
- ◆ Garantiza el confinamiento del lleno para control de erosión en taludes y canales.

2.3. Control de calidad y ensayos de laboratorio

2.3.1 Control de parámetros en la producción

El control de calidad durante el proceso de producción, desde la fase de extrusión de materia prima hasta el producto final, resulta fundamental para garantizar un adecuado funcionamiento de los Geosintéticos durante la aplicación final en cualquier proyecto de infraestructura, es por esto, que

toda empresa dedicada a la manufactura de Geosintéticos debe cumplir con un proceso de calidad en sus actividades de producción.

Dependiendo de la reglamentación de cada país, es importante que todas las reglamentaciones de tipo ambiental, seguridad industrial y salud ocupacional, sean debidamente certificadas por el productor de Geosintéticos, así como un programa de muestreo para los lotes de producción, que mediante ensayos de laboratorio certifique que los materiales suministrados cumplen con las propiedades mínimas solicitadas.

2.3.2 Valor mínimo promedio por rollo

En la actualidad cada fabricante obtiene el valor de las propiedades de su producto, utilizando las normativas que rigen el país donde esté ubicado; esto obviamente puede generar un gran número de criterios que hacen imposible el realizar comparación entre productos de uno u otro país.

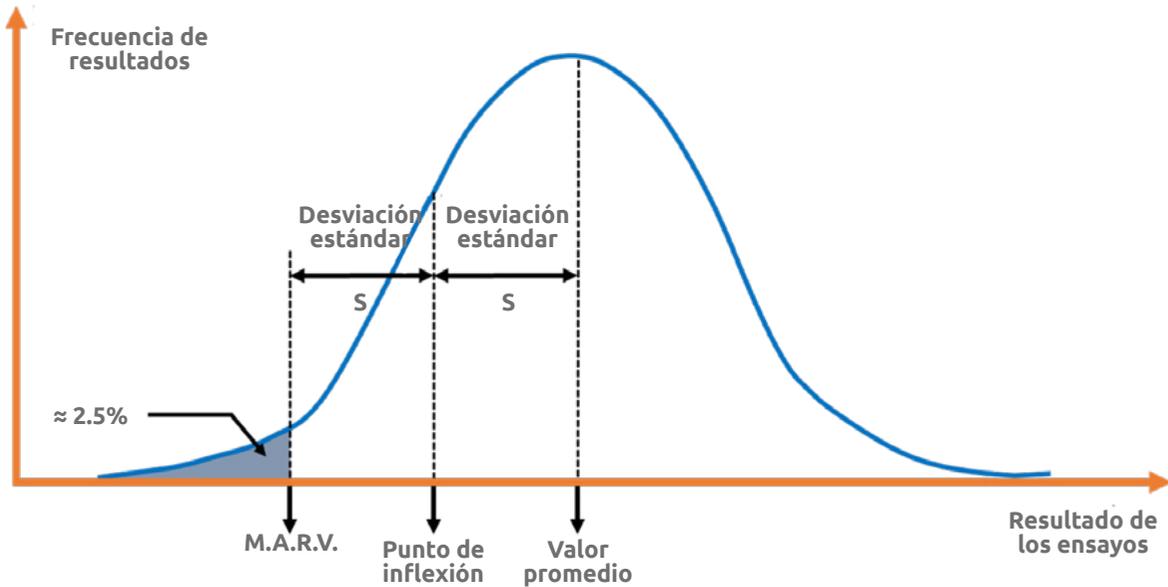
Por lo anterior, los organismos: la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el comité TASK FORCE # 25, el cual lo conforman la AASHTO, la American Building Contractors (ABC) y la American Road Builders and Transportation Association (ARBTA) están tratando de unificar todas las propiedades de estos materiales.

Estos grupos han realizado esencialmente el mismo conjunto o recomendaciones para las propiedades mínimas de los Geotextiles en las siguientes áreas:

- ◆ Separación (Para subrasante de suelo firme).
- ◆ Separación y Estabilización (Para subrasante de suelo blando).
- ◆ Filtración (Geotextiles para drenaje).
- ◆ Control de Erosión (Debajo de rocas).
- ◆ Control de sedimentos (Cerramiento temporal de sedimentos).
- ◆ Control de la reflexión de grietas (Estructura de pavimentos).

A menudo cuando existe una especificación de algún Geosintético, se listan los requerimientos mínimos de las propiedades del Geotextil, mientras que comúnmente el fabricante lista los valores promedios por lote o el valor mínimo promedio de las propiedades de los rollos. Comparando este valor de especificación con los valores listados por los organismos antes citados, no se está haciendo una comparación bajo el mismo criterio; esto porque el valor promedio es el resultado de los ensayos hechos por el fabricante de una propiedad en particular a su histórico de producción. Lo anterior puede ser una recopilación de miles de ensayos realizados a lo largo de varios meses o años de producción para un tipo de Geotextil. De esta forma el valor promedio del lote es considerablemente

más alto que el valor mínimo como se ve en la Figura 2.7 en donde el valor intermedio entre estos dos extremos es el valor mínimo promedio del rollo ó MARV. El valor mínimo promedio del rollo es el promedio de un respectivo número de ensayos hechos con un número de rollos seleccionados del lote en cuestión, lo cual, es un área limitada para evaluar una situación en particular. Este valor es probablemente dos desviaciones estándar menos que el promedio del lote. De esta forma se ve que el MARV es el mínimo de una serie de valores promedio límites de un rollo. Esto valores son mostrados sistemáticamente en la Figura 2.7.



▲ Figura 2.7 | Relaciones relativas de diferentes valores usados en la especificación de los Geosintéticos.

En la gráfica se puede ver que estadísticamente más o menos el 16% de estos valores serán menores que $\bar{X} - S$; 2.5% será menor que $\bar{X} - 2S$, y 0.15% será menor que $\bar{X} - 3S$,

Donde:

$$\bar{X} = \text{Valor medio}$$

$$S = \text{Desviación estándar}$$

Además de esto, el MARV con 2.5% de los valores siendo menores que $\bar{X} - 2S$ es también el 95% del nivel de confiabilidad (el otro 2.5% es mayor que $\bar{X} + 2S$ y esto obviamente no es una preocupación debido a que los valores están por encima de lo requerido). Otra consideración que se está tratando de evaluar son los valores máximos, como por ejemplo el valor de la elongación máxima, para esto se está considerando el lado derecho de la curva de la Figura 2.7 y el valor comparable para MARV será lógicamente el máximo del ARV.

El valor medio \bar{X} se obtiene calculando $\Sigma X/N$, la desviación estándar se calcula como:

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

Donde:

\bar{X} = Valor medio

X_i = Valor medido

N = El número de mediciones

El coeficiente de variación V , o simplemente variación se calcula por medio de $(S/\bar{X})(100)$. Esta variación debe ser lo más baja posible, para mantener un buen control de calidad. **Tanto la AASHTO, como el comité de TASK FORCE #25, recomendaron el uso del valor mínimo promedio por rollo para las especificaciones de los Geosintéticos, como para el listado de propiedades de los fabricantes.**

2.3.3 Certificación GAI LAP

Dado que todo fabricante está obligado a realizar ensayos de laboratorio a su proceso productivo para garantizar que se entregan materiales con las propiedades adecuadas, es importante garantizar que el laboratorio cuente con las acreditaciones que garanticen que los ensayos de laboratorio se realizan bajo los estándares internacionales.

La Certificación GAI-LAP (Geosynthetic Accreditation Institute – Laboratory Accreditation Program) es una acreditación internacional generada por el Geosynthetic Institute, aprobado por la IGS (International Geosynthetics Society), con la cual se garantiza que el laboratorio bajo certificación, es capaz de desarrollar los ensayos aprobados de acuerdo con las normas internacionales con resultados confiables.

La certificación GAI-LAP está enmarcada en las certificaciones internacionales ISO 9000, ISO 17025 e ISO 17011.

Es importante aclarar, que la certificación GAI-LAP es emitida para cada ensayo de laboratorio desarrollado. Para garantizar la confiabilidad de los Geosintéticos a instalar en cualquier proyecto de infraestructura, es importante que el fabricante siempre acredite que los ensayos de laboratorio cuentan con la certificación GAI-LAP.

2.3.4 Ensayos de los Geosintéticos

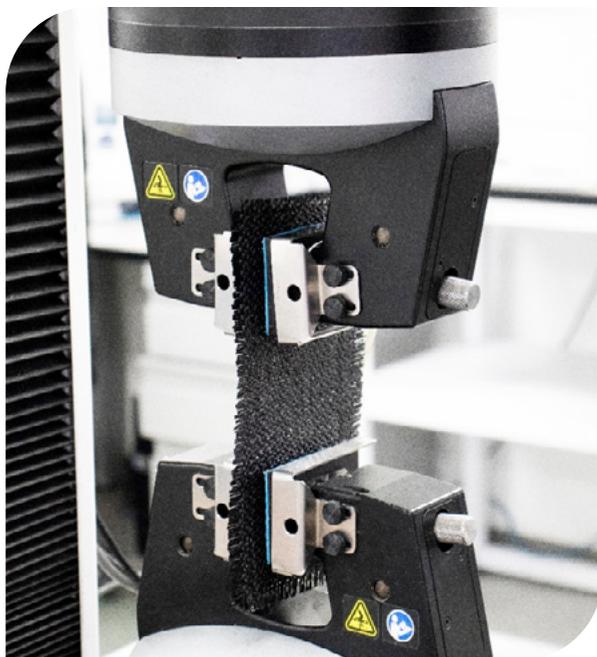
2.3.4.1 Método para la determinación de la carga de rotura y la elongación de Geotextiles (método GRAB) ASTM D-4632

Esta norma consiste en aplicar a muestras de Geotextiles Tejidos y No Tejidos una carga que se incrementa continuamente en sentido longitudinal, hasta alcanzar la rotura. Los valores para la carga de rotura (tensión Grab) y la elongación (elongación Grab) del espécimen de ensayo se obtienen de las escalas o diales de las máquinas, de diagramas de registro autográficos o de computadores interconectados. Esta norma determina una propiedad índice.

La norma incluye los procedimientos para medir la carga de rotura y la elongación mediante el método Grab, tanto en estado seco como en estado húmedo; sin embargo, el ensayo normalmente se realiza en seco a menos que se especifique de otra manera.

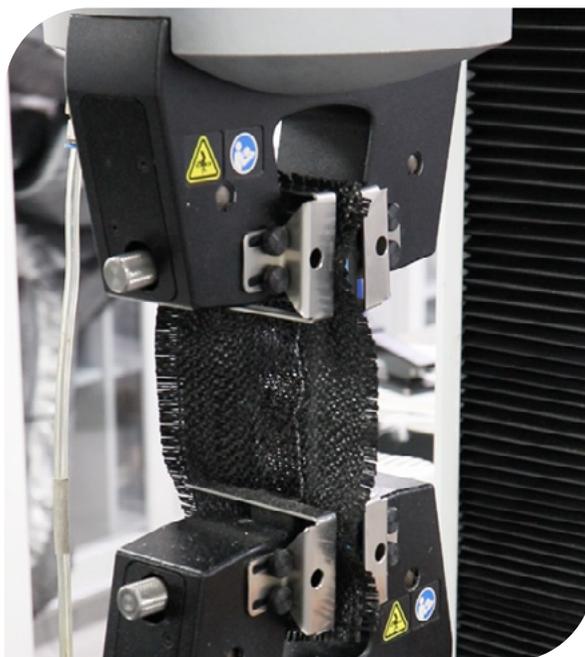
El equipo requerido para realizar el ensayo es el siguiente:

- 1. Máquina para el ensayo de Tracción:** La máquina de ensayo debe estar dotada de un dispositivo para medir longitudes de alargamiento de las probetas, debe garantizar que la velocidad de separación se mantenga constante con el tiempo y debe constar de un par de mordazas entre las cuales se coloca el Geotextil que va a ser ensayado.
- 2. Mordazas:** Las mordazas deben tener superficies de agarre paralelas, planas y capaces de prevenir el deslizamiento del espécimen durante un ensayo. Cada mordaza debe tener una superficie de 25.4 mm por 50.8 mm, con la dimensión más larga paralela a la dirección de aplicación de la carga. Las superficies de las mordazas deben ser iguales y estar alineadas, una respecto de la otra.



▲ *Fotografía 2.21 | Inicio ensayo método GRAB.*

El número de muestras necesario para realizar el ensayo es de 10.



▲ *Fotografía 2.22 | Final ensayo método GRAB.*

REFERENCIAS

ASTM D 4632-91

ICONTEC 1998 (C16.105/83)

INVÍAS E – 901-07

2.3.4.2 Método para la determinación de la resistencia al rasgado trapezoidal de Geotextiles ASTM D-4533

Este método de ensayo es un índice que permite determinar la fuerza requerida para continuar o propagar un rasgado en Geotextiles Tejidos, No Tejidos, tejidos de punto y telas estratificadas, por el método trapezoidal.

Esta norma describe el procedimiento para la determinación de la resistencia al rasgado trapezoidal de Geotextiles. Este método corresponde a una propiedad índice y no ofrece la información suficiente para considerarse un criterio de diseño en todas las aplicaciones de Geotextiles.

La resistencia al rasgado trapezoidal de Geotextiles Tejidos es determinada básicamente por las propiedades de las cintas o elementos que los constituyen, los cuales están sujetos por las mordazas. En Geotextiles No Tejidos, debido a que las fibras están dispuestas de una forma más o menos aleatoria y son capaces de reorientarse en dirección a la carga aplicada, la máxima resistencia al rasgado trapezoidal de la nueva reorientación se logra cuando se desarrolla una tensión mayor que la requerida para romper una o más fibras simultáneamente.

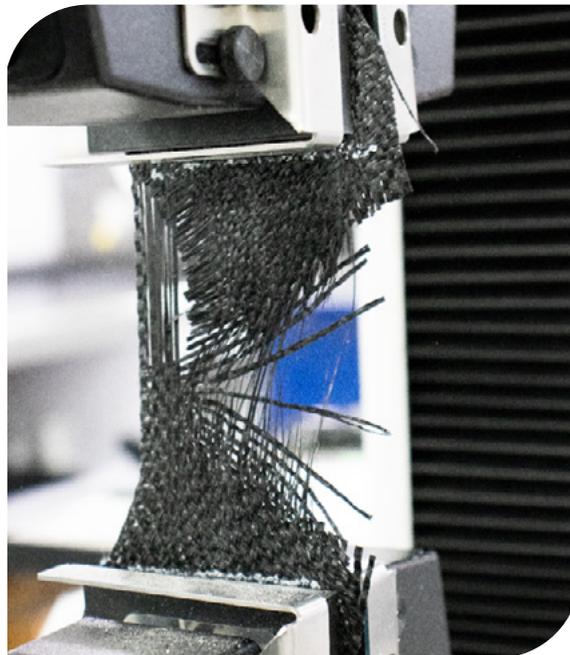
El equipo necesario para realizar este ensayo es el siguiente:

- 1. Máquina para el ensayo de tracción:** La máquina de ensayo debe estar dotada de un dispositivo para medir longitudes de alargamiento de las probetas, debe garantizar que la velocidad de separación se mantenga constante en el tiempo y debe constar de un par de mordazas entre las cuales se coloca el Geotextil que va a ser ensayado.
- 2. Mordazas:** Deben tener superficies de agarre paralelas, planas y capaces de prevenir el deslizamiento del espécimen durante el ensayo. Las dimensiones de cada mordaza deben ser 50.8 mm por 76.2 mm (como mínimo), con la dimensión más larga perpendicular a la dirección de aplicación de la carga.
- 3. Molde trapezoidal:** Este molde es opcional y se utiliza para marcar el espécimen.

El número de especímenes necesario es de 10, tomados a una distancia mínima de 1/20 del ancho a partir del borde de la tela o a 150 mm, escogiendo el menor. De cada muestra se cortan especímenes rectangulares de 76.2 mm por 201.6 mm. Se cortan sentido longitudinal y en sentido transversal.



▲ *Fotografía 2.23 | Inicio ensayo rasgado trapezoidal.*



▲ *Fotografía 2.24 | Final ensayo rasgado trapezoidal.*

REFERENCIAS

ASTM D 4533

ICONTEC 2003 (C16.113/84)

INVÍAS E – 903 -07

2.3.4.3 Método para la determinación de la permeabilidad al agua de los Geotextiles por medio de la permitividad ASTM D-4491

Este método de ensayo proporciona procedimientos para determinar la conductividad hidráulica (permeabilidad al agua) de los Geotextiles en términos de permitividad bajo condiciones de ensayo estandarizadas, sin someter el espécimen a carga normal. Esta norma incluye dos procedimientos:

El ensayo de cabeza constante y el ensayo de cabeza variable.

- 1. Ensayo de cabeza constante:** Se mantiene una cabeza de 50 mm de agua sobre el espécimen de Geotextil durante el ensayo. Se determina el caudal por método volumétrico. El ensayo de cabeza constante es usado cuando el caudal de agua que pasa a través del Geotextil es tan grande que se dificulta tomar lecturas en el cambio de la cabeza con respecto al tiempo.
- 2. Ensayo de cabeza variable:** Se establece una columna de agua que pasa a través del espécimen de Geotextil y se toman las lecturas de los cambios de cabeza con respecto al tiempo. El caudal de agua a través del Geotextil debe ser lo suficientemente lento para obtener medidas exactas.

Nota: Se ha demostrado que los datos obtenidos utilizando cualquiera de los dos ensayos arrojan resultados concordantes. La selección del método de ensayo se deja a criterio del responsable del ensayo.

El equipo requerido para realizar este ensayo está sujeto a uno de los siguientes arreglos:

- a. Los aparatos deben ser capaces de mantener una cabeza constante de agua en el Geotextil que está siendo probado.
 - b. Los aparatos deben ser capaces de ser usados como el aparato del ensayo de cabeza variable.
1. El aparato en sí no debe intervenir en el establecimiento de los parámetros del ensayo (caudal, cabeza, sección transversal, tiempo). Se debe establecer una curva de calibración (caudal vs cabeza) para el aparato solo con el propósito de establecer las correlaciones correspondientes.
 2. El dispositivo consiste en una unidad alta y una baja, las cuales están sujetas la una de la otra. El espécimen Geotextil es colocado en la parte inferior de la unidad alta. El dispositivo tiene además un tubo para la medición del valor de la cabeza constante. La válvula colocada en el tubo de descarga permite ajustes de la cabeza de agua en la parte inferior del espécimen.
 3. Para obtener resultados confiables, se debe usar agua limpia y desaireada usando una bomba de

vacío de 710 mm de mercurio (Hg) por un periodo de tiempo que lleve el contenido de oxígeno disuelto del nivel más bajo hasta un máximo de seis (6) partes por millón. El contenido de oxígeno disuelto podrá ser determinado por un aparato químico comercial disponible o por un medidor de oxígeno disuelto. El agua desaireada se debe almacenar en un tanque cerrado hasta alcanzar la temperatura de laboratorio.

Nota: El sistema de eliminación de aire podrá ser un sistema comercial disponible o podrá consistir en una bomba de vacío capaz de remover un mínimo de 150 l/min de aire conectado con un tanque de almacenamiento no colapsable, con capacidad suficiente para almacenar una serie de pruebas o por lo menos una prueba al mismo tiempo.

Con el propósito de obtener un valor representativo de la permitividad se deben tomar especímenes de cada metro cuadrado a ensayar y seleccionar cuatro (4) especímenes cortados de acuerdo con las dimensiones y las recomendaciones del aparato disponible. El diámetro de los especímenes deber ser mínimo de 25 mm.

Para acondicionar los especímenes, estos deben saturarse en la muestra de agua deaireada dentro de un recipiente cerrado, manteniéndolo por un periodo de dos (2) horas bajo las condiciones de laboratorio.



▲ *Fotografía 2.25 | Inicio de ensayo permitividad.*



▲ Fotografía 2.26 | Ensamble de Geotextil para ensayo de permitividad.



▲ Fotografía 2.27 | Final ensayo permitividad.

REFERENCIAS

ASTM D4491 - 92

ICONTEC 2002

INVÍAS E – 905 - 07

2.3.4.4 Método de ensayo estándar para determinar el espesor nominal de Geotextiles y Geomembranas ASTM D-5199

El espesor es una de las propiedades físicas básicas usadas en el control de la calidad de muchos Geotextiles y Geomembranas. Para el cálculo de algunos parámetros de Geotextiles y Geomembranas se requiere calcular el valor del espesor, como en el caso de los coeficientes de permeabilidad, esfuerzo a tensión (índice), ya que el espesor no es un indicador del desempeño en campo y por lo tanto no se recomienda para especificación.

El espesor de Geotextiles y Geomembranas puede variar considerablemente dependiendo de la presión aplicada al espécimen durante su medida. Los cambios observados en la disminución del espesor ocurren cuando se aplican incrementos en la presión. Para minimizar la variación se usará un tamaño de muestra y presión aplicada para asegurar que todos los resultados son comparables como se indicara en este método específico.

Este método de ensayo nos ofrece los valores de espesor para Geotextiles y Geomembranas bajo esfuerzos normales variables. Este método de ensayo determina espesor nominal que no es necesariamente el espesor mínimo.

El equipo necesario para realizar este ensayo es el siguiente:

- 1. Instrumento para la medición del espesor:** El elemento para medir el espesor tendrá una base y un pie que presiona una de las caras planas y paralelas una a otra a menos de 0.01 mm, calibrada con un diámetro de 56.4 mm, la base deberá extenderse como mínimo 10 mm en todas las direcciones con respecto al borde del pie que presiona, que a su vez deberá tener un área de 2500 mm² de sección circular que se usará para analizar Geotextiles. Un calibrador de 6.35 mm se usará para analizar Geomembranas. El instrumento deberá estar en capacidad de medir un espesor máximo de por lo menos 10 mm a una exactitud de ± 0.002 mm. Los calibradores se construirán para permitir aplicación gradual de presión a una fuerza específica de 2 ± 0.02 kPa (0.29 ± 0.003 psi) para los Geotextiles y 20 ± 0.2 kPa (2.9 ± 0.03 psi) para las Geomembranas. Se puede usar una carga con peso muerto.
- 2.** La fuerza especificada de 20 kPa puede ser inadecuada para algunas Geomembranas HDPE. Se recomienda una presión en el rango de 50 a 200 kPa para este tipo de Geomembranas; hay una gran cantidad de lecturas ficticias usando 20 kPa de presión.
- 3.** Moldes de corte: Los moldes para cortar especímenes deben tener como dimensiones mínimas, un círculo de 75 mm.

El número de especímenes para el ensayo es de 10, para los ensayos en la dirección de la máquina y 10 para los ensayos en la dirección transversal de la misma.



▲ *Fotografía 2.28 | Ensayo espesor nominal.*

REFERENCIAS

ASTM D 5199-91

INVÍAS E – 906 – 07

2.3.4.5 Método estándar para la determinación del tamaño de abertura aparente (TAA) de un Geotextil ASTM D-4751

Este método de ensayo consiste en colocar un espécimen de Geotextil en un marco de tamiz y sobre él se colocan unas partículas de cristal graduadas. El conjunto se agita enérgicamente para inducir el paso de las partículas a través del Geotextil. El procedimiento se repite para el mismo espécimen con varios tamaños de partículas de cristal hasta determinar el Tamaño de Abertura Aparente (TAA). Esta propiedad también se conoce como AOS (Apparent Opening Size).

Al usar un Geotextil como un medio para retener partículas de suelo, se necesita una compatibilidad entre el Geotextil y el suelo adyacente. Este método de ensayo es usado para indicar el TAA en un Geotextil, donde se refleja la dimensión de la abertura más grande disponible para que un suelo pueda atravesarlo.

El equipo requerido para realizar este ensayo es el siguiente:

- 1. Tamizador:** Se usa un tamizador mecánico que imparta movimientos laterales y verticales al tamiz, causando que las partículas salten y giren al mismo tiempo, presentando así diferentes orientaciones sobre la superficie del Geotextil. El tamizador deberá ser un mecanismo de frecuencia constante que utiliza un brazo recubierto de corcho o caucho que propicia impactos.
- 2. Fondo, tapa y tamiz de 200 mm de abertura:** Designación U.S. estándar.
- 3. Material para el tamizado:** Consiste en unas partículas esféricas de cristal en fracciones de tamaños variables, se deben preparar por lo menos 50 gramos de cada fracción de tamaño para ser usados antes de empezar el ensayo.
- 4. Balanza:** De la capacidad adecuada para la masa que se anticipa usar y una precisión de $\pm 0.05g$.
- 5. Eliminación de la estática:** para prevenir la acumulación de electricidad estática, cuando las partículas son tamizadas sobre la superficie del Geotextil. Dispositivos comerciales disponibles o compuestos anti-estáticos se pueden usar para este fin.
- 6. Horno de secado.**
- 7. Fondo:** Necesario para la recolección de partículas tamizadas.



▲ Fotografía 2.29 | Tamiz.



▲ Fotografía 2.30 | Ensamble ensayo tamaño de abertura aparente.

REFERENCIAS

ASTM D4751 - 95

ICONTEC

INVÍAS E – 907 – 07

2.3.4.6 Método de ensayo para medir el deterioro de Geotextiles a la exposición de luz ultravioleta y agua, (aparato del tipo arco xenón) ASTM D-4355

Este método cubre la evaluación de la disminución de la resistencia a la tensión de Geotextiles expuestos a luz ultravioleta y al agua.

El aparato para la exposición a la luz y al agua, emplea como fuente de luz un arco de xenón.

Los Geotextiles son elaborados con diferentes procesos y formulaciones de polímeros, haciendo que posean diferentes sensibilidades a la radiación ultravioleta. Esta radiación proveniente del sol, cambia según el tiempo de exposición, el ángulo de inclinación sobre el horizonte; condiciones topográficas, atmosféricas y la geografía del lugar. El ensayo que usa el arco de Xenón no puede simular todas estas variables, por lo que se debe relacionar directamente este ensayo a la luz artificial, con resultados de ensayos de exposición directa al sol para cada Geotextil específico, al igual que para cada lugar.

Este procedimiento evalúa Geotextiles bajo condiciones normalizadas de humedad y temperatura

para tres diferentes periodos de tiempo junto con probetas sin exposición a la luz ultravioleta. Este método de ensayo permite al usuario desarrollar curvas de degradación de los Geotextiles que se estén ensayando.

La curva de deterioro obtenida de este ensayo permite al usuario determinar la forma de cómo se deteriora un Geotextil cuando está expuesto simultáneamente a la luz ultravioleta y al agua.

El equipo requerido para realizar este ensayo es el siguiente:

- 1. Aparato de arco Xenón, bien de tipo BH o C:** El aparato debe estar en capacidad de exponer a los especímenes a ciclos de luz solamente, seguido de un rocío de agua junto con exposición a la luz bajo condiciones controladas de atmósfera de ensayo y deberá estar equipado con un filtro de vidrio de borosilicato tanto interna como externamente.
- 2. Máquina para el ensayo de tracción:** conforme al o descrito para el ensayo GRAB, (ASTM D-4632).

REFERENCIAS

ASTM D 4355-92

INVÍAS E – 910 - 07

2.3.4.7 Método estándar para determinar la retención de asfalto de Geotextiles usados en repavimentaciones asfálticas ASTM D-6140

Esta norma consiste en medir la capacidad de retención asfáltica de los Geotextiles de Repavimentación la cual se define como el volumen de cemento asfáltico retenido por Geotextiles de Repavimentación por unidad de área del espécimen después de ser sumergido en cemento asfáltico. El uso de este método está dado para establecer un valor índice para proveer criterios estándar y una base para reportes uniformes.

Los especímenes de ensayo son pesados individualmente antes de ser sumergidos en cemento asfáltico que será usado para la capa superior. El cemento asfáltico se mantiene a una temperatura específica.

Después de ser sumergidos, los especímenes son colgados para ser secados en horno por un periodo de tiempo especificado en el horno a la misma temperatura. Después de haber sido completado el proceso de ser los especímenes sumergidos y secados, cada espécimen es pesado y la retención asfáltica es determinada.

Este método de ensayo se refiere al procedimiento para determinar la retención de asfalto para Geotextiles. Los Geotextiles de Repavimentación son usados en un sistema de membrana textil como intercapa en pavimentos previos a la colocación de una capa asfáltica superior.

El equipo requerido para realizar este ensayo es el siguiente:

- 1. Escala o balanza:** La balanza debe tener una capacidad y una sensibilidad suficiente para pesar los especímenes con una precisión de ± 0.1 gramos. La precisión de la escala deberá ser certificada por una autoridad reconocida.
- 2. Troquel de corte:** El troquel debe medir 100 mm por 200 mm (4 por 8 pulg) con una tolerancia de 1mm (1/16 pulg) en cada dimensión.
- 3. Horno convencional mecánico:** Deberá tener la capacidad de mantener la temperatura requerida de ensayo con una tolerancia de $\pm 2^{\circ}\text{C}$ (4°F).
- 4. Cemento Asfáltico:** Debe cumplir con unas condiciones de penetración 60 – 70 décimas de milímetros, o equivalente, o recomendado por la agencia específica. El cemento asfáltico no deberá ser usado por más de tres series de ensayos. Calentar y enfriar repetidamente pueden variar los resultados del ensayo debido al manejo del asfalto.

Nota: Calentar y enfriar el asfalto repetidamente puede cambiar la viscosidad de este y conducir a valores más altos de retención de asfalto. Si se observa una tendencia de incremento en los valores de retención asfáltica, el cemento asfáltico debería ser cambiado.

El número de especímenes necesarios para la prueba es de cuatro, cortados en la dirección transversal de la máquina y cuatro especímenes en la dirección de la máquina para cada muestra con una dimensión de 100 por 200 mm.

REFERENCIAS

ASTM D 6140-00

INVÍAS E – 911 - 07

2.3.4.8 Método estándar para medir la masa por unidad de área de Geotextiles ASTM D-5261

En esta norma se dan las instrucciones para determinar la masa por unidad de área mediante la medida del peso de los especímenes de ensayo de dimensiones conocidas, obtenidos de lugares variados

sobre el ancho total de la muestra de laboratorio. Los valores obtenidos se promedian para obtener la masa promedio por unidad de área de la muestra de laboratorio, la que a su vez se usará para determinar el valor mínimo promedio por rollo del lote, como resultado de la evaluación comparativa con los otros valores correspondientes de las muestras del lote.

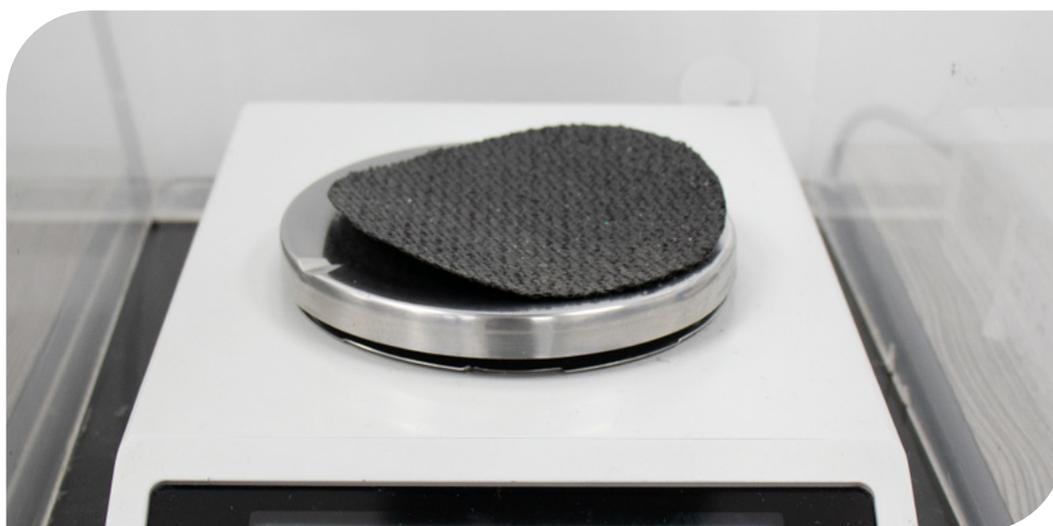
Este método de ensayo es utilizado para determinar si un Geotextil cumple con la masa por unidad de área establecida por las especificaciones técnicas de un proyecto. Este método también puede ser utilizado para establecer la conformidad de un material dentro de las actividades de control de calidad durante el proceso industrial de producción.

El equipo requerido para realizar este ensayo es una balanza, calibrada y con capacidad de hasta 5000 g con una precisión de 0.01 g.

El mínimo número de especímenes de ensayo será de 5, obtenidos de manera que representen el ancho del rollo y en combinación con un área mínima de 100,000 mm². Cada espécimen de ensayo deberá poseer un área mínima de 10,000 mm². El corte entre especímenes de ensayo tendrá una precisión de $\pm 0.5\%$ de su área.

No se tomarán especímenes para ensayo dentro de los décimos de ancho de rollo a cada lado medido desde los bordes.

Se acondicionan los especímenes hasta que alcancen la atmósfera para ensayos de Geotextiles. Se considera que se ha alcanzado el equilibrio cuando el incremento en masa del espécimen en pesajes sucesivos, a intervalos no menores de 2 horas, no exceda el 0.1% de la masa del espécimen.



▲ *Fotografía 2.31 | Ensayo masa por unidad de área.*

REFERENCIAS

ASTM D 5261-92

INVÍAS E – 912 - 07

2.3.4.9 Método de ensayo estándar para determinar la resistencia al punzonamiento estático de Geotextiles usando un pistón de prueba de 50mm de diámetro ASTM D-6241

Esta norma establece el procedimiento para determinar la resistencia al punzonamiento estático de los Geotextiles tomando una muestra que es sujeta por medio de abrazaderas sin ser tensionada entre placas circulares y es asegurada en una máquina de tensión o compresión, o ambas. Una fuerza es ejercida en el centro de la parte que esta sin apoyar por un pistón de acero fijo al indicador de carga hasta que ocurre la ruptura. La fuerza máxima registrada es el valor de la resistencia al punzonamiento.

Esta metodología de ensayo es un índice usado para medir la fuerza requerida para punzonar un Geotextil y/o productos relacionados. El tamaño relativamente grande del pistón provee una fuerza multidireccional en el Geotextil.

El equipo requerido para realizar este ensayo es el siguiente:

- 1. Máquina de Ensayo de Penetración:** debe ser del tipo tasa - constante de Extensión (CRE), con registrador gráfico que se ajuste a la especificación D 76.
- 2. El pistón:** con un diámetro plano de 50 milímetros \pm 1mm con un borde radial de 2.5mm \pm 0.5mm.
- 3. Aparatos de fijación:** constan de platos concéntricos con un diámetro interno de 150mm, capaz de sujetar el espécimen sin que este se deslice (Él límite del deslizamiento de la muestra durante la prueba es de 5mm). El diámetro externo se sugiere sea de 250mm. El diámetro de los agujeros usados para asegurar la abrazadera en anillo se sugiere sea de 11mm y estén igualmente espaciados en un diámetro de 220mm.
- 4.** Las superficies de estas placas pueden ser de estrías de caucho en forma de O, o papel lija áspero pegadas en ambas superficies. Se recomienda que los pernos de 9.5mm estén soldados al plato inferior de modo que la placa superior pueda montar sobre los pernos y las tuercas se puedan apretar con facilidad. Un bloque guía puede facilitar la puesta de la muestra que se quiere fijar. Otros métodos de fijación que eviten el deslizamiento de la muestra son aceptables.



▲ *Fotografía 2.32 | Inicio ensayo punzonamiento estático.*



▲ *Fotografía 2.33 | Finalización ensayo punzonamiento estático.*

REFERENCIAS

ASTM D6241 – 99

INVÍAS E – 913 - 07

2.3.4.10 Método de ensayo estándar para determinar el coeficiente de fricción suelo - Geosintético y Geosintético - Geosintético por el método de corte directo ASTM D 5321 – 02

La resistencia al corte entre un Geosintético y un suelo, u otro material, es determinado colocando el Geosintético y una o más superficies de contacto, como un suelo, dentro de la caja de corte directo. Una fuerza normal constante y representativa del nivel de esfuerzos es aplicada sobre la muestra y una fuerza tangencial o cortante es aplicada al aparato, para que una sección de la caja se mueva en relación a la otra sección, la fuerza cortante es tomada en función del desplazamiento horizontal entre las secciones de la caja de corte.

La prueba es desarrollada con un mínimo de tres diferentes esfuerzos normales, seleccionados por el usuario, para modelar las condiciones apropiadas de campo. Los valores tomados de esfuerzo cortante son graficados contra los esfuerzos normales aplicados usados en la prueba. Los datos de la prueba son representados por la línea de falla cuya inclinación es el coeficiente de fricción entre los materiales y el punto de corte en el eje de las ordenadas será el valor de adhesión.

Este método de prueba cubre el procedimiento para determinar la resistencia al corte de un Geosintético contra un suelo, o Geosintético contra Geosintético, bajo una tasa constante de deformación. El método de prueba se lleva a cabo para indicar el desempeño de los materiales seleccionados modelando las condiciones de campo. Los resultados obtenidos por este método, pueden ser limitados en la medida de su aplicabilidad en las condiciones específicas consideradas para el ensayo.

El equipo necesario para realizar este ensayo es el siguiente:

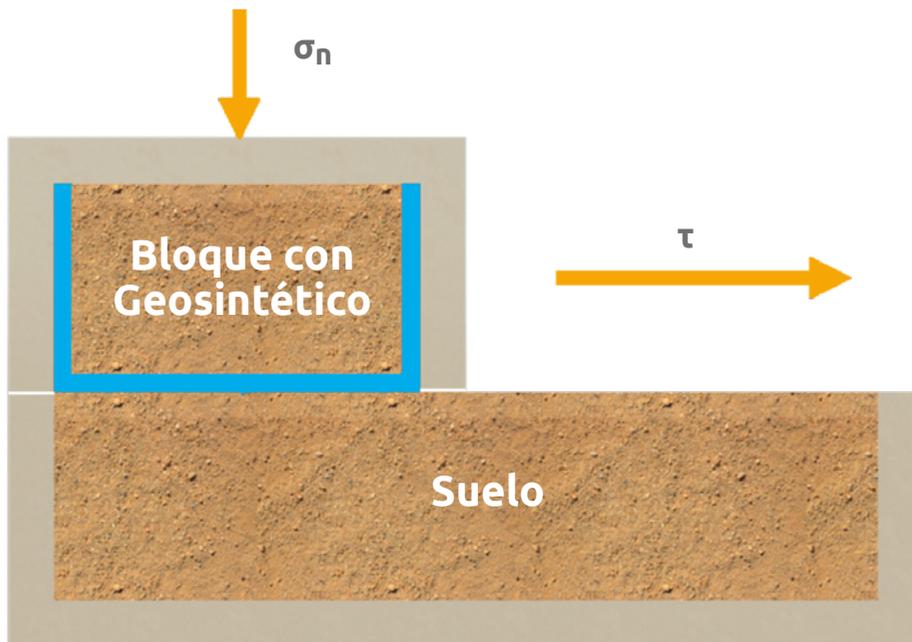
- 1. Equipo de corte:** El equipo consiste en dos contenedores, uno fijo y uno móvil, ambos deben ser capaces de contener la muestra de suelo húmeda o seca, y deben ser lo suficientemente rígidos para no distorsionar los resultados durante el ensayo de corte. El contenedor móvil debe tener un mecanismo que asegure el movimiento de la caja con una fricción mínima y únicamente en la dirección paralela a la fuerza de corte aplicada.
- 2. Contenedores de la muestra:** Estos pueden ser cuadrados y rectangulares y deben tener una dimensión mínima de 30mm o 15 veces el D_{85} del suelo de muestra o 5 veces el máximo de la abertura de poros del Geosintético de la muestra. La profundidad de cada caja debe ser de al menos 50mm o 6 veces el tamaño máximo de la partícula del suelo de muestra.
- 3. Equipo de aplicación de carga vertical:** Debe ser capaz de aplicar y mantener una fuerza normal

constante sobre la muestra durante la prueba. El tipo de aplicación de carga, puede ser por peso, por sistemas hidráulicos o neumáticos, o pistones.

4. Equipo de aplicación de carga de corte: Debe ser capaz de aplicar y mantener una fuerza cortante sobre la muestra a una tasa de desplazamiento constante en dirección paralela a la caja móvil. La tasa de desplazamiento debe ser controlada con una precisión de $\pm 10\%$ con un rango de desplazamiento de al menos 6.35 mm/min a 0.025mm/min. Este equipo debe ser conectado al aparato de prueba de tal manera que el punto de aplicación de la fuerza este en el plano de la interfase de corte y se mantenga igual para todas las muestras.

5. Indicadores de desplazamiento: Estos indicadores deben ser capaces de medir desplazamiento de al menos 75mm para desplazamientos horizontales y 25mm para desplazamientos verticales. La sensibilidad de estos indicadores debe ser de 0.02mm para desplazamientos horizontales.

6. Preparación del suelo de muestra: En pruebas que utilicen suelo como superficie de fricción se deben llevar las recomendaciones de compactación dadas en las normas ASTM D 698 o D 1557 o D 3080.



▲ Figura 2.8 | Ensayo fricción suelo-Geosintético.

REFERENCIAS

ASTM D 5321- 02

ASTM D 698

ASTM D 1557

ASTM D 3080

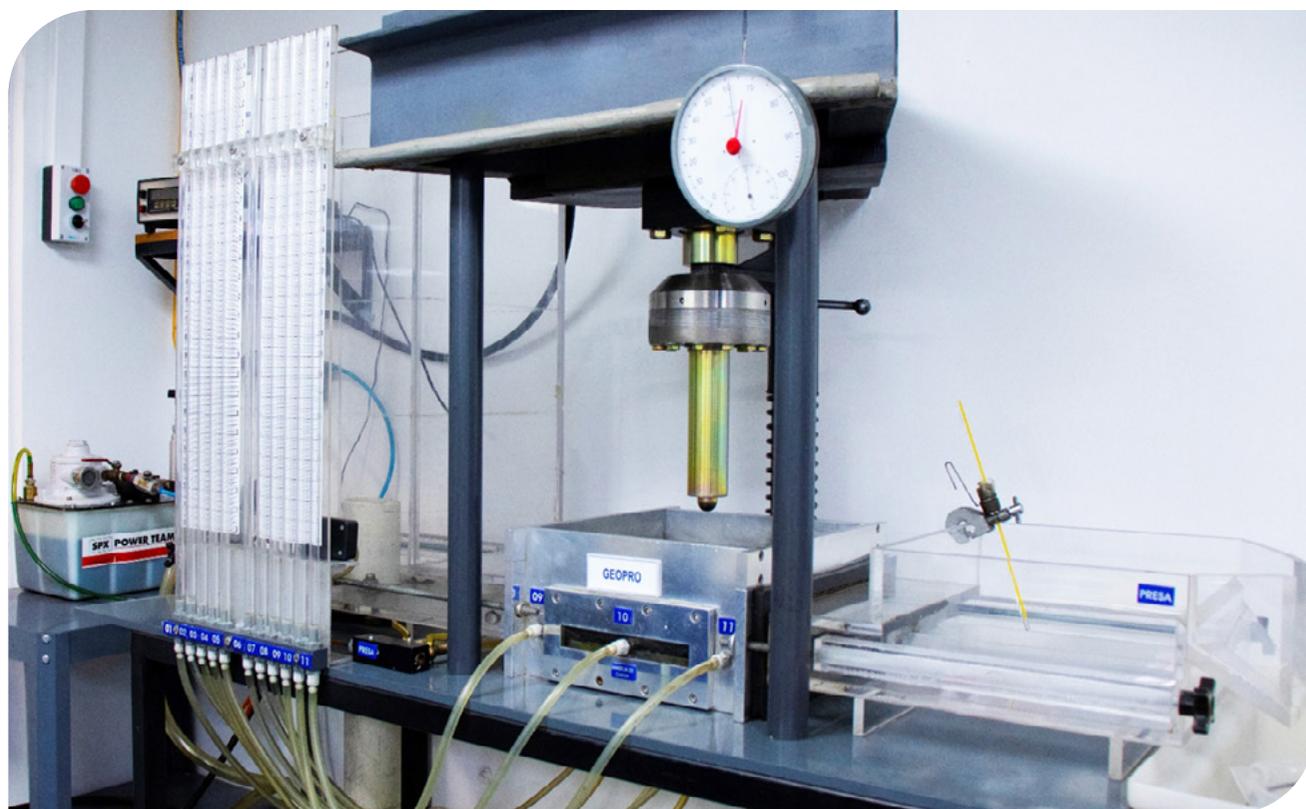
2.3.4.11 Método de ensayo para determinar la tasa de flujo y la transmisividad hidráulica de un Geosintético utilizando una cabeza constante ASTM D 4716-03

La tasa de flujo por unidad de ancho es determinada midiendo la cantidad de agua que pasa por un espécimen de prueba en un intervalo específico de tiempo bajo un esfuerzo normal y un gradiente hidráulico específico.

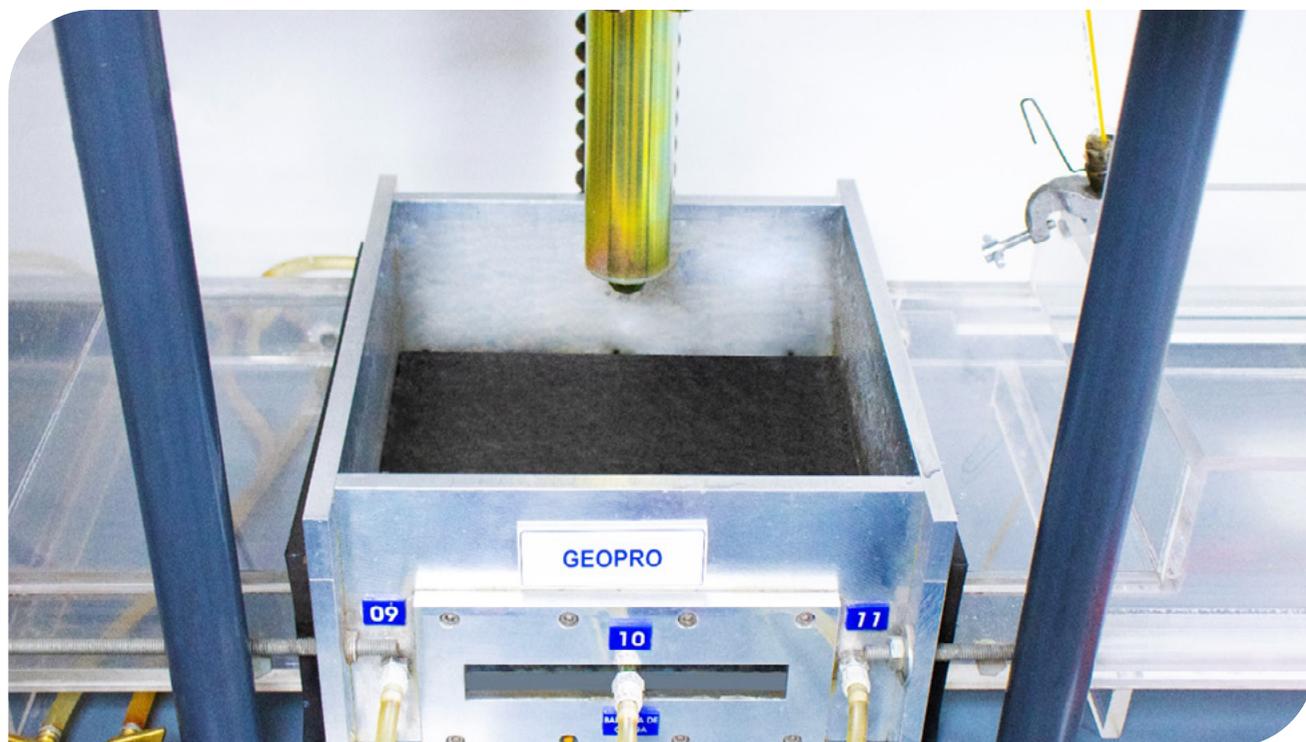
La transmisividad hidráulica debería ser determinada solo por pruebas que exhiben una tasa de flujo lineal por unidad de ancho contra el gradiente relacionado, es decir, flujo laminar.

El equipo necesario para realizar este ensayo es el siguiente:

- 1. Base:** Es una superficie plana y lisa, con una medida suficiente para poder alojar al espécimen de prueba. Para pruebas con Geotextiles, todas las superficies deberán estar cubiertas con una capa de caucho para filtraciones.
- 2. Reservorio:** Este puede ser de material plástico, de vidrio o metal. Su altura debe ser al menos igual a la longitud total del espécimen, este debe tener la capacidad de mantener un nivel constante de agua para cualquier altura de ensayo.
- 3. Mecanismo de carga:** Este mecanismo debe ser capaz de generar un esfuerzo normal a la compresión sobre el espécimen de la prueba en un rango desde los 10kPa hasta por lo menos 500kPa sobre un área aproximada de 300mm por 300mm que son las dimensiones recomendadas para el tamaño del espécimen.
- 4. Vertedero de desagüe:** Debe ser por lo menos del ancho de la base o ancho del espécimen, puede ser rectangular o triangular y debe estar localizado a una altura mayor a la del espécimen.
- 5. Colector de desagüe:** El colector debe tener el tamaño suficiente para poder captar el flujo de salida del aparato para poder ser medido para posteriores cálculos.
- 6. Manómetros:** Están ubicados a la entrada y a la salida del espécimen, los manómetros deben ser en tubería transparente y deben tener una altura por lo menos igual a la altura del nivel máximo de agua alcanzado en el reservorio.



▲ Fotografía 2.34 | Equipo para ensayo de transmisividad y tasa de flujo.



▲ Fotografía 2.35 | Ensamble de probeta ensayo de transmisividad y tasa de flujo.

REFERENCIAS

ASTM D4716 – 03

2.3.4.12 Medida del potencial de colmatación de un sistema suelo – Geotextil por la variación del gradiente hidráulico ASTM D 5101 – 90

Este método de ensayo es aplicado para determinar el comportamiento que tiene un sistema suelo – Geotextil frente al efecto de la colmatación en la variación de la permeabilidad con el paso del tiempo. El ensayo requiere una cámara de filtración vertical, un filtro al cual se le aplicará el ensayo y el suelo con el cual se quiera ensayar el filtro. A este sistema se le hará circular agua a diferentes gradientes hidráulicos y se le medirá en diferentes intervalos de tiempo las alturas piezométricas y los caudales para así determinar el taponamiento y la permeabilidad del filtro.

El equipo necesario para realizar este ensayo es el siguiente:

1. **Cámara de filtración vertical:** Tres secciones principales, dos anillos con rosca, mangueras y soportes de entrada a la cámara.
2. **Tabla de piezómetros:** Consta de once tubos paralelos y una escala graduada.
3. **Dos recipientes graduados:** Con una capacidad de 700 cm³ y con una entrada y salida de flujo.
4. **Un recipiente graduado:** Con una capacidad de 100 cm³ para medir caudales.
5. **Filtro:** Si es un filtro diseñado en Geotextil solo se le realiza la prueba a la tela.
6. Sistema de recirculación de agua.
7. Sistema de desaireamiento de agua.
8. **Cilindro de madera:** 50mm de diámetro por 150mm de largo, este cilindro se utilizará para compactar el material.

REFERENCIAS

ASTM D 5101 – 90



Capítulo 3

GENERALIDADES DE
Diseño

Desde la aparición de los Geosintéticos como nuevos materiales a emplear en la ingeniería civil, se han desarrollado distintas metodologías de diseño basadas en la experiencia, investigación y modelos matemáticos, los cuales son aplicados bajo diferentes criterios de ingeniería.

En este capítulo exponemos algunas de estas metodologías para la aplicación de Geosintético en obras de ingeniería civil y control de calidad en el proceso de fabricación.

3.1 Diseño

Consiste en evaluar el Geosintético con base a la función principal para la cual se especifica (Separación, refuerzo, drenaje, filtración o protección) y poder calcular los valores numéricos de la propiedad requerida. De esta forma se realiza una elección del Geosintético atendiendo aspectos cualitativos y cuantitativos. En algunos casos se requieren cumplir varias funciones simultáneamente, por lo tanto, la selección del Geosintético a emplear será más segura si este puede desarrollar las funciones al mismo tiempo.

Para que los Geosintéticos puedan proporcionar un alto grado de seguridad en el desarrollo de sus funciones, en su fabricación y en su inicio con las materias primas, debe ser estrictamente controlado mediante la evaluación de sus propiedades durante todo el proceso de producción.

No obstante, la forma en que el Geosintético desarrollará sus funciones no depende únicamente del proceso de fabricación, sino que dependerá en gran parte de la correcta instalación en obra. De esto se deduce la necesidad de realizar una supervisión cuidadosa en la instalación del Geosintético si se desea conseguir un completo desarrollo de sus funciones.

El factor de seguridad será el resultado de dividir el valor del ensayo típico de la propiedad relevante para la función principal (valor admisible), entre el valor requerido para dicha propiedad obtenido según algún método o norma de diseño representativo de la realidad.

Según lo anterior:

$$FS = \frac{\text{Valor admisible}}{\text{Valor requerido}}$$

Si el factor de seguridad así obtenido es suficientemente mayor que la unidad, el Geosintético seleccionado es el adecuado.

En resumen, se pueden establecer los siguientes pasos a seguir en el desarrollo del diseño por función:

1. Evaluar la aplicación del Geosintético considerando los materiales que van a estar en contacto con él.
2. Dependiendo de las condiciones en la obra, escoger un factor de seguridad adecuado.
3. Especificar la función primaria del Geosintético.
4. Calcular numéricamente el valor de la propiedad requerida del Geosintético basándose en su función primaria.
5. Obtener el valor admisible por ensayo de cada propiedad.
6. Calcular el factor de seguridad como cociente del valor de la propiedad admisible entre el valor de la propiedad requerida.
7. Comparar el factor de seguridad obtenido con el deseado.
8. Si el factor de seguridad no es aceptable, se debe reiniciar el proceso con un Geosintético de características superiores.
9. Si el factor de seguridad es aceptable, comprobar si otras funciones del Geosintético pueden ser críticas o relevantes y escoger el más completo.

Este método de diseño, será utilizado en el desarrollo de todos los capítulos de este Manual de Diseño, lo que conllevará a identificar la función primaria del Geosintético que se va a utilizar.

En el proceso de diseño, se tendrán en cuenta los ensayos de caracterización en el laboratorio, estos ensayos no son del todo representativos de las condiciones de comportamiento “in situ” del Geosintético así que el valor de la propiedad índice deberá dividirse en diversos factores de seguridad de la siguiente forma:

$$\text{Valor admisible} = \frac{\text{Valor del ensayo}}{\text{Factores de reducción}}$$

Los factores de reducción varían considerablemente dependiendo básicamente de la función que vaya a desempeñar el Geosintético. A continuación, se explican y especifican los valores recomendados para aplicaciones como refuerzo, separación, drenaje y protección con diferentes Geosintéticos.

3.1.1 Factores de reducción para Geosintéticos en separación y refuerzo

- a. Daños por instalación:** Este factor de reducción ha sido estudiado y cuantificado en un gran número de proyectos, se han tenido en cuenta entre otros, los siguientes aspectos: la naturaleza del suelo de subrasante, el suelo de recubrimiento y la posibilidad de que exista tránsito de maquinaria

pesada sobre el Geosintético durante el periodo de instalación. Las diversas condiciones de campo hacen que el valor del factor de reducción por instalación no sea una constante, por lo tanto, para cada proyecto se debe estimar este factor. Otra opción, es realizar pruebas de campo y observar el comportamiento del Geosintético con el fin de establecer un factor acorde con el desempeño del material en el sitio del proyecto.

b. Fluencia o Creep: Este factor se refiere a la deformación del material en el tiempo sometido a una carga o esfuerzo constante. En general, todos los Geosintéticos experimentan este efecto en mayor o menor intensidad según la carga a la que se encuentren sometidos. Los ensayos más conocidos en el mundo para el estudio de este fenómeno son realizados en una condición confinada en el cual se cuelga una pesa a una muestra de Geosintético y se mide la elongación del material con el paso del tiempo; sin embargo, el estudio de este fenómeno ha encontrado que este efecto disminuye considerablemente bajo esfuerzos de confinamiento y según el tipo de Geosintético.

Así como en los Geotextiles, la resistencia de las Geomallas también se ve afectada por este efecto, sin embargo, para este tipo de Geosintéticos el efecto es menor debido al espesor y rigidez del material.

Actualmente no existe unanimidad de parte de las entidades gubernamentales y oficiales que expidan normas para el diseño con este tipo de materiales, por lo que **la experiencia y criterio del diseñador es fundamental en la elección de un factor que este acorde a las condiciones de cada proyecto.**

c. Degradación química y biológica: En ediciones previas de este manual se tomaban por separado los factores de reducción químico y biológico para funciones de refuerzo y separación. Sin embargo, según los trabajos realizados por R. Koerner se pudo demostrar que los agentes biológicos que atacan a las materias primas de los Geosintéticos son casi nulos y no presentan ninguna afectación a las propiedades del material con el paso del tiempo. Según lo anterior, el factor por degradación biológica podría ser eliminado, no obstante, ahora se combina con el factor de degradación química y así se evitan confusiones y no desaparece completamente. Con respecto a la degradación química se deben determinar las condiciones ambientales específicas del sitio y tener presente para el diseño condiciones adversas como la presencia de solventes orgánicos, agua subterránea con pH muy bajo o muy alto o cualquier sustancia presente en el lugar que amenace con la integridad del Geosintético. Los valores mostrados para este factor se presentan en las Tablas 3.1 y 3.2.

d. Costuras: Para aplicaciones de refuerzo donde se vean involucradas las costuras del Geotextil se puede incluir un factor de reducción adicional en la ecuación de diseño. El valor de este factor se determina usando el valor de resistencia a la tensión del Geosintético contra el valor de resistencia

incluyendo la costura. La relación entre las dos resistencias varía entre 1.0 a 3.0 y depende de la aplicación en la que se vaya a considerar. Según la norma AASHTO M288 – 17, la resistencia recomendada a la tensión en la unión debe ser mínimo el 90% de la resistencia a la tensión medida por el método Grab (ASTM 4632) del Geotextil que está siendo valorado.

Tabla 3.1 Factores de reducción para Geotextiles en aplicaciones de separación y refuerzo

Área	Daños por instalación FRID	Fluencia FRFL	Degradación química/ biológica** FRDQB
Separación	1.1 a 2.5	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Protección Geomembranas	1.1 a 2.0	1.2 a 1.5	1.0 a 2.0
Caminos no pavimentados	1.1 a 2.0	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Muros de Contención	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 a 2.0	2.0 a 3.5	1.0 a 1.5
Fundaciones	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5
Estabilización de taludes	1.1 a 1.5	2.0 a 3.0	1.0 a 1.5
Capas Pavimento	1.1 a 1.5	1.0 a 2.0	1.0 a 1.5
Ferrocarriles	1.5 a 3.0	2.0 a 4.0	1.5 a 2.0
Geotextile Tubes	1.1 a 1.5	1.5 a 3.0	1.0 a 1.5

**El valor inferior de cada rango se refiere a aplicaciones que tienen tiempos de servicio relativamente cortos o situaciones en las que las deformaciones por creep o fluencia no son críticas para el rendimiento general del sistema.*

Tabla 3.2 Factores de reducción para Geomallas en aplicaciones de refuerzo

Área	Daños por instalación FRID	Fluencia FRFL	Degradación química/ biológica** FRDQB
Caminos pavimentados	1.2 a 1.5	1.5 a 2.5	1.1 a 1.7
Caminos no pavimentados	1.1 a 1.6	1.5 a 2.5	1.0 a 1.6
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Estabilización de taludes	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Muros de contención	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Fundaciones	1.2 a 1.5	2.0 a 3.0	1.1 a 1.6

3.1.2 Factores de reducción para Geotextiles en aplicaciones de drenaje

Los Geotextiles son tal vez uno de los Geosintéticos más versátiles debido a sus numerosas aplicaciones y funciones. La más conocida es la de filtración. Sin embargo, con un espesor suficiente puede servir como material drenante. En filtración, el flujo va perpendicular al plano del Geotextil, mientras que, para drenaje, el flujo va paralelo o por dentro del mismo. A continuación, se mencionan los factores a tener en cuenta para el diseño por función para Geotextiles en aplicaciones de filtración y drenaje.

a. Colmatación y taponamiento: Este factor de reducción compensa el bloqueo de los poros aguas arriba del Geotextil por partículas de suelo las cuales reducen el flujo a través del Geotextil. El rango de valores de este factor se muestra en la Tabla 3.3 (nótese que los valores para este factor son los más altos para aplicaciones de drenaje, esto se debe a la incertidumbre del comportamiento del tipo de suelo del sitio y el tipo de Geotextil utilizado para la aplicación). El estudio de este fenómeno se ha evidenciado por medio de la medición y comparación de tasas de flujo para Geotextiles vírgenes y exhumados, determinando así la permitividad del material antes y después del contacto con un determinado tipo de suelo. Por lo general, los valores más bajos para este factor son utilizados cuando el suelo del sitio del proyecto tiene un contenido mínimo de finos, mientras que los valores más altos generalmente aplican para suelos de grano fino. La recomendación que se puede dar para este factor es tener en cuenta el tipo de Geotextil a utilizar frente al tipo de material presente en el lugar del proyecto. En el Capítulo 9 se muestran los resultados de un estudio con respecto a la colmatación de los Geotextiles y sus recomendaciones posteriores.

- b. Reducción de vacíos por Creep o fluencia:** Debido a que los Geotextiles son sometidos a cargas de compresión, se debe incluir para la selección del Geotextil un factor de reducción que tenga en cuenta la variación en el tiempo del paso del flujo a través del Geotextil. Este es un fenómeno que se desarrolla a largo plazo, y los ensayos para cuantificarlo los realiza el fabricante según el ensayo de permitividad del GRI "Geosynthetic Research Institute" GT1 el cual sirve para determinar el factor de reducción realizando ensayos a 1000 horas teniendo en cuenta el gradiente y el esfuerzo a compresión al que es sometido el Geotextil. Cuando se desea utilizar el Geotextil como medio para la transmisión de agua se realizan ensayos de transmisividad a largo plazo. Sin embargo, para ambas situaciones tanto para permitividad como para transmisividad, existe la opción de realizar pruebas de campo para productos específicos y condiciones del sitio específicas.
- c. Intrusión en los vacíos:** Este factor compensa el comportamiento que tienen las partículas de suelo para entrar y ser retenidas dentro del Geotextil, reduciendo el flujo a través del mismo.
- d. Colmatación química:** Este fenómeno se tiene en consideración cuando el líquido a filtrar o a drenar posee químicos que puedan quedar atrapados dentro del Geotextil colmatándolo o taponándolo. Aguas subterráneas altamente alcalinas pueden colmatar el Geotextil con Calcio o Magnesio. Líquidos con cantidades mayores a los 5000 mg/l de sólidos suspendidos totales requieren factores de reducción mayores.
- e. Colmatación biológica:** Así como la colmatación química, la naturaleza del líquido a drenar también es tenida en cuenta. Para aplicaciones de drenaje el factor de reducción por colmatación biológica puede ser relevante en proyectos en los cuales se desee captar y drenar líquidos con alto contenido de microorganismos, por ejemplo, en sistemas de captación y drenaje de lixiviados, en rellenos sanitarios o en el manejo de biosólidos. En dichas aplicaciones este factor de reducción ocasiona el uso de un alto factor de reducción en el diseño. Líquidos con valores de DBO (Demanda Biológica de Oxígeno) mayores a 5000 mg/l requieren factores de reducción mucho mayores.

Tabla 3.3 Factores de reducción para Geotextiles en aplicaciones de drenajes

Área	Colmatación FRSCB	Reducción de vacíos por creep FRCR	Intrusión en los vacíos FRIN	Colmatación química FRCC	Colmatación biológica FRBC
Filtros en el espaldón muros de contención	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 subdrenaje	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 control de erosión	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 en rellenos sanitarios	2.0 a 10	1.5 a 2.0	1.0 a 1.2	1.2 a 1.5	2.0 a 5.0**
Drenaje por gravedad	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
Drenaje a presión	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

*Si bloques de concreto o rip rap cubren la superficie de los Geotextiles, use los valores superiores o incluya un factor de reducción adicional.

**Los valores pueden ser particularmente más altos por alta alcalinidad del agua subterránea.

***Los valores pueden ser más altos por un extremadamente alto contenido de microorganismos y/o crecimiento de organismos y raíces de plantas o vegetación.

3.1.3 Factores de reducción para geocompuestos en aplicaciones de drenaje

En los párrafos anteriores se habló sobre los factores de reducción para Geotextiles como medios filtrantes, es decir para aplicaciones de flujo a través del plano del Geotextil. A continuación se referencian los factores de reducción para geocompuestos, en los cuales su función primaria es la transmisión de flujo en el plano del mismo. Para los geocompuestos el factor de reducción por colmatación y taponamiento no es tenido en cuenta, debido a que este no es un factor que altere el drenaje de los fluidos dentro del sistema.

a. Reducción de vacíos por Creep: Este criterio depende de las condiciones específicas del lugar donde se va a instalar el Geodrén y de los esfuerzos aplicados sobre el mismo. El núcleo o geored del Geodrén se verá afectado por el fenómeno de Creep a la compresión, por lo que a largo plazo puede existir una reducción de la transmisividad del sistema debido a la disminución del espesor del mismo.

b. Intrusión en los vacíos: Considerando los espacios que existen en el núcleo del geocompuesto, en este caso del Geodrén, el fenómeno de intrusión representa un factor significativo para el diseño. Las variables que afectan este fenómeno son el espaciamiento entre los tendones de la red, la rigidez de la misma, del Geotextil de recubrimiento y el esfuerzo a la compresión que es aplicado sobre el sistema.

Los factores de reducción por Creep y por intrusión en los vacíos, pueden ser minimizados, en caso de que el fabricante suministre al diseñador las gráficas realizadas para el ensayo de transmisividad y tasa de flujo del geocompuesto, en el cual se tienen en cuenta los efectos de los esfuerzos de compresión a los que es sometido el sistema y el gradiente hidráulico según la dirección del flujo y la cabeza hidráulica.

c. Colmatación química: Este fenómeno se tiene en consideración cuando el líquido a filtrar o a drenar posee químicos que puedan quedar atrapados dentro del geocompuesto, colmatandolo o taponandolo. Aguas subterráneas altamente alcalinas pueden colmatar el Geotextil o la geored con Calcio o Magnesio. Líquidos con cantidades mayores a los 5000 mg/l de sólidos suspendidos totales requieren factores de reducción mayores.

d. Colmatación biológica: Así como la colmatación química, la naturaleza del líquido a drenar también es tomada en cuenta. Para aplicaciones de drenaje el factor de reducción por colmatación biológica puede ser relevante en proyectos en los cuales se desee captar y drenar líquidos con alto contenido de microorganismos, como por ejemplo en sistemas de captación y drenaje de lixiviados en rellenos sanitarios o en el manejo de biosólidos. En dichas aplicaciones este factor de reducción

ocasiona el uso de un alto factor de reducción en el diseño. Líquidos con valores de DBO (Demanda Biológica de Oxígeno) mayores a 5000 mg/l requieren factores de reducción mucho mayores.

Tabla 3.4 Factores de reducción para geocompuestos en aplicaciones de drenaje

Área	Reducción de vacíos por creep FRCR	Intrusión en los vacíos FRIN	Colmatación química FRCC	Colmatación biológica FRBC
Campos deportivos	1.0 a 1.2	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2	1.0 a 1.3
Roturas capilares	1.1 a 1.3	1.0 a 1.2	1.1 a 1.5	1.0 a 1.3
Cubiertas de techos y plazas	1.2 a 1.4	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2	1.1 a 1.3
Muros de contención, taludes escarpados	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.1 a 1.5	1.0 a 1.5
Colchones drenantes	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2
Drenaje de agua infiltrada en rellenos sanitarios	1.3 a 1.5	1.1 a 1.4	1.0 a 1.2	1.5 a 2.0
Recolección de lixiviados primarios para rellenos sanitarios	1.5 a 2.0	1.4 a 2.0	1.5 a 2.0	1.5 a 2.0
Recolección de lixiviados secundarios para rellenos sanitarios	1.5 a 2.0	1.4 a 2.0	1.5 a 2.0	1.5 a 2.0

Las Tablas 3.1, 3.2, 3.3, 3.4 fueron tomadas del libro "Designing With Geosynthetics", 6 ED., 2012.

3.2 Normativa internacional

El uso y la aplicación de los Geosintéticos en obras civiles, tienen una función ingenieril, la cual tiene como principal elemento el aprovechamiento de las propiedades hidráulicas y de resistencia de los elementos a utilizar. Por esta razón se vuelve importante conocer los métodos de medición y control de estas propiedades en cada una de sus aplicaciones.

En gran parte de los países de Latinoamérica existen normativas que sirven para controlar las

propiedades mecánicas e hidráulicas de los Geosintéticos, dependiendo de su aplicación. No en todos los países es muy asertiva y en muchas ocasiones tenemos que acudir a normas internaciones para conocer los requerimientos mínimos que deben tener los Geosintéticos en sus diferentes aplicaciones. Sin embargo, como guía, a continuación mencionamos las normas aprobadas por entidades estatales para diferentes países de Latinoamérica.

3.2.1 Colombia

Normas instituto nacional de vías (INVÍAS)	
Artículo 223	Terraplenes Reforzados con Geosintéticos
Artículo 231	Separación de suelos de subrasante y capas granulares con Geotextil
Artículo 232	Estabilización de suelos de subrasante con Geotextil
Artículo 233	Estabilización de suelo de subrasante y refuerzo de capas granulares con Geomallas
Artículo 464	Geotextiles para repavimentación
Artículo 673	Subdrenes con Geotextil y material granular
Artículo 683	Muros de tierra estabilizada mecánicamente con Geosintéticos
Artículo 811	Protección de taludes con productos enrollados para control de erosión

Especificaciones técnicas instituto de desarrollo urbano (IDU)	
330-11	Separación de suelos de subrasante y capas granulares con Geotextil
340-11	Subdrenes con Geotextil y material granular
342-11	Geomallas en capas asfálticas
360.11	Cruce de redes de servicios públicos en calzadas mediante cárcamos

Especificaciones técnicas acueducto	
NS-088	Geotextiles y geocompuesto de drenaje

3.2.2 Perú

Especificaciones ministerio de transporte y comunicaciones Manual de carreteras, especificaciones técnicas generales para construcción	
Sección 414 Separación de suelos de subrasante y capas granulares con Geotextil	
Sección 511 Geotextiles	
511.04	Requerimientos generales de resistencia de los Geotextiles Tabla 511-01Requerimientos para las propiedades de resistencia de los Geotextiles
511.05	Geotextiles usados en subdrenaje Tabla 511-02 Geotextiles usados en subdrenaje -requerimientos
511.06	Geotextiles usados en separación Tabla 511-03 Geotextiles para separación-requerimientos Tabla 511-04 Requerimientos para grado de durabilidad en función de condiciones de subrasante, equipo de construcción y espesores de elevación
511.07	Geotextiles usados en estabilización Tabla 511-05 Geotextiles para estabilización-requerimientos
511.08	Geotextiles usados en control permanente de erosión Tabla 511-06 Geotextiles para control permanente de erosión-requerimientos
511.09	Geotextiles usados en defensas temporales de lodos Tabla 511-07 Geotextiles usados en defensas temporales - requerimientos
511.10	Geotextiles usados para pavimentación Tabla 511-08 Geotextiles para pavimentación
511.11	Geotextiles para refuerzo
Sección 512 Subdrenes con Geotextil y material granular	
Sección 513 Geotextil para pavimentación	

3.2.3 México

Especificación instituto mexicano del transporte (IMT)		
Normativa para la infraestructura del transporte de la secretaria de comunicaciones y transporte (NIT-SCT)		
Capítulo Carreteras		
001	Geotextiles para terracerías	N•CMT•6•01•001/13
002	Geotextiles para obras de subdrenaje	N•CMT•6•01•002/13
003	Geotextiles para subbases y bases	N•CMT•6•01•003/13
004	Geotextiles para mezclas asfálticas en caliente	N•CMT•6•01•004/13
005	Geomallas de polímeros sintéticos para terracerías, subbases y bases	N•CMT•6•01•005/16
006	Geomallas de Fibra de Vidrio para mezclas asfálticas en Caliente	N•CMT•6•01•006/15
Capítulo Puertos		
007	Obras de protección Geotextiles	N•CTR•PUE•1•02•007/07
Secretaria de comunicaciones y transportes (SCT) Dirección general de servicios técnicos (DGST)		
Guía De Procedimientos Y Lineamientos Para La Construcción De Muros Mecánicamente Estabilizados (Año 2014) Publicación técnica No 382 Diseño de muros reforzados con Geosintéticos		

3.2.4 Panamá

Especificación ministerio de obras públicas (MOP)
Capitulo 39 especificación normalizada para Geotextiles
Requerimientos de los Geotextiles para drenaje de subsuelo, separación, estabilización y control permanente de erosión

3.2.5 Costa Rica

Especificación ministerio de obras públicas y transporte (MOPT)		
713.07	Mallas o redes para control de erosión y Geoceldas	
714.01	Geotextiles	
Tipo I(A-F)	Geotextil para drenaje superficial	Tabla 714-1
Tipo II (A-C)	Geotextil para separación	Tabla 714-2
Tipo III (A-B)	Geotextil para estabilización	Tabla 714-3
Tipo IV (A-F)	Geotextil para control de erosión	Tabla 714-4
Tipo V (A-C)	Geotextil para barrera temporal	Tabla 714-5
Tipo VI	Geotextil para pavimentación	Tabla 714-6

3.2.6 Argentina

Especificaciones instituto argentino de normalización y certificación	
IRAM 78001	Geosintéticos terminología
IRAM 78002	Geotextiles. Determinación de la masa por unidad de área
IRAM 78003	Geotextiles y productos relacionados. Toma de muestras y preparación de las probetas de ensayo
IRAM 78004-1	Geotextiles y productos relacionados. Determinación del espesor a presiones prefijadas Parte 1: Capas individuales
IRAM 78004-2	Geotextiles y productos relacionados. Determinación del espesor a presiones prefijadas Parte 2: Capas individuales de productos multicapa
IRAM 78005	Geotextiles y productos relacionados. Identificación in situ

Especificaciones instituto argentino de normalización y certificación	
IRAM 78006	Geosintéticos. Determinación de la abertura de filtración (tamaño aparente de poros), de Geotextiles
IRAM 78007	Geotextiles y productos relacionados. Determinación de las características de permeabilidad al agua normal al plano, sin carga
IRAM 78009	Geotextiles y productos relacionados. Ensayo de perforación dinámica (ensayo por caída de un cono)
IRAM 78010	Geotextiles y productos relacionados. Determinación de las características de permeabilidad planar
IRAM 78011	Geotextiles y productos relacionados con Geotextiles. Ensayo de penetración estática (Pistón CBR)
IRAM 78012	Geotextiles y productos relacionados. Ensayo de tracción con probetas anchas
IRAM 78013	Geotextiles y productos relacionados. Ensayo de tracción de las uniones y de las costuras por el método de la banda ancha
IRAM 78014	Geotextiles y productos relacionados. Determinación del coeficiente de fricción entre un Geosintético y el suelo u otro Geosintético, mediante el método de corte directo
IRAM 78015	Geotextiles y productos relacionados. Determinación de las propiedades de fluencia bajo compresión
IRAM 78016	Geosintéticos. Determinación del comportamiento a la fluencia por tracción y a la rotura por fluencia por tracción
IRAM 78017	Geosintéticos. Determinación de la resistencia al desgarramiento trapecial para Geotextiles
IRAM 78018	Geosintéticos. Determinación de la resistencia a la tracción de Geotextiles No Tejidos bajo carga concentrada por el método del agarre ("grab test")
IRAM 78019	Geosintéticos. Determinación del deterioro de los Geotextiles por exposición a la radiación ultravioleta y al agua mediante un equipo de tipo de arco de xenón
IRAM 78020	Geosintéticos. Determinación del potencial de colmatación del sistema Geotextil-suelo, en función de la relación de gradiente

Especificaciones instituto argentino de normalización y certificación	
IRAM 78026	Geosintéticos. Clasificación, funciones y usos
IRAM 78027	Geosintéticos. Determinación de la retención de asfalto por los Geotextiles empleados en pavimentación asfáltica en todo su ancho
IRAM 78028	Geomembranas. Envejecimiento en estufa de convección mecánica de Geomembranas de poliolefinas
IRAM 78029	Geomembranas. Determinación de la integridad de las uniones realizadas en obra, mediante soldadura mecánica
IRAM 78031	Guía para el diseño de Geosintéticos o Geotextiles en sistemas de drenaje subsuperficial

3.2.7 Brasil

Especificações 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 hidraulica 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 – En aprobación
DNER	Utilização de Geossintéticos em obras rodoviárias 1998
DNIT	Drenaje especificação de material 2012
DNIT	Manual de Drenagem de Rodovias 2006
IGS Brasil	Geotêxteis em Rodovias 2018 – En aprobación

Recomendações ABNT/CEE-175 PN 175:000.01-016
Geossintéticos – Diretrizes para análise da durabilidade Solo reforçado em aterro 2019 – En aprobación
Diretrizes para a determinação da resistência a longo prazo de Geossintéticos para o reforço de solos

3.2.8 Ecuador

Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes	
Sección 206	Prevención de la erosión
Sección 227	Protección del medio ambiente
Sección 227.1	Impermeabilización y revestimiento de suelos con la aplicación de Geomembranas de fibras sintéticas
Sección 402	Mejoramiento de la subrasante
Sección 402.6	Geotextil para estabilización de subrasante
Sección 402.7	Geomalla Biaxial para estabilización de subrasantes
Sección 402.8	Membranas sintéticas, para estabilización e impermeabilización (encapsulado) de la subrasante
Sección 406	Reparación y mantenimiento de pavimentos

Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes	
Sección 406.1	Utilización del Geotextil
Sección 511	Escolleras y revestimientos
Sección 606	Desagües subterráneos
Sección 606.1	Subdrenes
Sección 822	Drenes y Subdrenes

3.2.9 Chile

Manual de carreteras volumen 5 especificaciones técnicas generales de construcción	
Sección 5.204	Geotextiles
Sección 5.204.202.A	Requisitos de los Geotextiles para estabilización de suelos
Sección 5.204.202.B	Requisitos de los Geotextiles para separación de materiales
Sección 5.204.202.C	Requisitos de los Geotextiles para drenaje
Sección 5.204.202.D	Requisitos de los Geotextiles para control de erosión
Sección 5.204.202.E	Requisitos de los Geotextiles para relleno estructural liviano
Sección 5.604	Drenes
Sección 5.604.201	Telas del tipo Geotextil para drenes
Sección 5.604.202.A	Propiedades hidráulicas del geocompuesto drenante
Sección 5.604.202.B	Propiedades mecánicas del geocompuesto drenante
Sección 5.604.301	Dren de pavimento
Sección 5.604.302	Subdren con geocompuesto drenante

Manual de carreteras volumen 5 especificaciones técnicas generales de construcción	
Sección 5.604	Drenes
Sección 5.604.303	Manta drenante
Sección 5.617	Protección de taludes con malla vegetal biodegradable

3.3 Bibliografía

- 🌿 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

Colombia

Instituto Nacional de Vías	INVÍAS	www.invias.gov.co
Instituto de Desarrollo Urbano	IDU	www.idu.gov.co
Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá	EAAB	www.acueducto.com.co

Perú

Ministerio de Transportes y Comunicaciones	MTC	www.mtc.gob.pe
--	-----	--

México

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

Panamá

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

Costa Rica

Ministerio de Obras Públicas y Transporte	MOPT	www.mopty.go.cr
---	------	--

Argentina

Instituto Argentino de Normalización y Certificación	IRAM	www.iram.org.ar
--	------	--

Brasil

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

Ecuador

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

Chile

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



Capítulo 4

ESTABILIZACIÓN DE
Subrasantes

4.1 Generalidades

El desarrollo de la tecnología de los Geosintéticos y su utilización en los campos de la ingeniería ha introducido un nuevo concepto en las metodologías de diseño y construcción de sus diversas aplicaciones. Son muchas las teorías e investigaciones que han surgido con esta nueva tecnología, basadas en las necesidades y los requerimientos de los ingenieros diseñadores y constructores, llevando a que los Geosintéticos se utilicen cada vez más para la realización y conservación de las obras civiles.

Uno de los mayores campos de aplicación de los Geosintéticos son las carreteras, donde se deben considerar varios aspectos que involucran su utilización: separación, refuerzo de capas granulares, estabilización de subrasantes blandas, filtración y drenaje. Los estudios que se han realizado en este campo y las experiencias existentes han demostrado los grandes beneficios que aportan los Geosintéticos en la construcción de carreteras y en su rehabilitación, mejorando el nivel de servicio y aumentando la vida útil. En Latinoamérica se tienen gran cantidad de experiencias exitosas en este campo, sin embargo, existen metodologías poco divulgadas que involucren la correcta utilización de los Geosintéticos para la estabilización mecánica de subrasantes.

El principal objetivo de este capítulo es proporcionar herramientas que permitan determinar correctamente un espesor de material granular apropiado que en conjunto con un Geosintético de estabilización y refuerzo, permitan brindar una plataforma de trabajo estable logrando un comportamiento mecánico de la subrasante, adecuado para la fundación de la estructura de pavimento.

Asimismo, este capítulo presenta la metodología para calcular el aumento de la capacidad de carga de la subrasante con Geoceldas en carreteras no pavimentadas, teniendo en cuenta las condiciones iniciales del material de fundación y los mecanismos de refuerzo de las Geoceldas: el efecto de dispersión de tensión y el efecto de confinamiento. El método propuesto se basa en la investigación de (Avesani Neto 2013)¹, donde los resultados muestran que la capacidad de carga calculada obtenida por este método proporcionan un mejor ajuste a los resultados experimentales de otros métodos. De igual forma, dicho método también demostró ser un buen enfoque para el análisis de diversas geometrías de Geoceldas así como diferentes tipos de subrasante y materiales de lleno.

Con el uso de estas metodologías es posible reemplazar alternativas tradicionales como el uso de empalizadas, rajón (Sobre tamaños), y tener alternativas eficientes a estabilización de carácter químico.

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

4.2 Introducción

4.2.1 Antecedentes

En muchas ocasiones es usual encontrar suelos poco competentes para soportar cargas generadas por el tráfico, la estabilización con Geosintéticos permite mejorar el desempeño de la subrasante, para generar un elemento estable a la estructura de pavimento disminuyendo los esfuerzos transferidos sobre la subrasante y generando menores deformaciones a la estructura. Como resultado, se tiene una sección reforzada que permite una mayor aplicación de cargas y menores deformaciones que una sección sin refuerzo.

Geosintéticos como Geomallas Biaxiales Coextruidas, Geotextiles Tejidos y Geoceldas, han sido empleados como herramientas de refuerzo para incrementar la Resistencia de carreteras (Giroud and Noiray, 1981).

Varios métodos se han presentado para dimensionar este tipo de estructuras, entre otros:

- ◆ US Forrest Service Method (Steward et al, 1977).
- ◆ Giroud and Noiray (1981).
- ◆ Cuerpo de ingenieros de Estados unidos (2003).
- ◆ Giroud - Han (2004).

4.2.2 Beneficios del Geotextil

El diseño de una estructura de pavimento depende de varios factores que afectarán la carretera durante su vida útil, como son, entre otros, el tránsito, las condiciones ambientales, las características del suelo de subrasante y de los materiales que conforman la estructura de pavimento.

Las diferentes alternativas en el diseño de pavimentos normalmente resultan al evaluar varias posibilidades con los siguientes parámetros:

- ◆ Espesores de las capas granulares.
- ◆ Propiedades mecánicas de los materiales granulares.
- ◆ Capacidad portante de la subrasante.

En el diseño, el tránsito es un parámetro fijo y las características de los materiales como el concreto asfáltico o el concreto rígido se modifican como una última alternativa, tratando siempre de encontrar una solución definitiva al cambiar las características de los suelos y los materiales que conforman las

capas de subrasante y granulares respectivamente.

Los materiales que conforman la capa estructural de los pavimentos flexibles y la capa de apoyo de los pavimentos rígidos deben cumplir unas especificaciones establecidas para soportar las capas superiores y los esfuerzos a los que es sometido el sistema en todo momento. Sin embargo, son muchos los casos en donde el material no tiene las resistencias apropiadas y debe mejorarse o reemplazarse por otro, que, en gran parte de los casos, se encuentra a mayor distancia y con mayor costo.

Otro caso que se presenta con frecuencia es la baja capacidad portante de los suelos de subrasante y sus deficientes propiedades mecánicas, que influye en la degradación de las capas granulares de manera prematura y en el deterioro de la capa de rodadura, con la aparición de grietas, lo que conlleva a una disminución de la vida útil que inicialmente se determinó en el diseño.

Por todo lo anterior, se han estudiado y analizado los efectos del uso del Geotextil, Geomallas y Geoceldas en la fundación de la estructura de pavimento, en particular su utilización sobre la capa de suelo de sitio, en la interfase suelo – capa granular. Los Geotextiles y Geomallas para estabilización y refuerzo permiten incrementar la capacidad portante del sistema que soporta la estructura de pavimento, lo que se puede traducir en una reducción del espesor de la capa granular, en un mejoramiento de las propiedades mecánicas de los materiales que hacen parte de la capa granular y en un incremento de la vida útil de la carretera en estudio.

En resumen, los efectos de la utilización de un Geotextil o una Geomalla de refuerzo sobre la capa de subrasante de una estructura de pavimento son los siguientes:

- ◆ Incremento de la capacidad portante del sistema.
- ◆ Reducción de los espesores de las capas granulares de mejoramiento.
- ◆ Mejoramiento de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman el mejoramiento.
- ◆ Incremento de la vida útil de la vía.
- ◆ Aumento del área de distribución de esfuerzos desde la estructura de pavimento, hacia la subrasante.

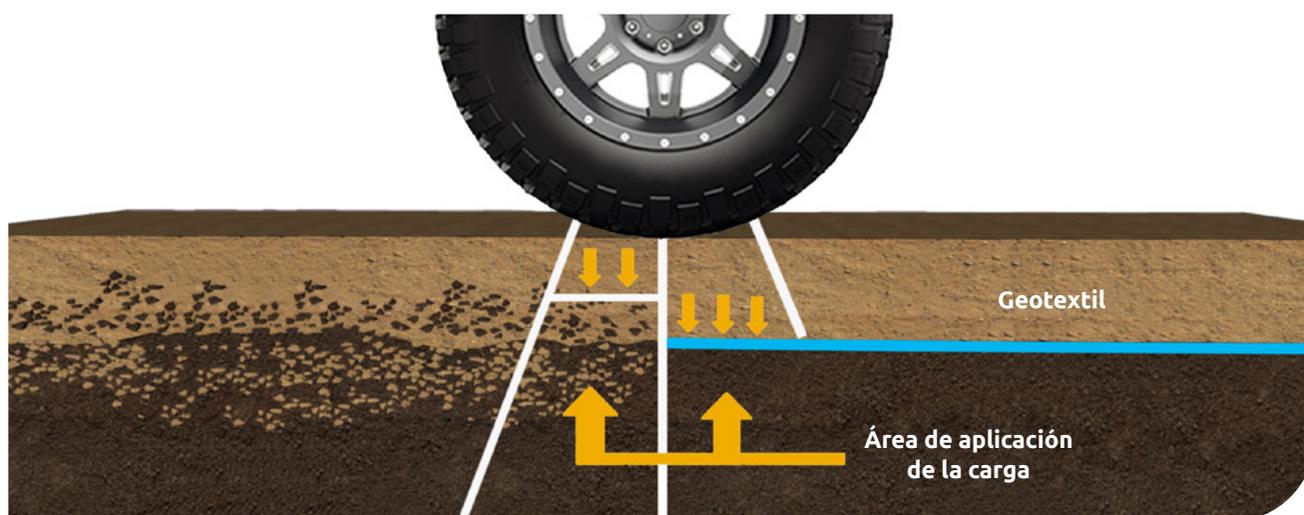
4.3 Funciones del Geotextil

Son varias las funciones de los Geotextiles y varían según el campo de aplicación en que se utilicen. En el caso de las estructuras de pavimento, los Geotextiles cumplen dos funciones esenciales: separación y estabilización.

4.3.1 Separación

La función de separación que cumple un Geotextil es mantener la integridad y el buen funcionamiento de dos suelos adyacentes con propiedades y características diferentes, ver capítulo 5. En el caso de las estructuras de pavimento, donde se coloca suelo granular (base, subbase, relleno) sobre suelos finos (subrasante o material de sitio) se presentan dos procesos en forma simultánea:

- Migración de suelos finos dentro del suelo granular, disminuyendo su capacidad de drenaje.
- Intrusión del suelo granular dentro del suelo fino, disminuyendo su capacidad portante (resistencia) al disminuir el espesor efectivo del material granular.



▲ Figura 4.1 | Separación de capas granulares y suelo de sitio.

El Geotextil se traduce en una barrera para la migración de partículas entre los dos tipos de suelo, permitiendo el paso de agua entre ambos materiales. Se requiere entonces un Geotextil que retenga las partículas de suelo y evite el lavado de finos por la acción del agua y que cumpla con resistencias necesarias para mantener la continuidad sin que ocurra ninguna falla por tensión o punzonamiento (Ver especificaciones técnicas de los Geotextiles y la guía de diseño de esta función), bajo concentraciones de esfuerzos locales causadas por irregularidades en el suelo de fundación.

4.3.2 Estabilización

La función de estabilización de los Geotextiles consiste en el complemento y por ende en el mejoramiento de la distribución de esfuerzos hacia el suelo de sitio. Los Geotextiles son materiales con alta resistencia a la tensión y son un buen complemento de aquellos materiales con alta resistencia

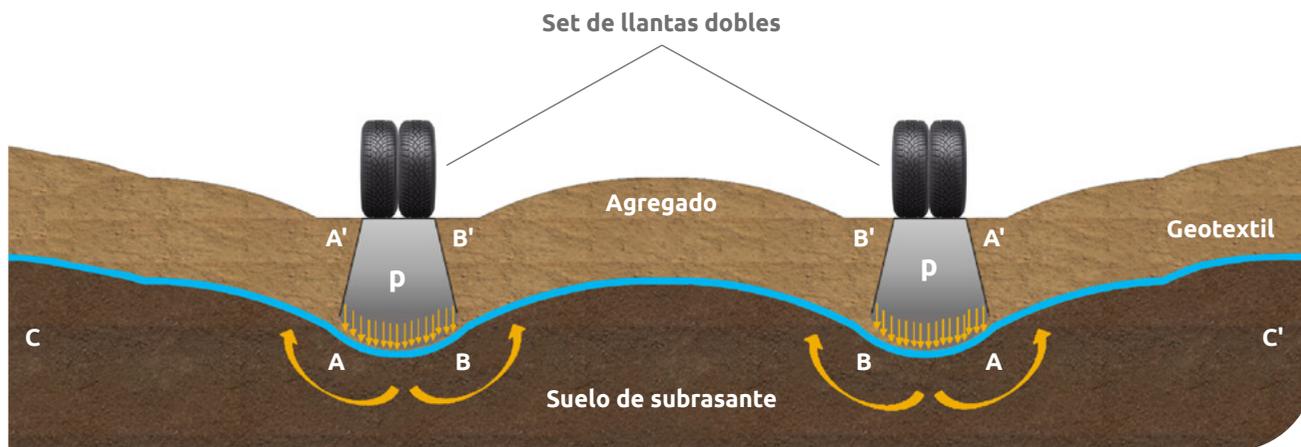
a la compresión, pero con poca resistencia a la tensión, como ocurre generalmente en los suelos finos y granulares.

Cuando las fuerzas perturbadoras son causadas por el peso propio del suelo, como en el caso de taludes o terraplenes sobre suelos de fundación muy blandos, el refuerzo del suelo con Geotextiles permite la construcción de taludes o terraplenes con mayor inclinación. Cuando las fuerzas perturbadoras son causadas por cargas externas, como en las carreteras, el Geotextil para estabilización, permite la aplicación de mayores cargas y un aumento de la vida útil de la estructura de pavimento.

Para que un Geotextil cumpla correctamente con la función de estabilización se debe cumplir con la condición de que el CBR de la subrasante deber ser menor al 4%. Por debajo de este valor se presentan deformaciones importantes que generan esfuerzos de tensión en el Geotextil. Si el valor de CBR de la subrasante es mayor o igual a 4% se debe diseñar el Geotextil por separación, por lo tanto, se debe chequear la metodología mostrada para esta aplicación. (Ver Capítulo 5 – Separación de subrasantes en carreteras).

La estabilización con Geotextiles soporta la fuerza de tensión del suelo, disminuyendo la fuerza de corte y aumentando la resistencia al corte del suelo, con el incremento del esfuerzo normal que actúa en las potenciales superficies de corte. En efecto, cuando el suelo se deforma a lo largo de una superficie de ruptura (en cortante), se generan deformaciones a compresión y tracción. El Geotextil comienza a actuar en forma eficiente cuando su inclinación iguala la dirección en la que se haya desarrollado la deformación a tracción en el suelo deformado, entonces la deformación por corte del suelo causa una fuerza de tensión en el Geotextil de refuerzo.

La estabilización con Geotextiles permite además soportar mayores aplicaciones de carga en el suelo y mejorar su capacidad portante, mediante otro mecanismo diferente, que se aplica cuando el refuerzo se ha deformado lo suficiente para actuar como una membrana a tensión. Cuando se aplica una carga en la superficie de la estructura, una parte de los esfuerzos normales de la fibra inferior de esa capa (parte cóncava) son soportados por la fuerza de tensión de la membrana de Geotextil, reduciendo así los esfuerzos aplicados en el suelo que se encuentra bajo el Geotextil (parte convexa del Geotextil). Este mecanismo tipo membrana se desarrolla cuando se aplican cargas localizadas y se presentan deformaciones considerables. En el caso particular de las carreteras, la acción de membrana es muy importante para controlar el ahuellamiento en las carreteras y para prevenir el colapso de un relleno en un hueco o cavidad que se presente en el suelo de fundación.



▲ Figura 4.2 | Efecto membrana.

Los Geotextiles que se deben usar en esta aplicación deben cumplir con lo especificado en el Artículo 232 INVÍAS (Tabla 1 y 2)– AASHTO M288.

Tabla 4.1 Requerimientos mínimos de propiedades mecánicas del Geotextil (Medidos en el sentido más débil del Geotextil)

Propiedad	Unidad	Norma de ensayo	Valor mínimo promedio por rollo (vmpr) ⁽¹⁾	Valor mínimo promedio por rollo (vmpr) ⁽¹⁾
Elongación medida	%		Elongación <50 ⁽²⁾	Elongación ≥ 50 ⁽³⁾
Resistencia a la tensión (grab)	N	ASTM D4632	1400	900
Resistencia a la costura	N	ASTM D4632	1260	810
Resistencia al rasgado trapezoidal	N	ASTM D4533	500	350
Resistencia al punzonamiento CBR	N	ASTM D6241	2750	1925

(1) Los valores numéricos de la tabla corresponden al valor mínimo promedio por rollo (VMPR). El valor mínimo promedio por rollo, es el valor mínimo de los resultados de un muestreo de ensayos de un proceso para dar conformidad a un lote que está bajo comprobación, el promedio de los resultados correspondientes de los ensayos practicados a cualquier rollo del lote que se está analizando, debe ser mayor o igual al valor presentado en esta especificación y corresponde a la traducción del nombre en Ingles "Minimum Average Roll Value (MARV)". Desde el punto de vista del productor, corresponde al valor promedio del lote menos dos (2) veces la desviación estándar de los valores de la producción.

(2) La elongación < 50% hace referencia a los Geotextiles Tejidos, medida según ensayo ASTM D4632.

(3) La elongación ≥ 50% hace referencia a los Geotextiles No Tejidos, medida según ensayo ASTM D4632.

Tabla 4.2 Requerimientos mínimos de propiedades hidráulicas del Geotextil

Propiedad	Unidad	Norma de ensayo	Valor mínimo promedio por rollo (VMPR)
Permitividad	Sec ⁻¹	ASTM D4491	0.05
Tamaño de apertura aparente	mm	ASTM D4751	0.06 valor máximo promedio
Estabilidad ultravioleta	%	ASTM D4355	50% después de 500h de exposición

4.4 Funciones de la Geomalla

Son varias las funciones de las Geomallas y varían según el campo de aplicación en que se utilicen. En el caso de las estructuras de pavimento, las Geomallas pueden ser utilizadas para el mejoramiento de la capacidad de soporte de la subrasante, la cual se analizará en este capítulo, o el refuerzo de las capas granulares de la estructura, el cual se mostrará en el capítulo 6.

Las Geomallas Bi-orientadas, son estructuras bi-dimensionales fabricadas de polipropileno, químicamente inertes y con características uniformes y homogéneas, producidas mediante un proceso de extrusión y luego estiradas longitudinal y transversalmente. Este proceso único produce una estructura de una sola pieza con distribución uniforme de espacios rectangulares de alta resistencia a la tensión en ambas direcciones y un alto módulo de elasticidad. Así mismo, la estructura de las Geomallas permite una óptima trabazón con el suelo. Este tipo de Geomallas se compone de elementos y nudos rígidos que proveen un gran confinamiento. Son particularmente efectivas para reforzar suelos granulares, pavimentos rígidos y flexibles.

4.4.1 Mecanismos de refuerzo generados por las Geomallas

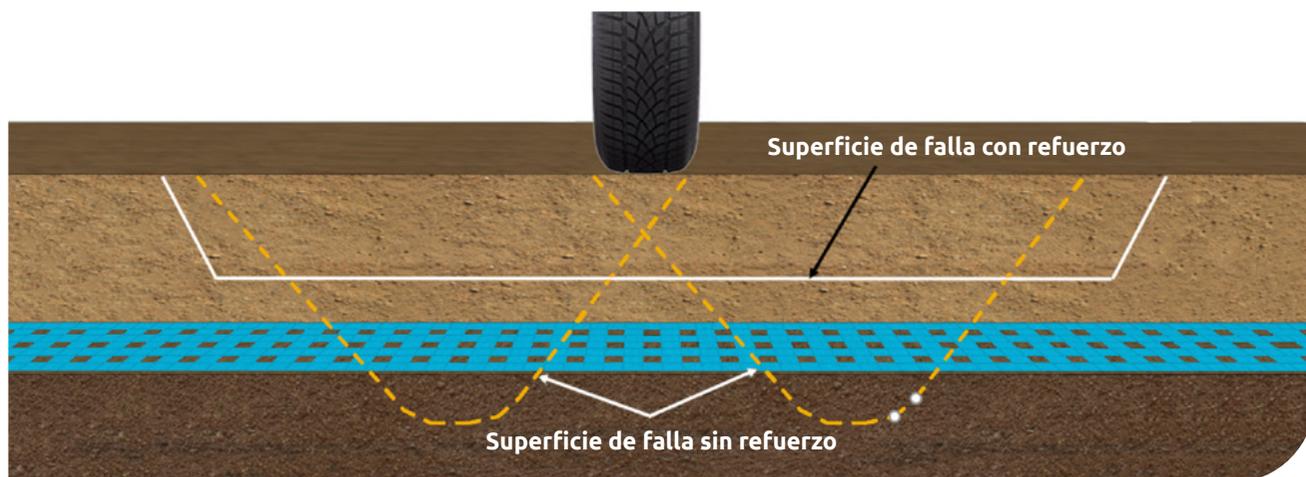
A través de múltiples investigaciones (Giroud y Noiray, 1981; Giroud et al. 1985; Berg et al, 2000), se ha encontrado que los tres mecanismos principales de refuerzo que proporciona una Geomalla Biaxial son los siguientes:

- a. **Confinamiento lateral de la base o subbase:** El cual se logra a través de la fricción y trabazón de la Geomalla con el agregado. Esto se presenta debido a que los módulos de los materiales granulares son dependientes del estado de esfuerzos, al aumentar el confinamiento lateral, aumenta el módulo de la capa granular sobre la Geomalla.



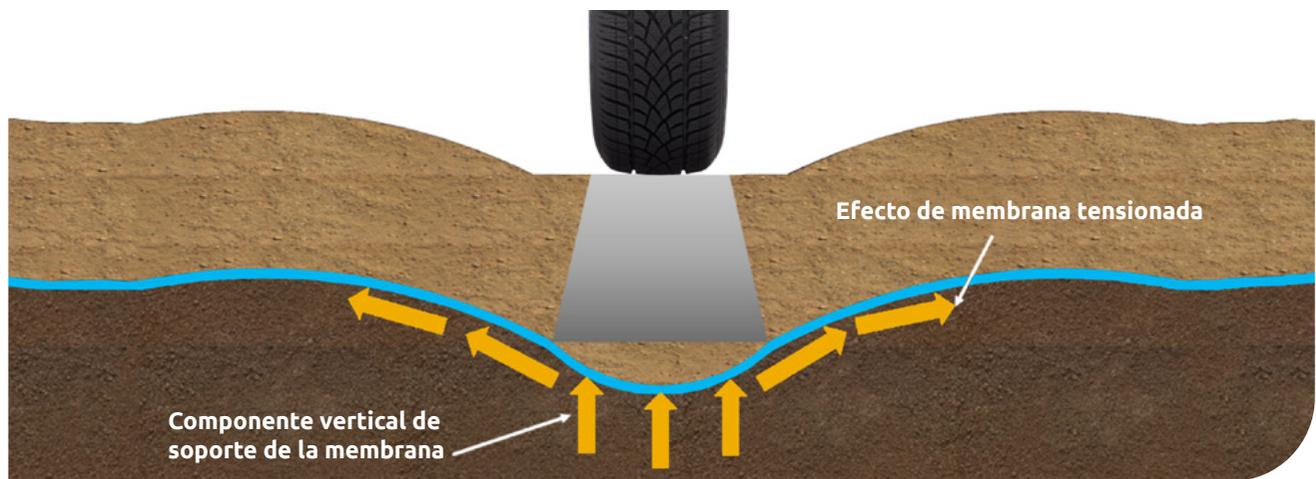
▲ Figura 4.3 | Confinamiento lateral generado por la Geomalla en un material granular.

b. Mejoramiento de la capacidad portante: Se logra desplazando la superficie de falla del sistema de la subrasante blanda hacia la capa granular de mucha más resistencia. Este mecanismo tiende a tener mayor validez en carreteras sin pavimentar o cuando el estado de esfuerzos sobre la subrasante es alto.



▲ Figura 4.4 | Capacidad portante.

c. Membrana tensionada: Este efecto se origina en la propiedad por la cual un material flexible elongado, al adoptar una forma curva por efecto de la carga, el esfuerzo normal sobre su cara cóncava es mayor que el esfuerzo sobre la cara convexa, lo cual se traduce en que bajo la aplicación de carga el esfuerzo vertical transmitido por la Geomalla hacia la subrasante es menor que el esfuerzo vertical transmitido hacia la Geomalla. Sin embargo, este mecanismo solo ocurre a niveles de deformación demasiado altos como los que ocurren en carreteras sin pavimentar después de un número de repeticiones de carga elevado.



▲ Figura 4.5 | Membrana tensionada.

De acuerdo con lo anterior, el mecanismo de mayor importancia para las estructuras viales es el confinamiento lateral, mediante el cual se alcanzarían 4 beneficios principales:

◆ **Restricción del desplazamiento lateral de los agregados de la base o subbase.**

La colocación de una o varias capas de la Geomalla dentro o en el fondo de la capa de base permite la interacción por cortante entre el agregado y la Geomalla, a medida que la base trata de desplazarse lateralmente. La carga por cortante es transmitida desde el agregado de la capa granular hacia la Geomalla y la coloca en tensión. La alta rigidez de la Geomalla actúa para retardar el desarrollo de la deformación por tensión en el material adyacente a esta, situación que se generará constantemente en la zona donde se encuentra un diferencial de tipos de estructura. Una deformación lateral más pequeña de la base o subbase se traduce en menor deformación vertical de la superficie de la vía.

◆ **Aumento del confinamiento y de la resistencia de la base o subbase en la vecindad del refuerzo.**

Se espera un incremento en la rigidez de la capa granular cuando se desarrolla una adecuada interacción entre esta y la Geomalla. Un aumento en el módulo de la base resultaría también en menores deformaciones verticales dinámicas recuperables de la superficie de la vía, implicando una reducción en la fatiga del pavimento.

◆ **Mejoramiento en la distribución de esfuerzos sobre la subrasante.**

En sistemas estratificados, cuando existe un material menos rígido por debajo de la base o subbase, un aumento en el módulo de la capa de base o subbase resulta en una distribución de los esfuerzos verticales más amplia sobre la subrasante. En términos generales, el esfuerzo vertical en la subbase o subrasante directamente por debajo de la Geomalla y de la carga aplicada debe disminuir a medida que aumenta la rigidez de la base. Esto se refleja en una deformación superficial menor y más uniforme.

◆ Reducción del esfuerzo y deformación por corte sobre la subrasante.

La disminución de la deformación por corte transmitida desde la base o subbase hacia la subrasante a medida que el cortante de la base transmite las cargas tensionales hacia el refuerzo, sumado a los menores esfuerzos verticales genera un estado de esfuerzos menos severo que lleva a una menor deformación vertical de la subrasante.

4.4.2 Refuerzo de subrasantes

Al igual que con Geotextiles, las Geomallas soportan la fuerza de tensión del suelo, disminuyendo la fuerza de corte y aumentando la resistencia al corte del suelo, con el incremento del esfuerzo normal que actúa en las potenciales superficies de corte.

Adicionalmente, las Geomallas generan un importante efecto al trabajar en conjunto con materiales granulares, toda vez que se establece un efecto de trabazón o confinamiento abierto entre la Geomalla y el granular. Esta interacción, genera que el granular transfiera parte de los esfuerzos a la estructura de la Geomalla, disminuyendo de este modo las deformaciones de la capa granular ante la aplicación del mismo esfuerzo en superficie, y por ende mejora la respuesta mecánica del conjunto de materiales.

Para que se genere el efecto de trabazón Geomalla – granular, es indispensable que estos dos materiales tengan relación entre la granulometría y la abertura de la Geomalla. Antes de seleccionar el elemento de refuerzo, se deberá establecer un material bien gradado, con un componente importante de tamaño grava, para permitir la generación de la interacción mecánica; por esto la abertura de la Geomalla deberá cumplir con la siguiente relación, respecto a la granulometría del material a reforzar.

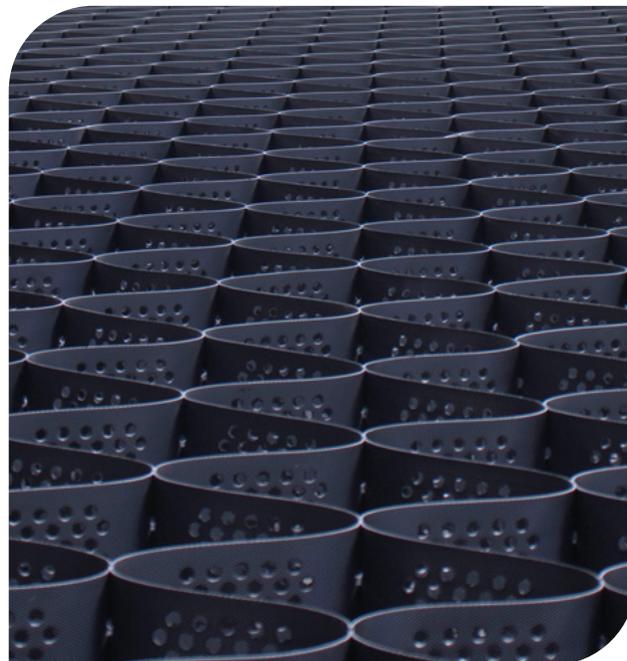
$$D_{85} > A > D_{50}$$

Donde la abertura de la Geomalla (A) será la longitud más corta de costilla. Por esta relación y para generar una distribución adecuada de los esfuerzos en todas las direcciones, se considera fundamental, que las Geomallas a utilizar, presenten una resistencia igual en sus dos direcciones de costillas y que la relación entre la resistencia de los nodos y la resistencia de las costillas de la Geomalla, presenten una relación superior al 90%, evitando que el nodo presente desplazamientos o fallas a menores resistencias que la costilla, y se genere una pérdida del efecto de confinamiento, con lo cual el aporte estructural de la Geomalla se vería eliminado.

Es importante aclarar que, en caso de utilizar Geomalla como elemento de estabilización y refuerzo, se deberá realizar el diseño y selección de un elemento de separación; evitando la migración de materiales desde la subrasante hacia el granular de mejoramiento.

4.5 Funciones de la Geocelda

La utilización de un sistema de confinamiento celular como la Geocelda, tiene diferentes efectos sobre el comportamiento de cualquier material granular, que a su vez redundan en mejoramiento del comportamiento de las estructuras y a su vez en la posibilidad de reducir la utilización de materiales no renovables en la construcción de carreteras urbanas, peatonales, férreas y de alto tránsito; un detalle de la Geocelda en su presentación de empaque y extendida se muestra en la Figura 4.6.

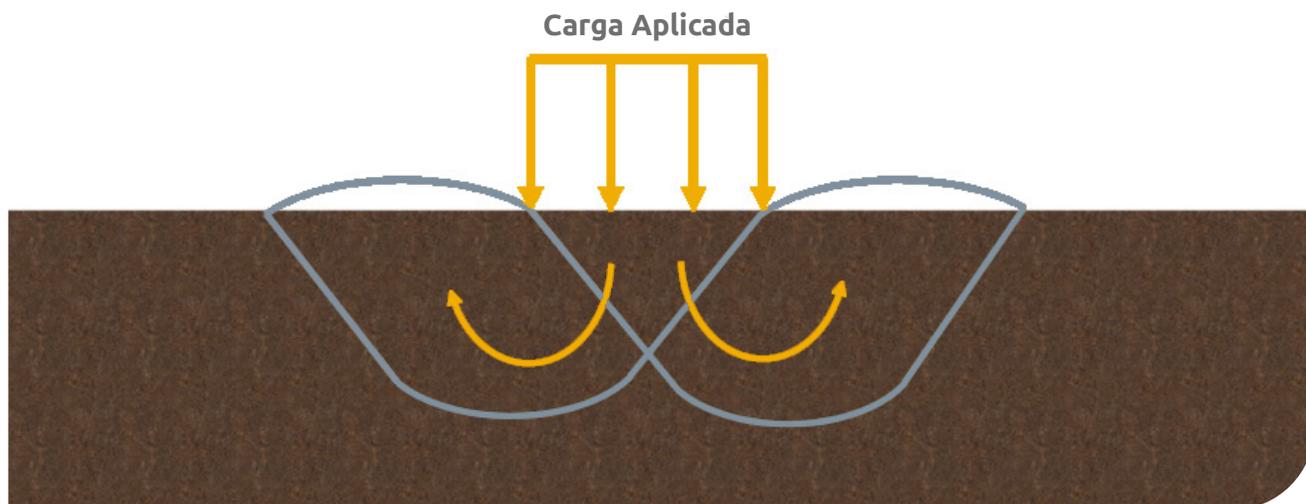


▲ *Figura 4.6 a | Paneles empacados para fácil transporte y manipulación.*
Figura 4.6 b | Geocelda expandida lista para ser llenada.

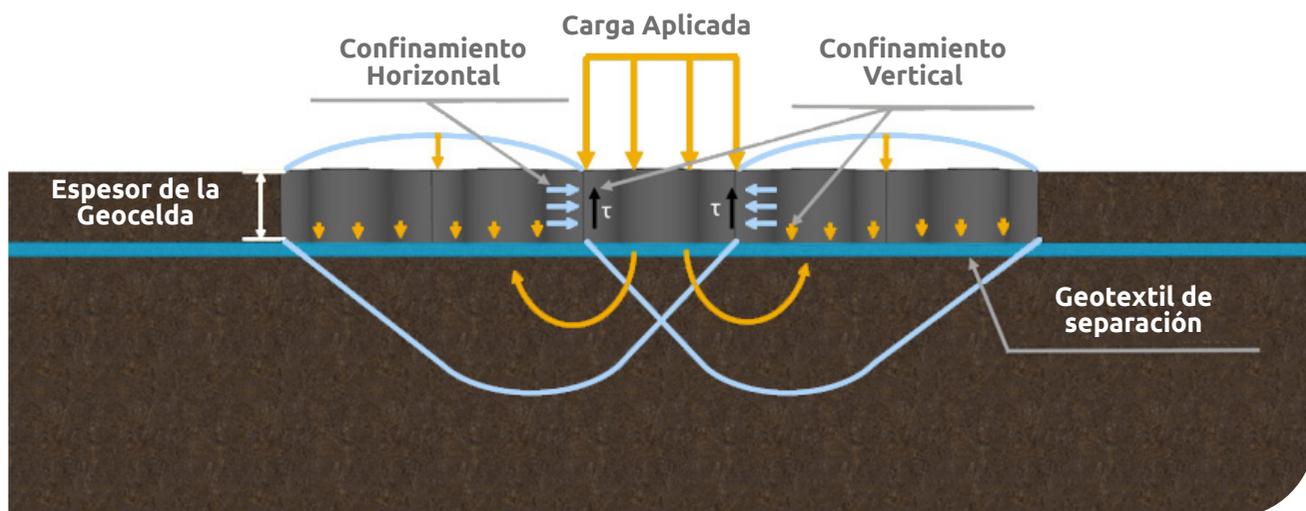
A través de múltiples investigaciones con Geoceldas sometidas a cargas estáticas y dinámicas, se ha determinado que hay tres (3) mecanismos principales de refuerzo que proporciona la Geocelda, los cuales se describen a continuación:

a. Efecto confinamiento

Las estructuras reforzadas con Geoceldas presentan resistencia a la flexión, resistencia a la tracción y resistencia al corte, e interceptan los planos de falla de la subrasante (Zhou y Wen, 2008). La figura 4.7, muestra los detalles del mecanismo de refuerzo de la Geocelda con y sin refuerzo.



▲ Figura 4.7 (a) | Comportamiento del suelo no reforzado.



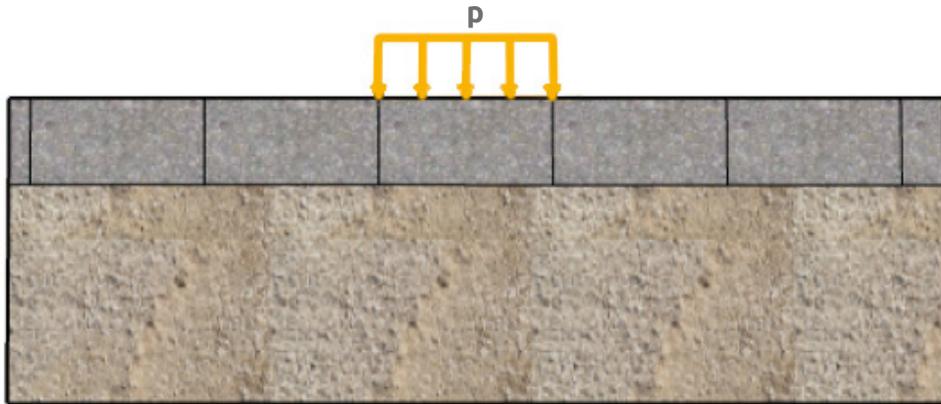
▲ Figura 4.7 (b) | Comportamiento del suelo reforzado con Geocelda.

Debido a la estructura tridimensional, la Geocelda puede proporcionar confinamiento lateral a las partículas de suelo dentro de las celdas, como se muestra en la Figura 4.7 b. La Geocelda proporciona el confinamiento vertical de dos maneras: (1) la fricción entre el material de relleno y la pared de la Geocelda y (2) el material granular reforzado con la Geocelda actúa como amortiguador para evitar que el suelo se desplace hacia la parte lateral superior fuera del área de carga.

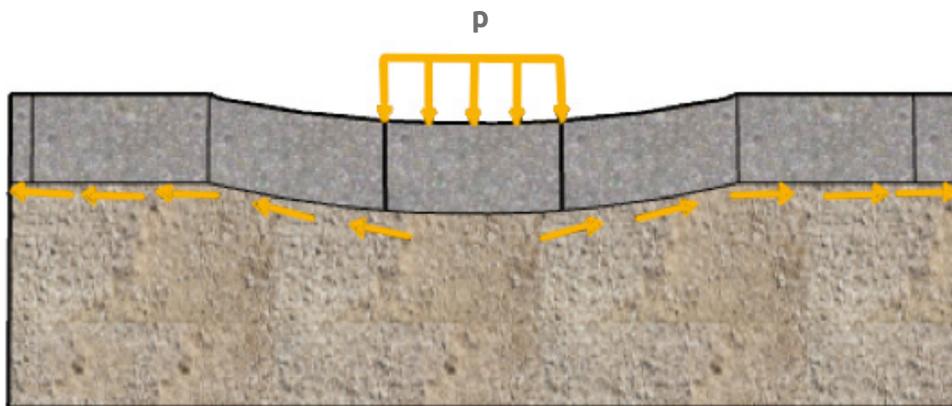
b. Efecto membrana tensionada

La membrana tensionada o también conocida como efecto de viga, es la tensión desarrollada en el colchón curvo reforzado con la Geocelda para resistir la carga vertical (Rajagopal et. Al., 1999; Dash

et. Al., 2004; y Zhou y Wen, 2008), sin embargo, para movilizar el efecto de membrana tensionada, la estructura del pavimento debe deformarse significativamente (Giroud y Han, 2004a). Como la sección de la Geocelda reforzada es más rígida que el suelo circundante, la superficie curva ejerce una reacción hacia arriba y reduce el esfuerzo neto aplicado a la subrasante. Ver figura 4.8.



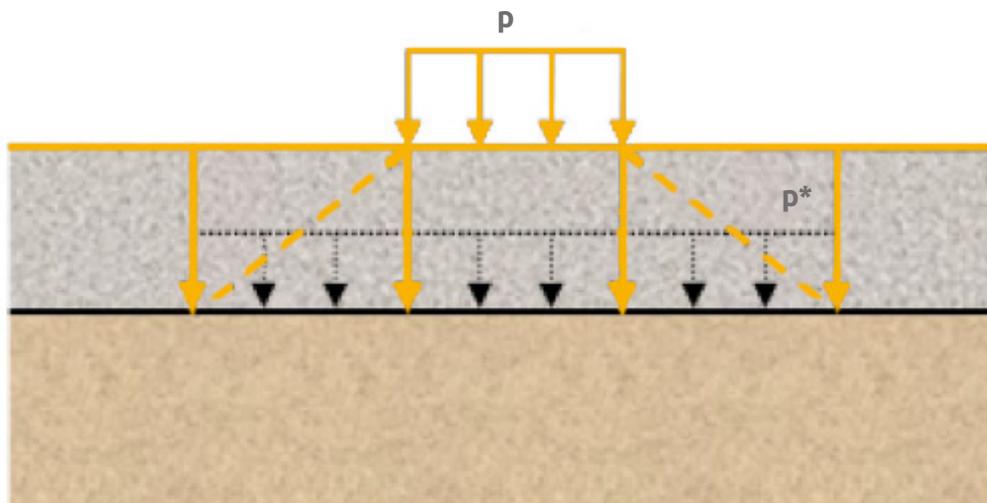
▲ Figura 4.8 (a) | Esquema del efecto membrana, aplicación de la carga.



▲ Figura 4.8 (b) | Esquema del efecto membrana, deformación del suelo de fundación y activación de los esfuerzos por tensión en la interfase Geocelda - Geosintético de separación y material de fundación.

c. Distribución de esfuerzos

Al incluir la Geocelda y generar el efecto de confinamiento, aumenta la rigidez de la capa reforzada, distribuyendo los esfuerzos y reduciendo la tensión en la interfaz entre el material granular y la subrasante. Este efecto aumenta la capacidad de carga del material de fundación, distribuyendo la aplicación de cargas en la capa reforzada con Geocelda, transfiriendo menores esfuerzos a nivel de la subrasante, ver figura 4.9.



▲ Figura 4.9 | Esquema de la distribución de carga.

4.6 Metodología de diseño Geotextil y Geomalla

4.6.1 Introducción

Este diseño permite escoger el tipo de Geosintético adecuado para ser instalado en conjunto con un espesor de material granular, de manera tal, que se logre estabilizar una subrasante, logrando una plataforma de trabajo que permita el inicio de las actividades propias de la construcción de un pavimento.

El método que se presenta a continuación fue desarrollado por los profesores J. P. Giroud y Jie Han, publicado en la edición de agosto de 2004 de la sociedad de ingenieros de Estados Unidos (ASCE); dicho método se basa en la teoría de capacidad portante a través de verificaciones en campo y pruebas de laboratorio, permitiendo predecir con mayor grado de precisión el desempeño de una vía.

Este método puede ser usado para dimensionar carreteras no pavimentadas y estabilización de subrasantes con y sin Geosintéticos.

De acuerdo con Giroud y Han (2004), es posible determinar el espesor de material granular compactado requerido para estabilizar un terreno blando, con y sin la utilización de un refuerzo con Geosintéticos, teniendo en cuenta las condiciones de la subrasante.



▲ *Figura 4.10 | Subrasante blanda para la construcción de la estructura de pavimento.*

Lo anterior orientado a obtener una plataforma de compactación lo suficientemente estable sobre el terreno blando, que permita empezar los trabajos de conformación de estructuras de relleno o capas granulares de pavimento sin sufrir ahuellamiento o deformaciones severas. La siguiente ecuación define el espesor de material granular requerido.

4.6.2 Evaluación de cargas

La carga por rueda, P , es la carga aplicada por uno de los lados en un eje estándar y la carga aplicada por un set de ruedas en un eje tándem. La relación entre la carga por rueda y la presión de contacto:

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

Donde P = Carga por rueda (kN); A = área de contacto de la rueda (m^2); p = presión de contacto de la rueda (kPa), para fines prácticos se considera igual a la presión de inflado de los neumáticos.

Suponiendo que la presión se aplica en un área circular de radio r , tenemos:

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

A partir de las ecuaciones (4.1) y (4.2) tenemos:

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

4.6.3 Relación de módulos material granular y subrasante

La relación de módulos $RE = E_{MG}/E_{SR}$ para efectos de esta metodología, se puede estimar mediante las siguientes correlaciones con el CBR:

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

Donde:

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

CBR_{MG} = CBR del material granular.

Para la subrasante se asume una condición no drenada, el valor de c_u se puede obtener ($\text{CBR} < 5$) usando la siguiente correlación (Giroud and Noray 1981):

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

Donde:

c_u = Es la cohesión no drenada del suelo de subrasante (kPa).

CBR_{SR} = CBR del material granular.

f_c = Factor igual a 30 kPa.

Heukelom y Klomp (1962) desarrollaron la siguiente correlación lineal entre el CBR de la subrasante y el módulo resiliente (para $\text{CBR} < 10$) para suelos finos con base a mediciones en campo:

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

Donde:

E_{SR} = Módulo de la subrasante (MPa).

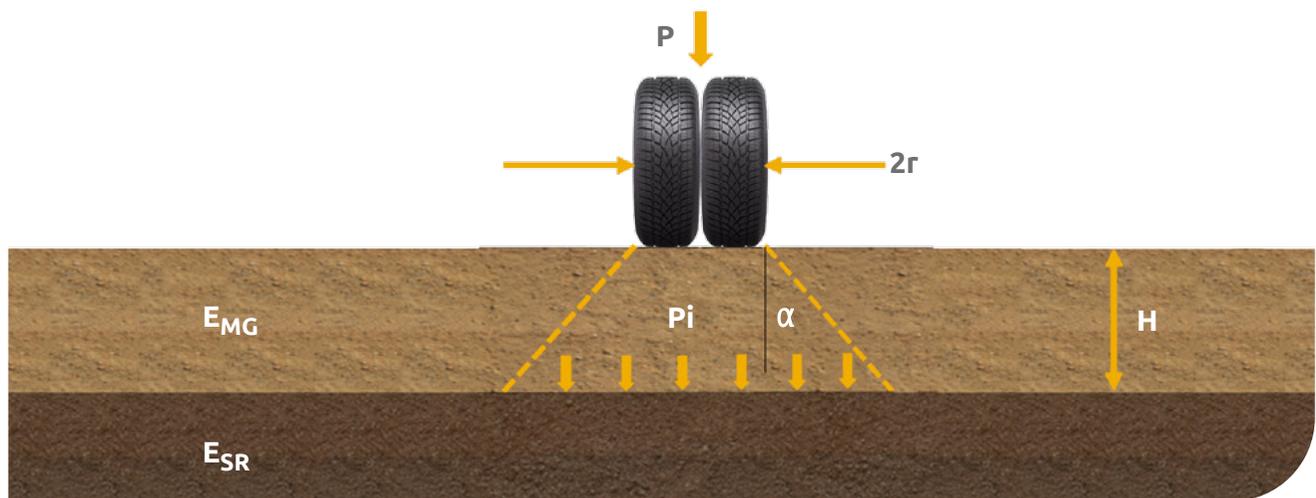
De esta manera RE se expresa como:

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

En el caso del refuerzo con Geomallas y Geotextiles para la relación de módulos, RE, los autores recomiendan limitarla a un valor de 5.0.

4.6.4 Esfuerzos sobre el suelo de subrasante

Se asume que la carga aplicada por una rueda en el caso de ejes simples o un set de llantas en un eje tándem se distribuye de manera uniforme en un área circular de radio r. Así mismo, los esfuerzos se distribuyen de acuerdo con el ángulo de distribución de esfuerzos, α .



▲ Figura 4.11 | Esfuerzos sobre el suelo de subrasante.

De esta manera el esfuerzo normal (presión), p_i , en la interface material granular/subrasante es dada por la siguiente ecuación:

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

Despejando h:

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

Para prevenir la falla de la subrasante se debe cumplir que:

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

Donde m = coeficiente de movilización de capacidad portante, que dependerá del tipo de Geosintético seleccionado (Geotextil o Geomalla) y de la resistencia del mismo.

Con lo que se obtiene:

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

Empíricamente el método relaciona el ángulo inicial de distribución de carga, α_1 , a través de un espesor de material granular sobre un suelo blando, como se muestra a continuación:

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

El ángulo de distribución de carga decrece conforme aumenta el número de repeticiones de carga. Este fenómeno fue medido en laboratorio por medio de pruebas de placa dinámicas Gabr (2001), $1/\tan\alpha$ es una función lineal de $\log N$.

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

Donde k =constante que depende del espesor de material granular y el refuerzo; α =ángulo de distribución de carga cuando el número de repeticiones de carga es N ; α_1 = ángulo de distribución de carga cuando el número de repeticiones es uno.

Finalmente, y basados en ensayos de campo y laboratorio se obtiene que el espesor de material granular, h , es:

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

Donde:

h [m] = Espesor de la capa de material granular requerido. Se recomienda como mínimo un espesor de 0.1m.

J [m-N/°] = Módulo de rigidez del Geosintético.

N = Número de repeticiones de carga.

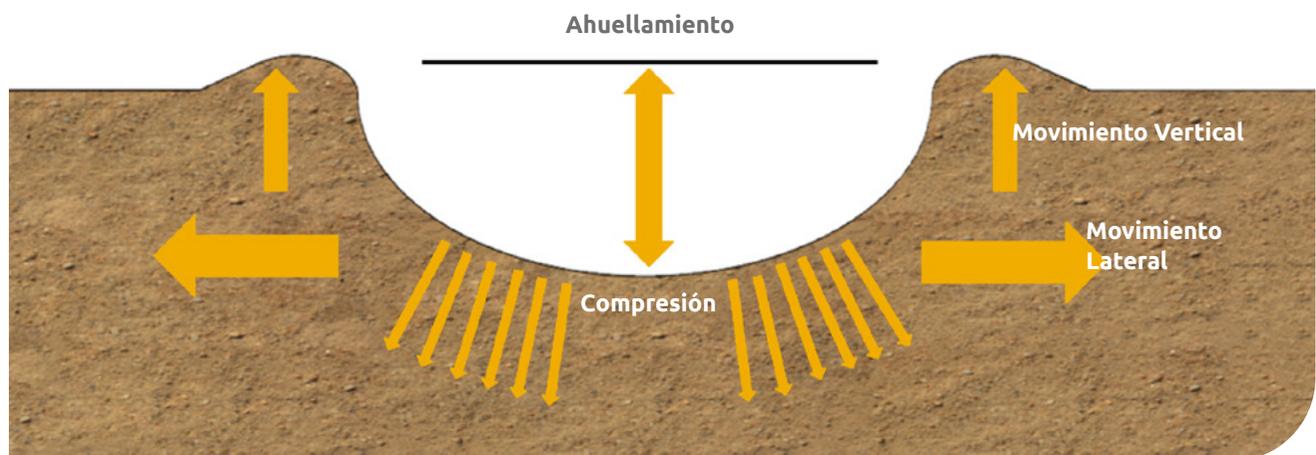
P [kN] = Carga por rueda kN, $4P$ es igual a la carga del eje.

r [m] = Radio del área de contacto de la llanta.

CBR_{SR} [%] = CBR de la subrasante.

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

s [mm] = Ahuellamiento permitido, es un criterio de serviciabilidad que generalmente se encuentra entre 25-100mm. Un criterio de falla de 75mm se ha usado ampliamente para esta aplicación. Para bajos volúmenes de tráfico (AASHTO 1993) considera ahuellamientos permitidos entre 13-75 mm.



▲ *Figura 4.12 | Ahuellamiento carretera no pavimentada.*

f_s = Factor igual a 75mm.

f_c = Factor igual a 30 kPa.

mN_c = Factor de capacidad portante, igual a $N_c=3.14$ y $J=0$ en el caso sin refuerzo, entre 3.90 y 7.30 para el refuerzo con Geotextiles Tejidos, dependiendo su resistencia y 5,71 en el caso de Geomallas Biaxiales Coextruidas.

Referencia Geotextil	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
Geomallas Coextruidas	5.71

4.7 Metodología de diseño Geocelda

4.7.1 Introducción

La construcción de carreteras sobre suelos blandos, implica grandes desafíos tanto para los diseñadores como para los constructores y existen varias técnicas convencionales para evitar o mejorar los suelos blandos, como reemplazo de suelo, estabilizaciones químicas entre otros.

En diseño se encuentra amplia bibliografía y extensas investigaciones internacionales sobre estructuras no pavimentadas reforzadas con Geoceldas teniendo un énfasis en el aporte de la Geocelda al incluir mecanismos de transferencia de carga y factores de influencia.

A continuación se presenta la alternativa de estabilización de subrasantes con Geocelda, bajo los estudios realizados en la Metodología del profesor Avesani Neto (2013)².

4.7.2 Aproximaciones iniciales de Diseño

Algunas metodologías de diseño en estabilización de subrasantes blandas se referencian a continuación:

-  Koerner (1994) propuso un método basado en adaptación de mecanismo de equilibrio límite plástico para determinar la capacidad de carga del material de fundación con 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) realizó ensayos de placa en diferentes tipos de subrasante con el empleo de Geoceldas instrumentadas en las capas reforzadas obteniendo valores de tensión en escala y comparando con los datos teóricos de Koerner. Este método tiene en cuenta la relación (altura del Geocelda / abertura de la Geocelda) h/d el cual fue subestimado por Koerner.

Para el desarrollo del presente capítulo se explica el Método propuesto por Avesani Neto.

4.7.3 Desarrollo de la Metodología de diseño

Las características de la Geocelda que influyen directamente en la capacidad de carga del sistema son la resistencia y la rigidez de la celda. Adicionalmente para el desarrollo de esta metodología se tienen en cuenta 2 mecanismos explicados anteriormente: efecto confinamiento y efecto distribución de esfuerzos, el efecto membrana tensionada está más asociado al refuerzo planar (Geotextil, Geomalla) por lo que es importante incluir un elemento de separación entre la subrasante y la plataforma de trabajo.

La fórmula general para expresar la capacidad de carga de un suelo reforzado es:

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

Donde:

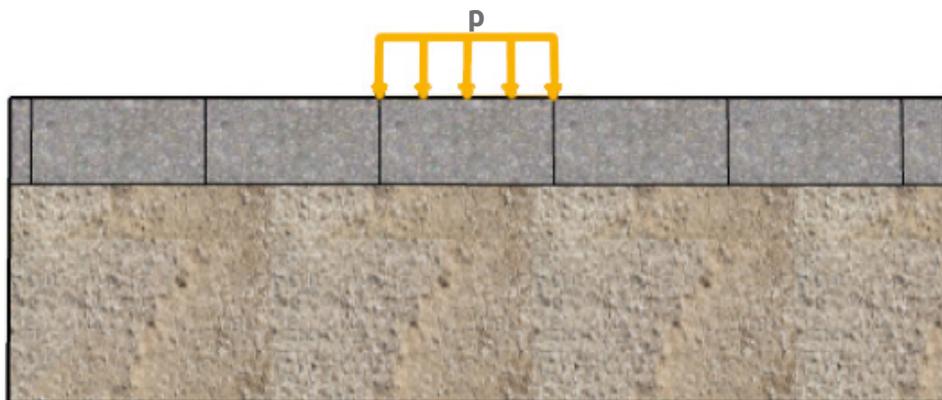
p_r = Capacidad de Carga del Suelo reforzado con Geocelda.

p_u = Capacidad de Carga del Suelo de Fundación.

I_G = Factor de Mejora debido a la Geocelda.

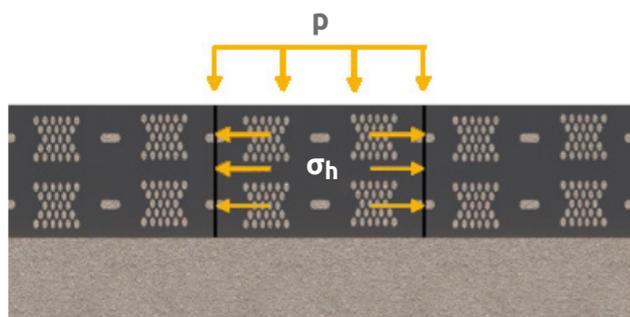
Mejora debido al efecto de confinamiento

Para la ecuación 4.15, inicialmente se considera una carga sobre la Geocelda como se muestra en la figura 4.13.

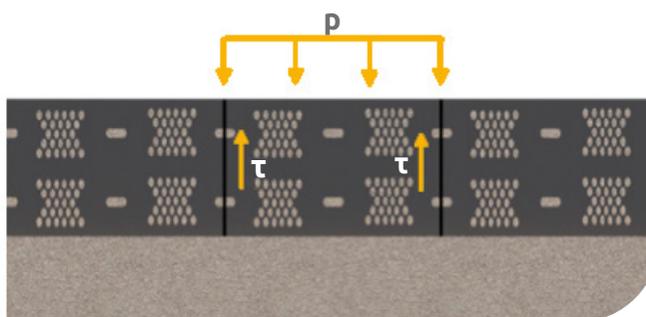


▲ Figura 4.13 | Aplicación de carga sobre un suelo reforzado con Geocelda.

Esta carga genera unos esfuerzos horizontales y por cortante dentro de la celda como se observa en la figura 4.14.



▲ Figura 4.14a | Esfuerzo horizontal.



▲ Figura 4.14b | Esfuerzo cortante.

Los esfuerzos verticales son equivalentes al efecto de la aplicación de la carga (p), y los esfuerzos horizontales pueden ser estimadas con la ecuación 4.16.

$$\sigma_h = K_o \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Donde:

σ_h = Esfuerzo horizontal dentro de la Geocelda.

K_o = Coeficiente de presión de tierras en reposo.

P = Carga aplicada.

Con la aplicación de la carga vertical, hay una tendencia al desplazamiento relativo entre el material de relleno y las paredes de la celda, generando un esfuerzo por cortante (figura 4.14 b). El esfuerzo cortante (τ) se calcula en la ecuación 4.17.

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

Donde:

τ = Resistencia al corte dentro de la Geocelda.

δ = Ángulo de interacción del material de lleno y la pared de la Geocelda; estimado como 2/3 del ángulo de fricción interna del material de relleno.

Como la celda es una estructura tridimensional, el análisis de la ecuación debe extenderse a la misma situación. Por lo tanto, el esfuerzo cortante generado dentro de la celda puede multiplicarse por el valor de su superficie interna, a fin de obtener una resistencia al corte para cada celda. Cabe señalar que la celda se considera de forma cuadrada con un ancho equivalente (d), ver figura 4.15.

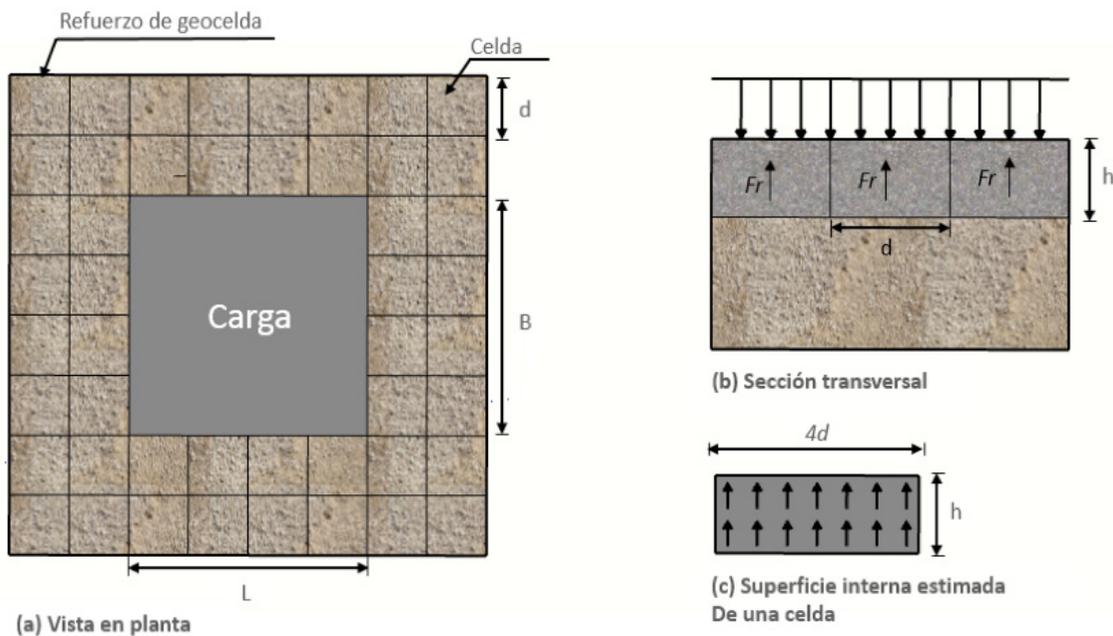
$$F_\tau = h4dt = h4d K_o \rho \tan \delta \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Donde:

F_τ = Resistencia al corte de una celda.

d = Abertura de la celda.

h = Altura de la celda.



▲ Figura 4.15 | Vista en planta de la aplicación de la carga.

Para calcular la reacción de la capa reforzada con Geocelda como se muestra en la figura 4.15, es necesario conocer el número de celdas que participan en el refuerzo.

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

Donde:

- n = Número de celdas en el área de aplicación de la carga.
- B = Ancho de la zapata o radio de la llanta.
- L = Longitud de la zapata o radio de la llanta.
- d = Abertura equivalente de la Geocelda (m) Ver ecuación 7.15.

Así, la suma de las fuerzas de corte de todas las celdas que están bajo carga, y que expresa la mejora debido al confinamiento, estará dada por:

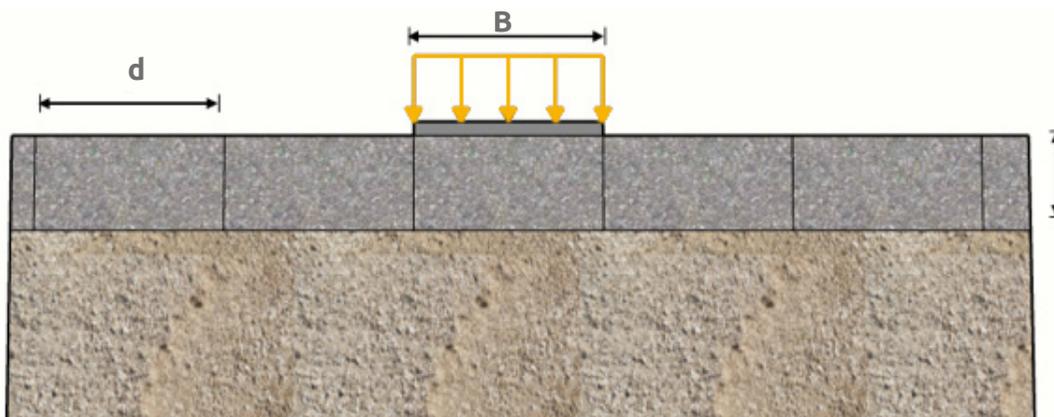
$$\Sigma F_{\tau} = h \ 4d \ K_p \ \tan \delta \left(\frac{BL}{d^2} \right) = 4 \ \frac{h}{d} \ K_o \ p \ \tan \delta \ BL \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Donde:

- ΣF_{τ} = Mejora debido al efecto de confinamiento, suma de las fuerzas por corte de las celdas debajo de la aplicación de la carga.
- h/d = Relación de forma de la celda.

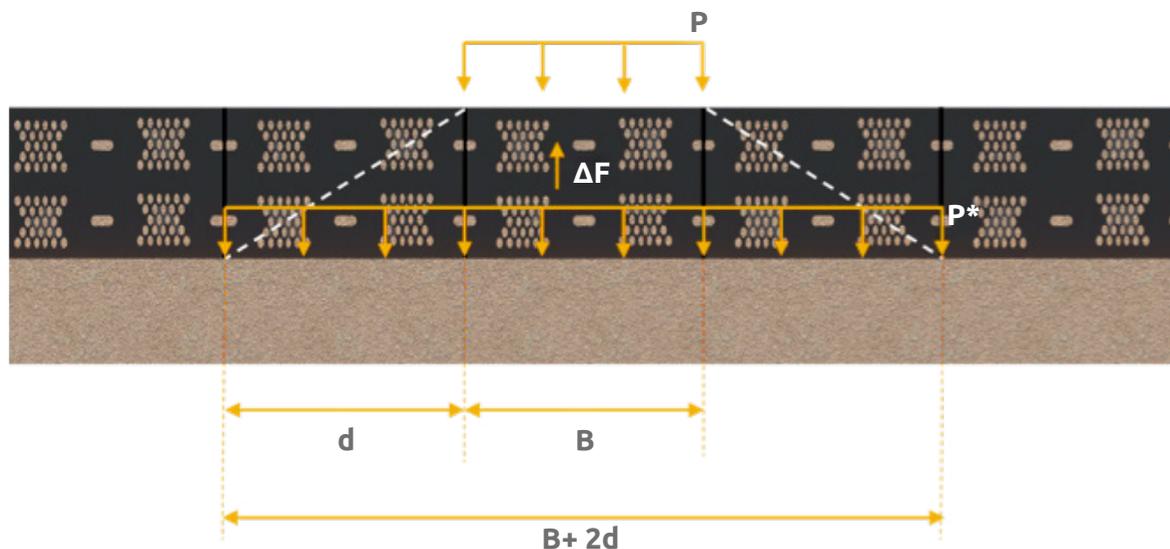
Mejora debido a la distribución de esfuerzos.

Se considera la aplicación de una carga sobre la Geocelda, como se observa en la figura 4.16.



▲ Figura 4.16 | Aplicación de la carga sobre la Geocelda.

Así como se vio en la metodología de las Geomallas, en las Geoceldas también se encuentra en ángulo de distribución de esfuerzos α , que se ve afectado por las características de la Geocelda, así como se observa en la figura 4.17.



▲ Figura 4.17 | Efecto de la distribución de esfuerzo.

Realizando un balance de fuerzas de la capa reforzada con Geocelda conforme al esquema de la figura 4.17, la mejora debido al confinamiento ΣF_{τ} se ve afectada por:

$$p^* (B+2d) (L+2d) = p BL - 4 \frac{h}{d} \tan \delta K_0 p BL \quad (\text{Ec. 4.21})$$

Donde:

p^* = Esfuerzo actuante debajo de la capa reforzada con Geocelda.

p = Esfuerzo actuante sobre la capa con Geocelda.

d = Abertura de la Geocelda.

ΣF_{τ} = Sumatoria de las fuerzas cortantes de las celdas debajo de la aplicación de la carga.

Reorganizando la ecuación 4.21, el esfuerzo que actúa efectivamente sobre el suelo subyacente al refuerzo de la Geocelda p^* es igual a:

$$p^* = \left(P - 4 \frac{h}{d} \tan \delta K_0 p \right) \frac{BL}{(B+2d) (L+2d)} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

La relación de las áreas de los esfuerzos actuantes sobre y debajo de la capa reforzada con Geocelda (relación entre las características geométricas tanto de la carga como de la celda B, L, d), se define como un nuevo parámetro denominado efecto de propagación (e) y se expresa como:

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

Para el caso donde B=L y que en el caso de una estabilización corresponde al diámetro de la llanta, e se expresa de la siguiente manera:

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

Donde:

d/B, d/L y d²/BL son factores de forma para cada una de las dimensiones de carga.

La ecuación de la aplicación del esfuerzo debajo de la Geocelda quedaría:

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

Considerando los esfuerzos actuantes encima (p) y debajo (p*) de la capa reforzada con Geocelda, se puede definir que la mejora debido al refuerzo con la Geocelda (I) corresponde a la resta de la tensión actuante sobre la Geocelda y la que realmente actúa sobre la subrasante (debajo de la Geocelda).

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

Reemplazando y reorganizando los términos, la ecuación final de la capacidad de carga del suelo reforzada con la Geocelda

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

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

Relación de CBR subrasante y la capacidad de Carga p:

Para desarrollar la metodología descrita anteriormente, es necesario calcular el p^* (capacidad de soporte de la subrasante).

Para ello se aplica la metodología desarrollada por Meyerhof en condición no drenada $\phi = 0$

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

Donde:

- p^* = Capacidad de carga del suelo de fundación.
- N_c = Factor de capacidad de carga 5.14 para $\phi = 0$.
- C_u = Cohesión no drenada Kpa.

Para determinar C_u se puede obtener usando la siguiente correlación (Giroud and Noray 1981) cuando ($\text{CBR} < 5$):

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

Donde:

- C_u = Cohesión no drenada de la subrasante (kPa).
- CBR_{SR} = CBR de la subrasante.
- f_c = factor igual 30 kPa (Giroud and Noray 1981).

Cálculo de la capacidad de carga del suelo de fundación.

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

Determinación del CBR de la Capa Reforzada

Una vez que se obtiene el valor de P_r de la ecuación 4.27, teniendo en cuenta las ecuaciones 4.28 y 4.29 se puede calcular el CBR de la capa reforzada.

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

Donde:

CBR_{SR} = CBR capa reforzada con Geocelda.

P_r = Capacidad de carga del suelo reforzada con la Geocelda (Kpa).

f_c = Factor igual 30 kPa (Giroud and Noray 1981).

N_c = Factor de capacidad de carga 5.14 para $\phi = 0$.

4.8 Ejemplos de diseño

Para la construcción de una carretera en la sabana de Bogotá y dadas las pobres condiciones de soporte de la subrasante natural, los diseñadores han contemplado la estabilización mecánica del suelo de soporte. El CBR promedio y definido como de diseño es de 1.5%. La estructura se diseñará para soportar un tráfico de diseño de 1.5×10^6 ejes equivalentes de 8.20 Ton.

El material disponible para el reemplazo consiste en un material granular tipo subbase granular que considerando se apoyara sobre un suelo blando se estima que el CBR sea $\approx 30\%$ (valor menor al registrado en laboratorio y que tiene en cuenta las dificultades de compactación sobre un suelo blando).

Para la evaluación del espesor necesario para estabilizar la subrasante y que permita la construcción de las capas de pavimento se debe estimar el número de repeticiones de carga que esta soportará, asumiendo que circularan alrededor de 660 vehículos de 3 ejes se estima un número de repeticiones N aproximado de ≈ 2000 . La presión de inflado de los vehículos es de 80 psi (550 kPa).

Se realizará la estimación del espesor requerida en las siguientes condiciones:

- ◆ Sin refuerzo.
- ◆ Con Geotextil de refuerzo.
- ◆ Con Geomalla Biaxial de refuerzo.

Datos de entrada

J = Se asume como 0 en el caso sin refuerzo y con Geotextil Tejido TR5000 HF; Se usará una Geomalla P-BX2020.

N = 2,000.

P = 80 kN por eje.

r = Radio del área de contacto de la llanta.

De acuerdo con la ecuación (4.3) tenemos:

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

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

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

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

La relación de módulos (ecuación (4.7)) se estima como:

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

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

En este caso se adopta un $R_E = 5.0$ (Mínimo entre R_E Calculado y 5.0)

$s =$ Se asume un valor de 40mm.

$f_s =$ 75mm.

$f_c =$ 30 kPa.

$m_{Nc} =$ 580 para el Geotextil TR5000 HF y 5.71 en el caso de Geomallas Biaxiales Coextruidas.

Condición sin refuerzo ($J=0$ y $N_c=3.14$):

Reemplazando en la ecuación (4.14) y por medio de un proceso iterativo tenemos para un $h=0.5m$:

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

$$h = 0.40m$$

Tabla 4.3 Cálculo del espesor de material granular requerido, caso sin refuerzo

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

Para fines constructivos se aproxima a 0.40m.

Condición con Geotextil TR5000 HF de refuerzo (J=0 y m*Nc=5.80):

Reemplazando en la ecuación (4.14) y por medio de un proceso iterativo tenemos para un h=0.26m:

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

h= 0.26m

Tabla 4.4 Cálculo del espesor de material granular requerido, caso con Geotextil

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

Condición con Geomalla Biaxial Coextruida (J≠0 y Nc=5.71):

En este se usará una Geomalla Biaxial Coextruida P-BX 2020 con una rigidez torsional ó estabilidad de abertura de 0.55 m-N/º, una eficiencia en los nudos ≥ 90%.

Reemplazando en la ecuación (4.14) y por medio de un proceso iterativo tenemos para un h=0.24m:

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

h = 0.24m

Tabla 4.5 Cálculo del espesor de material granular requerido, caso con Geomalla

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

Para fines constructivos el espesor calculado es de 0.25m. En el caso del refuerzo con Geomallas es necesario adicionalmente la inclusión de un Geotextil de separación por debajo de la Geomalla que evite la contaminación del material granular seleccionado. De acuerdo con la metodología propuesta en el capítulo 5 del presente manual se escoge un Geotextil No Tejido referencia NT1800.

Tabla 4.6 Cálculo ahorro material frente a sección sin refuerzo

Condición	Espesor calculado (m)	Espesor constructivo (m)	Ahorro*
Sin Geosintético de refuerzo	0.59	0.60	-
Reforzado con Geotextil TR6000 HF	0.42	0.45	25%
Reforzado con Geomalla P-BX2020 y Geotextil de separación NT1800	0.40	0.40	32%

**Ahorro estimado frente a la sección no reforzada.*

El ahorro en material granular en el caso de las estructuras reforzadas con Geosintéticos, presenta un beneficio económico, con respecto a la estructura convencional sin refuerzo además de minimizar excavaciones y en general movimientos de tierra

Ejemplo con Geocelda:

Datos de entrada

CBR subrasante =	1.5%.
Presión de inflado P =	550 Kpa.
Diámetro de la llanta =	32.4 cm.
Altura de Geocelda =	12 cm y 15cm.
Abertura de la celda =	25cm para la Geocelda de altura de 12cm y 30cm para la Geocelda de altura 15cm.
Ángulo de interacción δ =	26° Interacción Suelo – Pared de la Geocelda.
Angulo de fricción interna del material de lleno Φ =	30°
Coefficiente de presión de tierras en reposo k_0 =	$1 - \text{sen } 30^\circ = 0.5$

Aplicando la Ecuación (4.28) y (4.29), para determinar la capacidad de carga sin refuerzo.

$$P = 5.14 \times C_u$$

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

Reemplazando el valor de C_u en la ecuación de P, tenemos:

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

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

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

Refuerzo para Geocelda h=12cm

Aplicando la ecuación 4.24, determinación del efecto de distribución de carga, para una Geocelda de altura h= 12cm, diámetro de aplicación de la carga B=32.4cm y abertura de la Geocelda d=25cm

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

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

Cálculo del I_G Factor de mejora de la Geocelda.

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

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

$$I_G = 0.917$$

Este valor de I_G se le aplica un Factor de Seguridad de 1.5

$$I_G = 0.917/1.5$$

$$I_G = 0.611$$

Ahora se calcula la capacidad de carga reforzada con Geocelda, empleando la ecuación 4.27.

$$P_r = p_u + I_G p$$

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

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

Ahora, se calcula el C_u para la condición reforzada.

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

$$C_u = \frac{567.15}{5.14}$$

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

A partir de la ecuación 4.31, determinamos el CBR_{CR} de la plataforma reforzada.

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

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

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

El CBR_{CR} de la capa reforzada con Geocelda de altura 12cm y abertura 25cm, es 3.68%

Refuerzo para Geocelda h=15cm

Aplicando la ecuación 4.24, determinación del efecto de distribución de carga, para una Geocelda de altura $h = 15\text{cm}$, diámetro de aplicación de la carga $B = 32.4\text{cm}$ y abertura de la Geocelda $d = 30\text{cm}$

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

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

Cálculo del I_G Factor de mejora de la Geocelda.

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

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

$$I_G = 0.934$$

Este valor de I_G se le aplica un Factor de Seguridad de 1.5

$$I_G = 0.934/1.5$$

$$I_G = 0.625$$

Ahora se calcula la capacidad de carga reforzada con Geocelda, empleando la ecuación 4.27.

$$P_r = p_u + I_G p$$

$$P_r = 231.1 + (0.625 \times 550)$$

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

Ahora, se calcula el C_u para la condición reforzada.

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

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

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

A partir de la ecuación 4.31, determinamos el CBR_{CR} de la plataforma reforzada.

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

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

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

El CBR_{CR} de la capa reforzada con Geocelda de altura 15cm y abertura 30cm, es 3.73%

4.9 Conclusiones

La metodología de diseño desarrollada por Giroud y Han (2004) presentada en este capítulo es basada en un desarrollo teórico, calibrada en campo por medio de pruebas de rueda carga para Geotextiles y Geomallas (Wheel load Test) y ensayos de laboratorio mediante ensayos de placa dinámicos, en secciones con y sin refuerzo, todas construidas sobre suelos blandos. Este método ha permitido predecir apropiadamente el desempeño de carreteras no pavimentadas, con y sin refuerzo en estudios recientes. Por lo anterior este método permitirá a los ingenieros de carreteras estimar adecuadamente el espesor de material granular requerido para soportar tráfico en carreteras no pavimentadas, carreteras de acceso temporales, plataformas de trabajo, etc.

De otro lado, la metodología de diseño propuesta por (Avesani Neto 2013) presentada en este capítulo, fue adoptada para calcular el aumento de la capacidad de carga de la subrasante con Geoceldas en carreteras no pavimentadas, teniendo en cuenta las condiciones iniciales del material de fundación y los mecanismos de refuerzo de las Geoceldas, el efecto de dispersión de tensión y el efecto de confinamiento.

4.10 Bibliografía

- ◆ 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", Universidad de Sao Pablo - Departamento de Ingenieria.



Capítulo 5

SEPARACIÓN DE SUBRASANTES CON
Geotextiles en vías

5.1 Generalidades

Desde hace varias décadas, el área de diseño y construcción de carreteras se ha preocupado por mantener un desarrollo que permita mejorar cada día las metodologías de diseño y las técnicas de construcción, para ofrecer obras de alta calidad y con un buen nivel de servicio durante su vida útil. Dentro de ese desarrollo se ha involucrado **la tecnología de los Geosintéticos buscando mejorar de forma eficiente y económica las diferencias de los elementos y materiales que componen las carreteras.**

Uno de los problemas que se presentan con mayor frecuencia es el deterioro prematuro de las carreteras, causado por diversos factores relacionados con las características y propiedades de los materiales que conforman la estructura de estas, y con las condiciones de carga que sobrepasan los valores de diseño. Desde el punto de vista estructural, la contaminación de la(s) capa(s) granular(es), la mezcla de los suelos de diferentes características y el comportamiento mecánico del suelo de subrasante son factores de gran influencia en el deterioro de las carreteras, lo que se traduce en una reducción de la capacidad portante de todo el sistema.

El desarrollo de la ingeniería ha introducido técnicas y tecnologías en el diseño y la construcción de obras civiles mejorando sus especificaciones y características a corto y largo plazo, aumentando la vida útil y **buscando un equilibrio en los factores económicos que en muchos casos representan una disminución de costos.**

Específicamente, la utilización de los Geotextiles como una capa de separación entre los suelos de subrasantes y las capas granulares ha permitido mantener la integridad de los materiales y mejorar su funcionamiento, aumentando la vida útil de las estructuras de las carreteras. Esta capa de separación con Geotextil elimina la instalación de un material adicional que se emplea en los diseños tradicionales que solo tienen en cuenta el proceso de contaminación que se produce al inicio del período de vida de servicio, y no tiene en cuenta el proceso de contaminación a largo plazo.

5.2 Introducción

Son varias las funciones de los Geotextiles y varían según el campo de aplicación en que son utilizados. En el caso de las estructuras de carreteras, los Geotextiles cumplen dos funciones esenciales: separación y estabilización. En este capítulo se presenta la metodología de diseño para emplear un Geotextil como separación del suelo de subrasante y la(s) capa(s) granular(es).

Para que un Geotextil cumpla correctamente la función de separación entre un suelo subrasante y una capa de material granular, el CBR de la subrasante debe estar entre 4% y 10%.

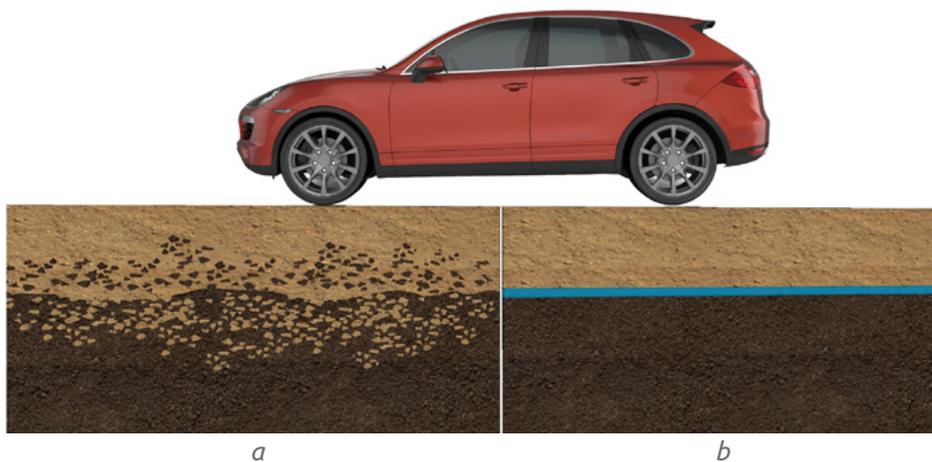
En efecto, dentro de este rango se asume que la deformación del suelo de subrasante no es lo suficientemente importante para generar grandes esfuerzos de tensión en el Geotextil, el cual se diseña como separación y no como estabilización. Cuando el CBR es menor del 4%, el Geotextil asume grandes deformaciones y comienza a absorber esfuerzos a tensión que lo inducen a trabajar como estabilización, factor que afecta totalmente el diseño por separación. En los casos en que el CBR de la subrasante sea menor del 4% se debe hacer un diseño por estabilización (ver capítulo 4) y verificar los criterios del diseño por separación cuando el Geotextil se coloca entre dos materiales de diferentes características.

Para tener un concepto claro del funcionamiento del Geotextil como separación en la interfaz subrasante – capas granulares, a continuación, se hace una descripción del proceso que se desarrolla entre dos materiales de diferentes características y comportamiento, y de cómo el Geotextil se convierte en una barrera que permite mantener la integridad y el buen funcionamiento de los materiales, mejorando la resistencia y estabilidad de la estructura de la vía.

En el caso de las estructuras de Pavimento, donde se coloca suelo granular (relleno, subbase, base) sobre suelos finos (subrasante) se presentan dos procesos en forma simultánea:

1. Migración de suelos finos dentro del suelo granular, disminuyendo su capacidad de drenaje.
2. Intrusión del suelo granular dentro del suelo fino, disminuyendo su capacidad portante (resistencia).

El Geotextil se traduce en una barrera para migración de partículas entre dos tipos de suelo, facilitando la transmisión de agua. Se requiere entonces un Geotextil que retenga las partículas de suelo, evite el lavado de finos por la acción del agua y que cumpla con resistencias necesarias para mantener la continuidad sin que ocurra ninguna falla por tensión o punzonamiento (ver especificaciones técnicas de los Geotextiles, Capítulo 2), bajo concentraciones de esfuerzos locales causados por irregularidades en el suelo de fundación.



- ▲ *Figura 5.1 a | Sección transversal de una estructura de pavimento sin Geotextil de separación (Interfaz SR - C. Granular).*
Figura 5.1 b | Sección transversal de una estructura de pavimento con Geotextil de separación (Interfaz SR - C. Granular).

5.3 Metodología de diseño

5.3.1 Generalidades

Este diseño consiste en escoger el tipo de Geotextil adecuado para colocar en la interfaz subrasante – capa granular, que tiene como función principal la separación de suelos adyacentes con propiedades y características diferentes y la estabilización de la subrasante durante el periodo de vida útil de la estructura de una vía.

En el caso del diseño por separación, se comparan las resistencias del Geotextil con el valor requerido en el diseño para una misma propiedad, obteniendo un factor de seguridad global FS_g .

$$FS_g = \frac{\text{Resistencia Admisible}}{\text{Resistencia Requerida}} \rightarrow FS_g > 1 \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Donde:

Resistencia Admisible: Resistencia última del ensayo de laboratorio que simula las condiciones reales del proyecto sobre los factores de reducción.

Resistencia Requerida: Valor obtenido de una metodología de diseño que simula las condiciones reales del proyecto.

Para los casos en que se determine el factor de seguridad global como parámetro de diseño, se calcula entonces la resistencia requerida (diseño) en función de las especificaciones del Geotextil que se vaya a utilizar.

$$\text{Resistencia Requerida} = \frac{\text{Resistencia}}{FS_g} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Las especificaciones de los Geotextiles se evalúan bajo condiciones ideales de laboratorio, lo que en algunos casos representa altos valores numéricos para el diseño. Los valores obtenidos en el laboratorio se deben modificar para aplicarlos bajo las condiciones in situ de cada proyecto. Para tener en cuenta estos factores, se asume un factor de seguridad parcial FS_p que permite ajustar el valor último de laboratorio a las condiciones particulares del terreno, obteniendo un valor admisible que se aplicará en el diseño.

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

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

Donde:

T_{adm} = Resistencia admisible para emplear en el diseño.

T_{ult} = Resistencia última obtenida en laboratorio.

FS_p = Factor de seguridad parcial.

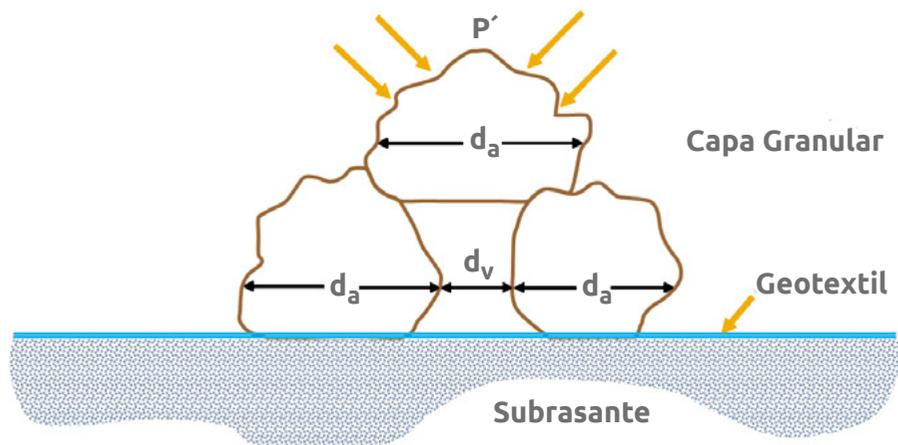
FR_{ID} = Factor de reducción por daños de instalación.

FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica.

Los rangos para los factores de reducción se mencionan en la Tabla 3.1 del presente manual.

5.3.2 Resistencia a la tensión (GRAB)

Otro factor que actúa sobre el Geotextil es el esfuerzo de tracción que se genera en el Geotextil en su plano de deformación. Esto ocurre cuando el Geotextil está "atrapado" por una capa granular y un suelo de subrasante. Cuando una partícula superior es forzada contra dos partículas inferiores que están en contacto con el Geotextil se genera un esfuerzo de tracción en su plano (ver Figura 5.2). El ensayo de tensión según el Método Grab (ASTM D4632) simula este proceso en el laboratorio, determinando la carga de rotura (Resistencia Grab) del Geotextil y su elongación correspondiente (deformación – elongación Grab). El Geotextil que se coloca en la interfaz subrasante–capa granular debe cumplir una resistencia mínima para que no falle por tensión.



▲ Figura 5.2 | Geotextil de separación- Resistencia a la tensión (GRAB).

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

Donde:

T_{req} = Resistencia Grab requerida (N).

p' = Presión aplicada (KPa).¹

d_v = Diámetro máximo de los vacíos: $d_v \cong 0.33 d_a$ (mm).

d_a = Diámetro máximo de las partículas de agregado (mm).

$f(\epsilon)$ = Función de deformación (elongación) del Geotextil, (ver Tabla 5.1).

Tabla 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 En carreteras, se asume como la presión de inflado.

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

Metodología:

Verificar si el Geotextil que se va a utilizar es adecuado $\rightarrow T_{ult}$ conocido; calcular FS_g .

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

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

Reemplazando las ecuaciones (5.3) y (5.4) en la ecuación (5.5)

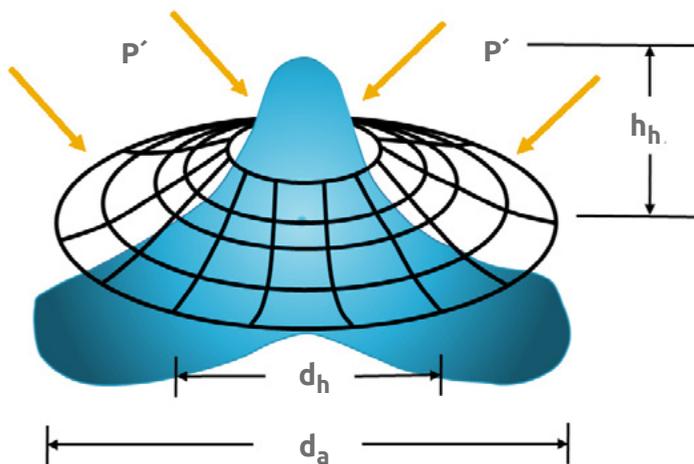
$$FS_g = \frac{T_{ult}}{FS_p \times p' \times 10^{-3} \times d_v^2 \times [f(\epsilon)]} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Entonces la ecuación del Factor de Seguridad Global es:

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

5.3.3 Resistencia al punzonamiento

Además de cumplir la función de separación, el Geotextil de separación debe resistir el proceso de instalación, sin que sus propiedades iniciales sufran modificaciones importantes. Así se garantiza el buen funcionamiento del Geotextil durante la vida útil de la vía. Materiales punzonantes, piedras angulares, ramas de árboles, desechos de construcción y otro tipo de objetos que se encuentren sobre el suelo (subyacente) que quede en contacto con el Geotextil, pueden romperlo y desgastarlo cuando se coloque la capa granular y se apliquen las cargas de tráfico sobre la estructura. Se debe calcular la fuerza vertical que actuará sobre el Geotextil bajo estas condiciones, y verificar que el Geotextil que se coloque resista el punzonamiento que se genere. El ensayo de resistencia al punzonamiento ASTM D6241, simula esta condición en laboratorio y permite calcular la máxima resistencia que tiene un Geotextil bajo la acción del punzonamiento.



▲ Figura 5.3 | Punzonamiento causado por una partícula sobre el Geotextil.

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

Donde:

T_{req} = Fuerza vertical que el Geotextil debe resistir (N).

p' = Presión aplicada (Pa).¹

d_a = Diámetro máximo de las partículas del agregado (m). Para partículas redondeadas y parcialmente redondeadas se toma d_a , para partículas angulares se toma $0.75d_a$. Como máximo el 75% de la partícula puede causar punzonamiento, el porcentaje restante no genera daño.

S_1 = Factor de punzonamiento (empuje) del suelo o partículas subyacentes al Geotextil.

S_2 = Factor de escala para ajustar el diámetro del vástago de punzonamiento del ensayo ASTM D6241, al diámetro de la actual partícula punzonante.

S_3 = Factor de forma para ajustar la forma del vástago de punzonamiento del ensayo ASTM D6241, a la forma de la actual partícula punzonante.

Tabla 5.2 Valores recomendados para factores independientes utilizados en análisis de puntos (adimensional)

Objeto Punzonante	S1	S2	S3
Angular y relativamente larga	0.9	0.8	0.9

¹ En carreteras, se asume como la presión de inflado.

Objeto Punzonante	S1	S2	S3
Angular y relativamente pequeña	0.6	0.6	0.7
Parcialmente redondeada y relativamente grande	0.7	0.6	0.6
Subredondeada y relativamente pequeña	0.4	0.4	0.5
Redondeados y relativamente grandes	0.5	0.4	0.4
Redondeados y relativamente pequeños	0.2	0.2	0.3

Metodología:

Verificar si el Geotextil que se va a utilizar es el adecuado $\rightarrow T_{req}$ conocido; calcular FS_g

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

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

Entonces la ecuación del factor de seguridad global es:

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

Donde:

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

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

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

5.3.4 Criterio de retención (TAA)¹

El criterio de retención por Tamaño de Abertura Aparente (TAA) permite determinar el tamaño de las aberturas del Geotextil para evitar la migración de suelo fino hacia las capas granulares.

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

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

Donde:

TAA = Tamaño de abertura aparente, dato suministrado por el fabricante. Corresponde a la abertura de los espacios libres (en milímetros). Se obtiene tamizando unas esferas de vidrio de diámetros conocidos, cuando el 5% de un tamaño determinado de esferas pasa a través del Geotextil, se define el TAA. Ensayo ASTM D4751.

D_{85} = Tamaño de partículas (en milímetros) que corresponde al 85% del suelo que pasa al ser tamizado. Este dato se obtiene de la curva granulométrica del suelo en consideración.

B = Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo a filtrar, de las condiciones de flujo y del tipo del Geotextil.

Para arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos del 50% pasa tamiz #200), B es función del coeficiente de uniformidad C_u , donde $C_u = D_{60}/D_{10}$

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

Para suelos arenosos mal gradados: B entre 1.5 y 2.

Para suelos finos (más del 50% pasa tamiz #200) B es función del tipo de Geotextil.

$$\begin{aligned} \text{Para Tejidos:} \quad B = 1 &\rightarrow TAA \leq D_{85} \\ \text{Para No Tejidos:} \quad B = 1.8 &\rightarrow TAA \leq 1.8 * D_{85} \end{aligned}$$

Para aplicaciones de separación, La AASHTO M288-05 recomienda que los Geotextiles deben cumplir:

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

5.3.5 Criterio de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad k, se define como la propiedad hidráulica que tiene un Geotextil, para permitir un adecuado paso de flujo, perpendicular a su plano.

Para la función de separación los Geotextiles deben cumplir lo siguiente:

$$k \text{ del Geotextil} > k \text{ del suelo} \quad (\text{Ec. 5.13})$$

Donde:

$$k = \psi * t$$

ψ = Permitividad del Geotextil (s^{-1})

t = Espesor nominal del Geotextil (cm)

En los casos en que se presente un nivel freático muy alto o condiciones críticas de humedad de la subrasante, se debe utilizar un Geotextil con alta transmisividad que permite el drenaje a través de su plano, (Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas). En estos casos se recomienda incorporar un sistema de subdrenaje lateral para abatir el nivel freático.

5.3.6 Criterio de supervivencia

El Geotextil en el proceso de instalación y a lo largo de su vida útil puede estar sometido a unos esfuerzos, los cuales deben ser soportados por el mismo, de tal manera que no afecten drásticamente sus propiedades hidráulicas o físicas. En la Tabla 5.3 se presentan las propiedades mínimas que se deben cumplir.

Los Geotextiles son materiales de polipropileno, altamente resistentes al ataque químico y biológico. Los Geotextiles se degradan con los rayos UV, por consiguiente, no deben ser expuestos por largo tiempo a estos rayos.

Tabla 5.3 Propiedades del Geotextil de separación– AASHTO M288-17

Propiedad	Elongación media	Resistencia a la tensión (Grab)	Resistencia a la penetración con pistón 50 mm de diámetro	Resistencia al rasgado trapezoidal
Norma de ensayo	ASTM D4632/ D4632M	ASTM D4632/ D4632M	ASTM D6241	ASTM D4533/ D4533M
Valor mínimo	$\geq 50\%$ ⁽¹⁾	700 N	1375 N	250 N
Promedio por rollo	$< 50\%$ ⁽²⁾	1100 N	2200 N	400 N

(1) La elongación $\geq 50\%$ hace referencia a los Geotextiles No Tejidos.

(2) La elongación $< 50\%$ hace referencia a los Geotextiles Tejidos.

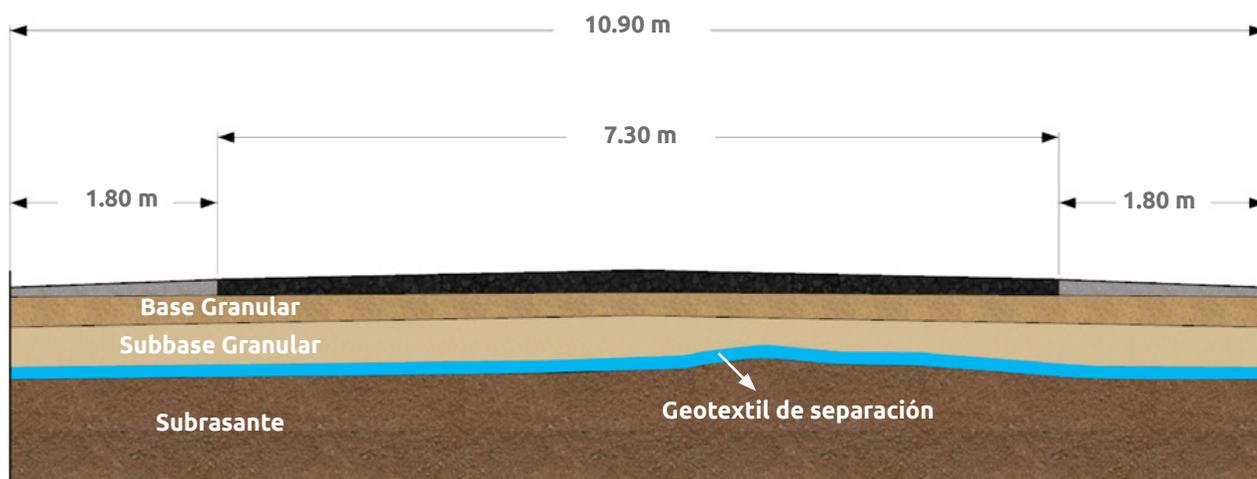
5.4 Ejemplo de diseño

Para la construcción de una carretera nueva se requiere colocar un Geotextil de separación en la interfaz subrasante – subbase granular. La carretera tendrá un ancho de calzada de 7.30m (ancho carril 3.65m) y bermas - cuneta de 1.80m, para un ancho total de corona de 10.90m. El tránsito promedio diario (TPD) para el primer año de servicio es de 3000vpd y el tránsito de diseño para un período de 10 años es $N = 6 \times 10^6$ ejes equivalentes a 8.20 ton. La composición vehicular es de 61% autos, 10% buses y 29% camiones. La presión de inflado es de 100psi = 690KPa.

El suelo de subrasante está compuesto por limos arcillosos (ML), con una permeabilidad $k = 2.5 \times 10^{-6}$ cm/s. Se estableció un CBR de diseño de 4.0%, para una estructura de pavimento flexible compuesta por subbase y base granular conformados por materiales angulares y capa asfáltica.

Determinar el tipo de Geotextil para usar como separación en la interfaz subrasante – subbase granular, para los siguientes casos:

1. Para un Geotextil No Tejido teniendo una Subbase granular: tamaño máximo: $d_a = 2.5''$, partícula subredondeada.
2. Para un Geotextil Tejido teniendo una Subbase granular: tamaño máximo: $d_a = 3''$, partícula subredondeada.



▲ Figura 5.4 | Sección transversal del ejemplo.

Caso 1 - Geotextil No Tejido

a) Resistencia al Punzonamiento

Determinar T_{req}

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

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

$$S_1 = 0.4$$

$$S_2 = 0.4$$

$$S_3 = 0.5$$

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

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

$$T_{req} * FSp = 0.22 * 2 = 0.44\text{ kN} \text{ (Esta es la resistencia mínima que debe cumplir el Geotextil No Tejido para separación)}$$

Los Geotextiles No Tejidos que cumplen esta condición son:

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

Geotextil seleccionado: **NT1600**

b) Resistencia a la Tensión (GRAB)

Se verifica para Geotextil No Tejido NT1600

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

$$\epsilon = >50\%$$

$$f(\epsilon) = 0.50$$

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

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

$$FS_p = 2.0$$

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

Geotextil seleccionado: **NT1600**

c) Criterio de Retención (TAA)

Geotextil NT1600:

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

Geotextil seleccionado: **NT1600**

d) Criterio de Permeabilidad

Geotextil NT1600:

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

Geotextil seleccionado: **NT1600**

e) Criterio de supervivencia

Se verifican las propiedades del Geotextil escogido, en este caso el Geotextil No Tejido NT1600 versus las propiedades solicitadas en la Tabla 5.3.

Resistencia la tensión (Grab): $400\text{N} < 700\text{N} \rightarrow$ No Cumple; El Geotextil que cumple con esta especificación es el NT2500, $700\text{N} = 700\text{N} \rightarrow$ Cumple

Resistencia a la penetración con pistón de 50mm de diámetro: $1,100\text{N} < 1,375 \rightarrow$ No Cumple; Se verifica para el Geotextil NT2500, $1,900\text{N} > 1,375\text{N} \rightarrow$ Cumple

Resistencia al rasgado trapezoidal: $164\text{N} < 400 \rightarrow$ No Cumple; Se verifica para el Geotextil NT2500, $260\text{N} > 250\text{N} \rightarrow$ Cumple

Geotextil seleccionado: **NT2500**

Solución caso 1 – Geotextil No Tejido

El Geotextil que se debe utilizar para este caso, como separación en la interfaz subrasante - subbase granular es el Geotextil No Tejido **NT2500**.

Caso 2 – Geotextil Tejido

a) Resistencia al Punzonamiento

Determinar T_{req}

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

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

$$S_1 = 0.7$$

$$S_2 = 0.6$$

$$S_3 = 0.6$$

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

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

$$T_{\text{req}} * F_{\text{Sp}} = 1.01 * 2 = 2.02\text{ kN (Esta es la resistencia mínima que debe cumplir el Geotextil No Tejido para separación)}$$

Los Geotextiles Tejidos que cumplen esta condición son:

T1400, T1700, T2100, T2400, TR3000, TR4000, TR5000 HF, TR6000 HF, TR7000 HF y TR10000

Geotextil seleccionado: **T1400**

b) Resistencia a la Tensión (GRAB)

Se verifica para Geotextil Tejido T1400

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

$$\varepsilon = 9\%$$

$$f(\varepsilon) = 0.94$$

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

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

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

$$F_{\text{Sg}} = \frac{790}{2.0 \times 690 \times 10^{-3} \times (0.33 \times 76.2)^2 \times 0.94} = 0.96 \text{ No cumple}$$

Se verifica para Geotextil Tejido T1700

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

$$\varepsilon = 9\%$$

$$f(\varepsilon) = 0.94$$

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

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

$$FS_p = 2.0$$

$$FS_g = \frac{800}{2.0 \times 690 \times 10^{-3} \times (0.33 \times 76.2)^2 \times 0.94} = 0.98 \text{ No cumple}$$

Se verifica para Geotextil Tejido T2100

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

$$\varepsilon = 9\%$$

$$f(\varepsilon) = 0.94$$

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

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

$$FS_p = 2.0$$

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

Geotextil seleccionado: **T2100**

c) Criterio de Retención (TAA)

Geotextil T2100:

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

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

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

Geotextil seleccionado: **T2100**

d) Criterio de Permeabilidad

Geotextil NT2100:

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

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

$$k_{\text{geotextil}} > k_{\text{suelo}} \rightarrow \text{Cumple}$$

e) Criterio de supervivencia

Se verifican las propiedades del Geotextil escogido, en este caso el Geotextil Tejido T2100 versus

las propiedades solicitadas en la Tabla 5.3.

Resistencia la tensión (Grab): $1,140\text{N} > 1,100\text{N} \rightarrow$ Cumple

Resistencia a la penetración con pistón de 50mm de diámetro: $4,800\text{N} > 2,200 \rightarrow$ Cumple

Resistencia al rasgado trapezoidal: $400\text{N} = 400 \rightarrow$ Cumple

Geotextil seleccionado: **T2100**

Solución caso 2 – Geotextil Tejido

El Geotextil que se debe utilizar para este caso, como separación en la interfaz subrasante - subbase granular es el Geotextil Tejido **T2100**.

Tabla 5.4 Resumen solución ejemplos

Datos Proyecto	Caso 1	Caso 2
Pavimento flexible	Capa Asfáltica	Capa Asfáltica
Subbase granular	$d_a = 2.5''$	$d_a = 4''$
Subrasante	Limo arcilloso (ML)	Limo arcilloso (ML)
CBR	4%	4%
k (permeabilidad)	$2.5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	$2.5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$
Presión de inflado	100 psi = 690 KPa	100 psi = 690 KPa
Datos del Geotextil	Caso 1	Caso 1
Geotextil seleccionado	NT 2500	T2100
Resistencia a la tensión (GRAB)	700 N	1,140 N
Resistencia al punzonamiento	1,900 N	4,800 N
Tamaño de apertura aparente	0.15 mm	0.425 mm
Permeabilidad	0.25 cm/s	0.046 cm/s
Resistencia al rasgado trapezoidal	260 N	400 N

5.5 Ejemplo de relación beneficio – costo

Evaluar la reducción del índice de serviciabilidad en función de las cargas equivalentes sin la instalación de un Geotextil como elemento de separación, y determinar el incremento en costos por efectos de la contaminación presentada en una carretera principal que fue diseñada con la siguiente estructura de pavimento flexible:

Espesor de la carpeta asfáltica =	15.0 cm
Espesor de la base granular =	15.0 cm
Espesor de la subbase granular =	28 cm
CBR de la subrasante =	4%
Confiability =	95% (Para autopistas y carreteras principales)
Desviación global =	0.45 (Pavimentos flexibles y construcciones nuevas)
Módulo Resiliente =	CBR Subrasante x 1,500 = 4 x 1,500 = 6,000psi
Índice de serviciabilidad inicial =	4.0 (Bueno)
Índice de serviciabilidad final =	2.5 (Para autopistas y carreteras principales)
Tránsito de diseño =	1,300,000 número de ejes equivalentes

Solución:

1. Basándose en la metodología AASHTO para el cálculo de pavimentos flexibles, y asumiendo que la estructura de la carretera tiene un sistema de drenaje adecuado, se calcula el número estructural y el espesor de las capas de la estructura del pavimento.

El número estructural se calcula de la siguiente forma:

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

Donde:

a_i = Coeficiente de la capa (1/in)

D_i = Espesor de la capa (in)

m_i = Coeficiente de drenaje de la capa i

▲ *Figura 5.5 | Diseño de la estructura de pavimento inicial.*

Realizando el cálculo de SN, para nuestra estructura se obtiene:

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

Con el número estructural calculado, determinamos los espesores para la estructura de pavimento, los cuales son:

Carpeta asfáltica = 6 in ≈ 15.0 cm

Base granular = 6 in ≈ 15.0 cm

Subbase granular = 11 in ≈ 28.0 cm

Los datos utilizados en los coeficientes de capa a_1 , a_2 , a_3 se tomaron de la Tabla 5.5 donde se especifica el rango de valores recomendados (1/in) por la AASHTO.

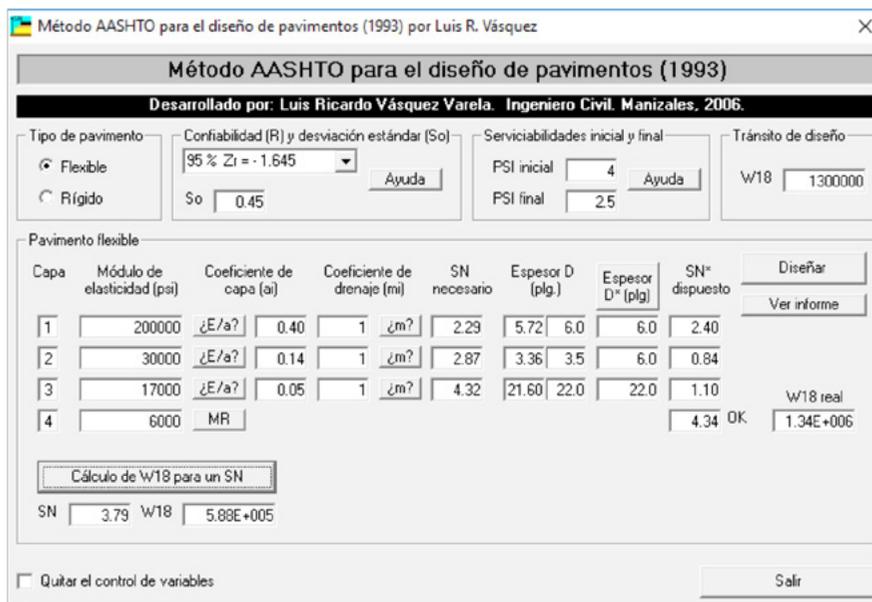
Tabla 5.5 Coeficientes de capa recomendados por la AASHTO

	Material	CBR	Rango a [1 / pul]
a_1	Capa de asfalto	> 100	0.40 - 0.44
	Base asfáltica	> 100	0.30 - 0.40

		Material	CBR	Rango a [1 / pul]	
a ₂	Material granular	Piedra picada de dureza alta	80 - 100	0.10 - 0.14	0.14
		Piedra picada de dureza media	60 - 80		0.13
	Bien gradado	Grava de río	40 - 70		0.12
		Mezcla de arena y grava	20 - 50		0.11
a ₃	Base granular	Arena limpia	10 - 30	0.06 - 0.10	

2. Cálculo del nuevo número estructural y nuevos espesores de estructura de pavimento considerando la contaminación de la sub-base.

Para cuantificar la reducción en el coeficiente estructural de la capa de subbase hemos tomado como referencia la frase “5 kilos de piedra colocados sobre 5 kilos de barro nos da como resultado 10 kilos de barro” citada por Robert Koerner en su libro “Design with Geosynthetics”. Teniendo en cuenta lo anterior, reducimos el coeficiente de la subbase en un 50% (a₃ =0.05) y procedemos a calcular el nuevo SN de la estructura de la vía.



▲ Figura 5.6 | Diseño de la estructura de pavimento reducida.

Realizando el cálculo de SN, para nuestra estructura se obtiene:

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

Con el nuevo número estructural calculado, determinamos los nuevos espesores para la estructura de pavimento, los cuales son:

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

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

$$\text{Subbase granular} = 22 \text{ in} \approx 56.0 \text{ cm}$$

3. Cálculo de la disminución del índice de serviciabilidad en la vía.

Realizando el cálculo de SN reducido de la vía, sin cambiar los espesores iniciales de la estructura de pavimento, tenemos:

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

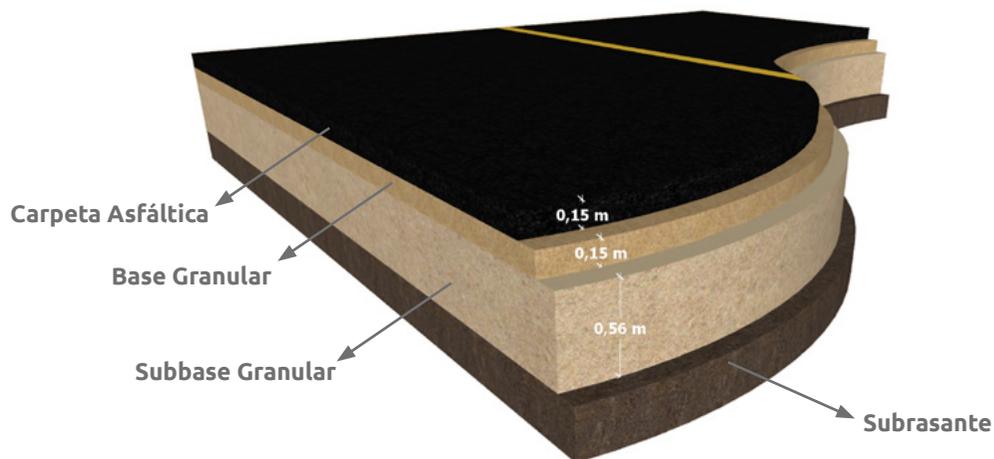
De acuerdo a la figura 5.6, para un SN de 3.79 se obtiene el número de ejes equivalentes que es capaz de soportar la estructura, el cual es de 588,000.

Haciendo la relación entre los valores de las cargas equivalentes de la estructura inicial y la afectada por la contaminación, encontramos que la reducción es igual a:

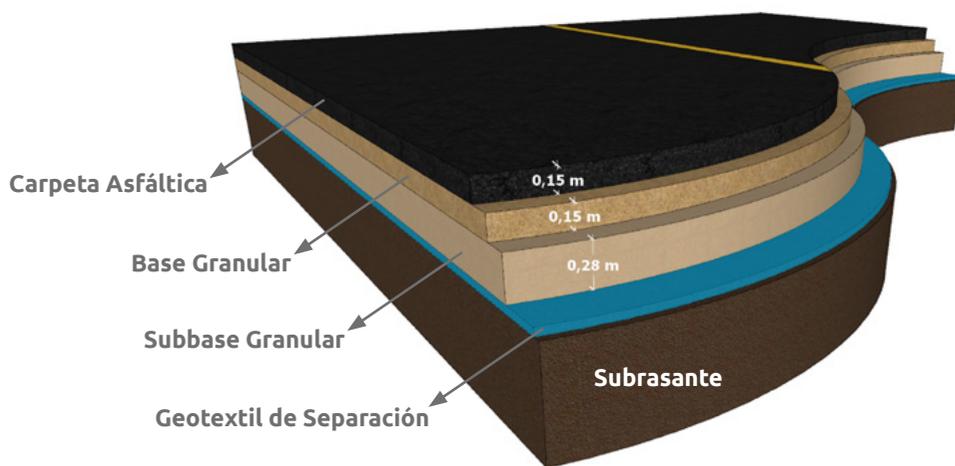
$$1 - \left(\frac{588,000}{1,300,000} \right) \longrightarrow 55\%$$

4. Para evaluar el beneficio del Geotextil como elemento de separación, se calcula el material adicional necesario, para mantener las condiciones iniciales de la carretera (SN = 4.34), teniendo un coeficiente estructural de la sub base reducido en un 50% (Obtenidos en el paso No. 2).

Viendo gráficamente las dos situaciones evaluadas tenemos:



▲ Figura 5.7 | Estructura sin Geotextil de separación.



▲ Figura 5.8 | Estructura con Geotextil de separación.

Haciendo la comparación de costos de las dos estructuras de la vía, tenemos:

Tabla 5.6 Estructura de la carretera sin Geotextil

Capas de la estructura de la vía	Unidad	Espesor (m)	Precio Unitario (USD)	Precio por Capa (USD)
Carpeta asfáltica	m3	0.15	72.00	10.80
Base granular	m3	0.15	43.00	6.45
Subbase granular	m3	0.56	31.00	17.36
			Total:	34.88

Tabla 5.7 Estructura de la carretera con Geotextil

Capas de la estructura de la vía	Unidad	Espesor (m)	Precio Unitario (USD)	Precio por Capa (USD)
Carpeta asfáltica	m3	0.155	72.00	11.16
Base granular	m3	0.155	43.00	6.67
Subbase granular	m3	0.28	31.00	8.68
Geotextil T2100 o NT2500	m2		3.00	3.00
			Total:	29.51

El ahorro en costos gracias a la instalación de un Geotextil como elemento de separación en esta estructura es de **15%**.

Es importante tener en cuenta que, si se utiliza un espesor de material granular adicional para reemplazar el uso del Geotextil, no se garantizará con esto que la estructura no presente un proceso de contaminación a lo largo del periodo de diseño de la vía.

5.6 Separación en vías ferreas

Los Geotextiles se utilizan frecuentemente en los ferrocarriles debajo del balasto en el que se coloca el sistema de amarre de madera o concreto. Un aspecto crítico en el diseño es la profundidad a la que se coloca el Geotextil debajo de las traviesas (es decir, el espesor del balasto que lo recubre).

El Geotextil de separación se puede usar para los siguientes casos:

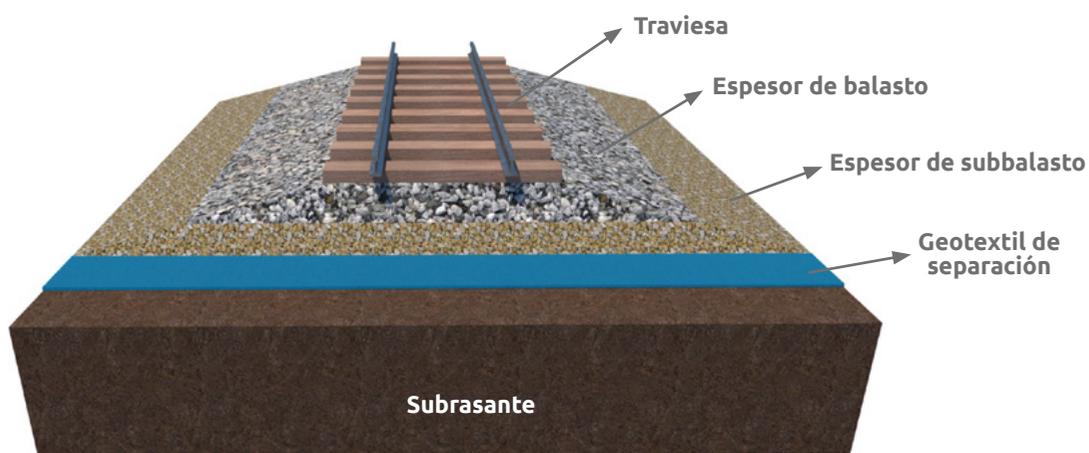
- ◆ Separación en ferrocarriles nuevos, entre la subrasante y el balasto.
- ◆ Separación en rehabilitación de ferrocarriles, entre el balasto viejo contaminado y el balasto nuevo y limpio.

5.6.1 Metodología de diseño

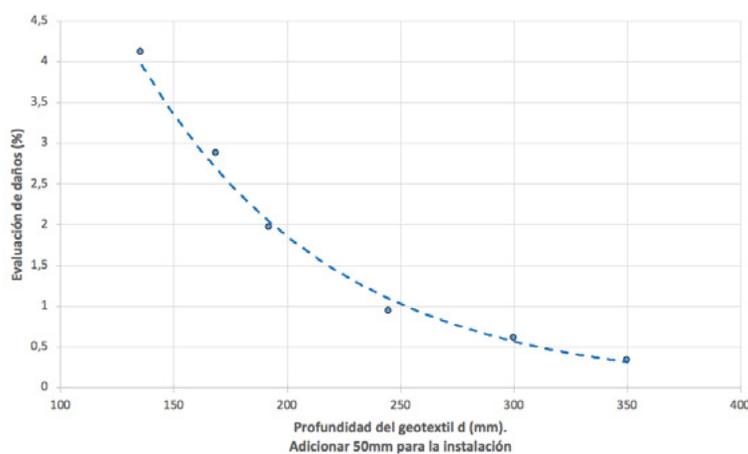
Para diseñar el Geotextil de separación en vías férreas se utiliza la misma metodología empleada en carreteras descrita en este capítulo del manual: resistencia al punzonamiento, resistencia a la tensión (GRAB), criterio de retención (TAA) y criterio de permeabilidad. Para el caso de vías férreas se deben utilizar Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas.

Se debe considerar la profundidad del Geotextil debajo de las traviesas. Las cargas dinámicas del ferrocarril que actúan sobre el balasto imparten aceleraciones a la piedra que disminuyen gradualmente con la profundidad. Si el Geotextil no está lo suficientemente profundo, sufrirá punzonamiento en los puntos de contacto con el balasto.

Raymond ha evaluado varios Geotextiles debajo de los ferrocarriles de Canadá y Estados Unidos y ha encontrado que se encuentran en gran parte punzonados. En la figura 5.10 se puede ver la evaluación de los daños. Se observa que el daño mayor ocurre dentro de los 250 mm de espesor de balasto, y solo a una profundidad mayor de 350 mm la situación se vuelve aceptable. De la curva se puede concluir que la profundidad mínima para la colocación del Geotextil es de 350 mm más 50 mm para el asentamiento de la pista para un total de 400 mm.



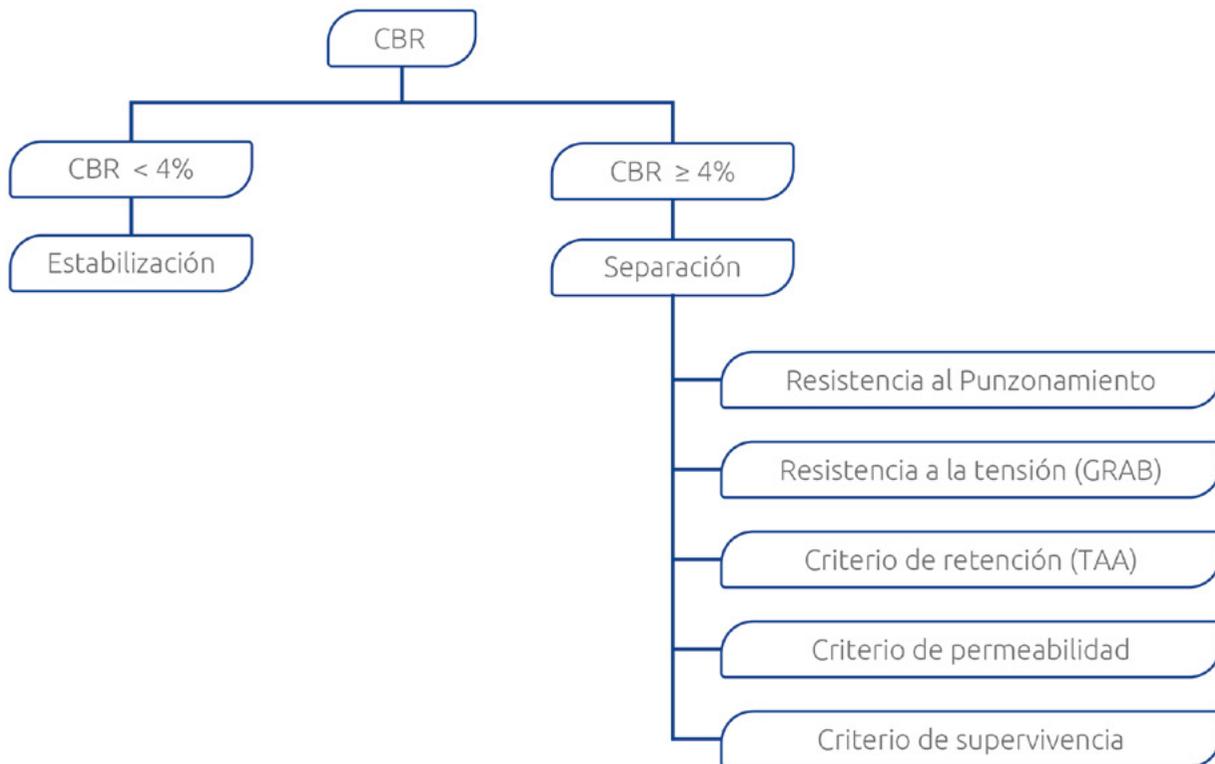
▲ Figura 5.9 | Separación en vías férreas.



▲ Figura 5.10 | Evaluación de los daños del Geotextil en función de la profundidad de instalación¹.

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

Diagrama de flujo



5.7 Bibliografía

- ◆ 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

REFUERZO EN VÍAS CON GEOMALLAS
Biaxiales Coextruidas

6.1 Generalidades

Los pavimentos flexibles se caracterizan por ser sistemas multicapa, los cuales están diseñados para absorber y disipar los esfuerzos generados por el tráfico, por lo general estas estructuras poseen capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son mayores. Tradicionalmente un pavimento flexible trabaja distribuyendo la carga aplicada hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante. Este tipo de pavimentos lo conforman una capa bituminosa apoyada sobre una capa de base que puede ser piedra partida, grava bien gradada o materiales estabilizados (con cementos, cal o asfalto) y una de subbase con material de menor calidad.

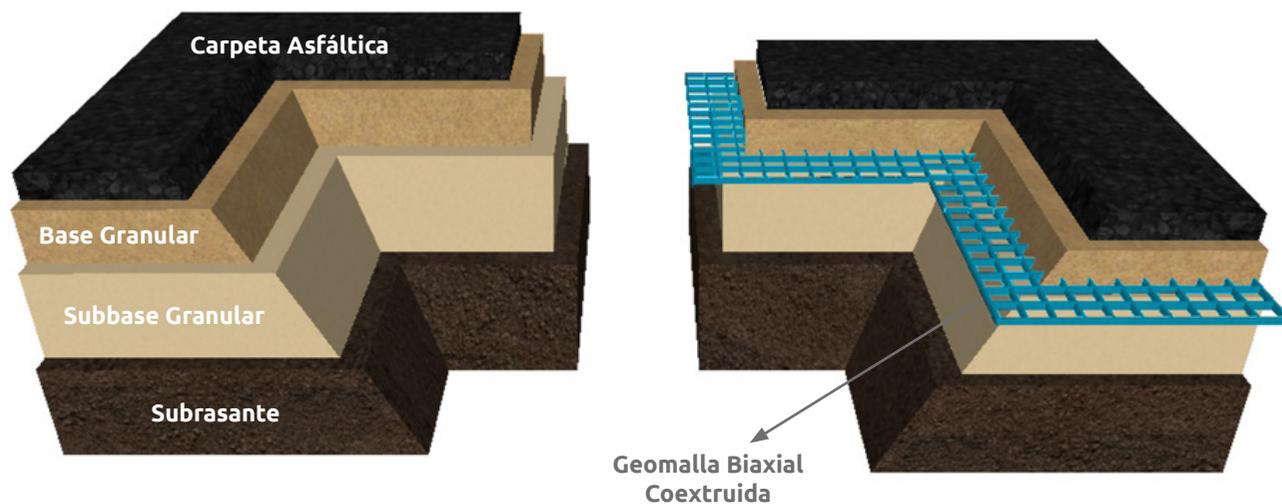
Una de las variables que influyen directamente en la vida útil de los pavimentos, es el tráfico vehicular, si este no es estimado adecuadamente, se someterá el pavimento a mayores repeticiones de ciclos de carga. Estas sobrecargas, actúan sobre la capa de rodadura, generando fisuración por fatiga del material bituminoso. La fisuración promueve la intrusión de agua a la estructura del pavimento, lo cual se traduce en una menor capacidad de soporte de los materiales granulares, produciendo una pérdida progresiva de las propiedades mecánicas de estos y por ende un deterioro de la estructura.

Las Geomallas Coextruidas Biaxiales son empleadas como una solución para el mejoramiento de suelos de soporte y capas granulares. Estas Geomallas proporcionan un confinamiento lateral en el suelo, aumentando la resistencia a la tensión de estos.

6.2 Introducción

Existen diferentes metodologías de diseño para pavimentos flexibles incluyendo métodos empíricos, métodos limitando la fuerza de corte, métodos limitando la deflexión, métodos regresivos y métodos mecánicos - empíricos. El método AASHTO es una metodología de regresión basada en resultados empíricos obtenidos por la AASHTO Road Test en los años 50.

La metodología AASHTO versión 1993 para pavimentos flexibles fue un punto de partida para la inclusión de Geomallas Coextruidas como refuerzo de los materiales granulares. La metodología fue modificada para explicar la contribución estructural de las Geomallas Biaxiales Coextruidas.



▲ Figura 6.1 | Sección típica de estructuras de pavimento asfáltico con y sin Geomalla.

La modificación del método de la AASHTO empleando Geomallas Biaxiales Coextruidas para refuerzo de pavimentos flexibles, se realizó con base en ensayos de laboratorio y verificaciones en campo a escala real.

Los datos recolectados fueron analizados y con base a ellos se desarrolló una metodología aplicable a Geomallas de alto módulo de tensión y caracterizadas por su capacidad de trabazón con los agregados y alta resistencia en sus nodos.

6.3 Mecanismos de refuerzo generados por las Geomallas

A través de múltiples investigaciones (Giroud y Noray, 1981; Giroud et al. 1985; Berg et al, 2000), se ha encontrado que los tres mecanismos principales de refuerzo que proporciona una Geomalla Biaxial son confinamiento lateral de la base o subbase, mejoramiento de la capacidad portante y membrana tensionada.

6.3.1 Confinamiento lateral de la base o subbase

El confinamiento lateral de los materiales granulares (base o subbase) se logra a través de la fricción y trabazón de la Geomalla con el agregado. Esto se presenta debido a que los módulos de los materiales granulares dependen del estado de esfuerzos, al aumentar el confinamiento lateral, aumenta el módulo de la capa granular sobre la Geomalla.



▲ Figura 6.2 | Confinamiento lateral generado por la Geomalla en un material granular.

6.3.2 Mejoramiento de la capacidad portante

El mejoramiento de la capacidad portante se logra desplazando la superficie de falla de la subrasante blanda hacia la capa granular de mucha más resistencia. Este mecanismo toma mayor validez en carreteras sin pavimentar o cuando el estado de esfuerzos sobre la subrasante es alto.



▲ Figura 6.3 | Mejoramiento de la capacidad portante al emplear una Geomalla de refuerzo.

6.3.3 Membrana tensionada

El efecto de membrana tensionada se origina con la propiedad por la cual un material flexible

elongado, al adoptar una forma curva por efecto de la carga, el esfuerzo normal sobre su cara cóncava es mayor que el esfuerzo sobre la cara convexa; lo cual se traduce en que, bajo la aplicación de carga, el esfuerzo vertical transmitido por la Geomalla hacia la subrasante, es menor que el esfuerzo vertical transmitido hacia la Geomalla. Sin embargo, este mecanismo solo ocurre a niveles de deformación demasiados altos como los que ocurren en carreteras sin pavimentar después de un número de repeticiones de carga elevado.

De acuerdo con lo anterior, uno de los mecanismos de mayor importancia para las estructuras viales es el confinamiento lateral de los materiales granulares, mediante el cual se alcanzarían cuatro beneficios principales:

🍃 **Restricción del desplazamiento lateral de los agregados de la base o subbase**

La colocación de una o varias capas de la Geomalla dentro o en el fondo de la capa de base permite la interacción por cortante entre el agregado y la Geomalla, a medida que la base trata de desplazarse lateralmente. La carga por cortante es transmitida desde la capa granular hacia la Geomalla y la somete a un estado de tensión. La alta rigidez de la Geomalla retarda el desarrollo de la deformación por tensión en el material adyacente y una deformación lateral más pequeña de la base o subbase que se traduce en menor deformación vertical de la superficie de la vía.

🍃 **Aumento del confinamiento y de la resistencia de la base o subbase en la vecindad del refuerzo**

Se espera un incremento en la rigidez de la capa granular cuando se desarrolla una adecuada interacción entre esta y la Geomalla. Un aumento en el módulo de la base resultaría también en menores deformaciones verticales dinámicas recuperables de la superficie de la vía, implicando una reducción en la fatiga del pavimento.

🍃 **Mejoramiento en la distribución de esfuerzos sobre la subrasante**

En sistemas estratificados, cuando existe un material menos rígido por debajo de la base o subbase, un aumento en el módulo de la capa de base o subbase resulta en una distribución de los esfuerzos verticales más amplia sobre la subrasante. En términos generales, el esfuerzo vertical en la subbase o subrasante directamente por debajo de la Geomalla y de la carga aplicada debe disminuir a medida que aumenta la rigidez de la base. Esto se refleja en una deformación superficial menor y más uniforme.

🍃 **Reducción del esfuerzo y deformación por corte sobre la subrasante**

Se disminuye la severidad del estado de esfuerzos y por ende la deformación vertical a nivel de la subrasante gracias a los siguientes mecanismos:

1. Disminución de la deformación por corte que se transmite desde los granulares hacia la subrasante gracias a la transmisión de cargas tensionales hacia el refuerzo.

2. Menores esfuerzos verticales.

6.4 Tipos de Geomallas

Las Geomallas están conformadas por costillas (tiras del material Geosintético) unidas en puntos específicos llamados nodos que, por lo general, generan un arreglo de tipo rectangular. Así se conforma una estructura abierta que permite al suelo pasar a través del plano. Usualmente, las Geomallas son de polipropileno, polietileno de alta densidad o poliéster. Adicionalmente, existen tres tipos según su proceso de fabricación: Coextruidas, Tejidas y Soldadas.

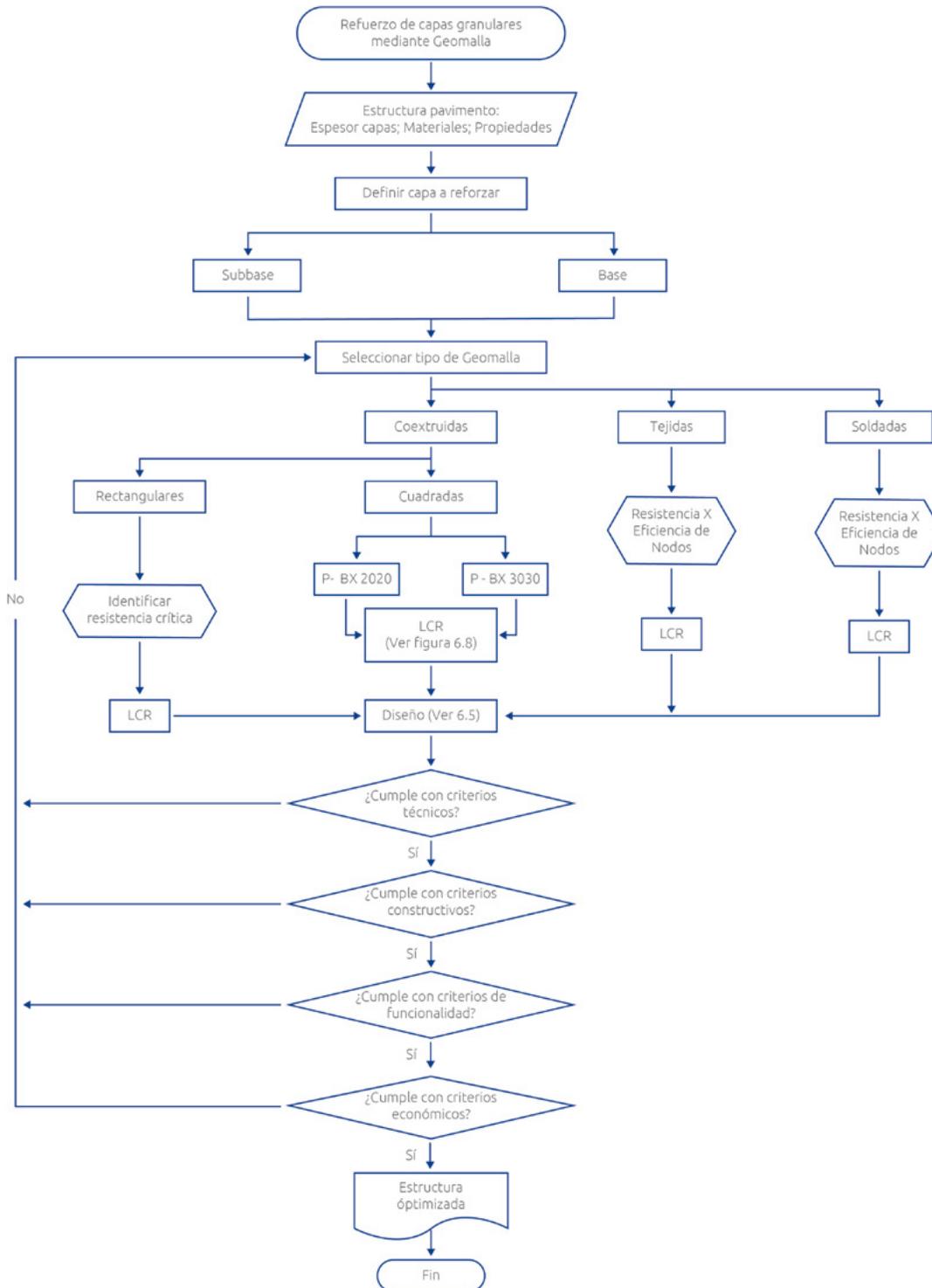
- Las Geomallas Coextruidas son estructuras bidimensionales de polipropileno fabricadas a través de la perforación de láminas de este material, lo que genera arreglos altamente estables en su conformación. Debido al propio proceso de producción, la unión generada es de tipo molecular, lo cual genera elementos monolíticos que finalmente conllevan a una eficiencia en la transmisión de cargas entre nodos y costillas superior al 90%. Adicionalmente las Geomallas Coextruidas presentan alta rigidez flexural y torsional.
- Las Geomallas Tejidas están fabricadas con hilos multifilamento de poliéster que pueden o no estar recubiertas por algún tipo de polímero. Se conforman entrelazando los filamentos en arreglos perpendiculares en telares; estas Geomallas pueden alcanzar alta resistencia a la tensión, sin embargo, la unión entre nodo y costilla puede permitir el movimiento relativo entre estas, afectando el mecanismo de confinamiento y la eficiencia en los nodos, la cual puede estar alrededor del 20%, disminuyendo así su capacidad efectiva.
- Las Geomallas Soldadas son generalmente fabricadas con tiras multifilamento de poliéster recubierto con un polímero que protege al material de la acción de los rayos UV. Pese a que estas Geomallas presentan buenas propiedades mecánicas y logran resistencias superiores, sus costillas están unidas a través de termofusión y esto disminuye la eficiencia en los nodos a un 10%.

Tabla 6.1 Eficiencia de las Geomallas

Afectación de la resistencia por tipo de Geomalla			
Tipo	Coextruida	Tejida	Soldada
Eficiencia en nodos	90%	20%	10%

6.5 Metodología

Se presenta un diagrama de flujo con el proceso general de diseño y optimización de estructuras de pavimento mediante el uso de Geomallas.



6.5.1 Método AASHTO para pavimentos flexibles

El método AASHTO para pavimentos flexibles, se basa en la capacidad estructural de un conjunto de capas de espesores y calidades determinadas, expresado en el Número Estructural, SN, el cual es un valor abstracto que expresa la resistencia que requiere un pavimento construido sobre una subrasante con un módulo MR.

La ecuación utilizada para el diseño, derivada de la información obtenida empíricamente por la AASHTO Road Test en 1972, con algunas modificaciones luego de investigaciones adicionales, es la siguiente:

$$\text{Log } (W_{18}) = Z_r S_o + 9.36 \text{ Log } (SN + 1) - 0.20 + \left[\frac{\text{Log} \left(\frac{\Delta\text{PSI}}{4.2 - 1.5} \right)}{0.4 + \left(\frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}} \right)} \right] + 2.32 \text{ Log } (M_r) - 8.07 \quad (\text{Ec. 6.1})$$

Donde:

- SN = Número Estructural requerido
- W_{18} = Número de aplicaciones de carga de 80 KN (8.2 Ton)
- Z_r = Desviación estándar normal
- S_o = Error estándar combinado de la predicción de tránsito y de la predicción de comportamiento
- ΔPSI = Diferencia entre el índice de servicio inicial (pi) y el final (pf)
- M_r = Módulo Resiliente (psi)

El número estructural requerido se convierte en los espesores reales de concreto asfáltico, base y subbase multiplicado cada uno, por los coeficientes de capa respectivos representando el esfuerzo relativo de los materiales de construcción y la capacidad de drenaje. La ecuación de diseño usada es la siguiente:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (\text{Ec. 6.2})$$

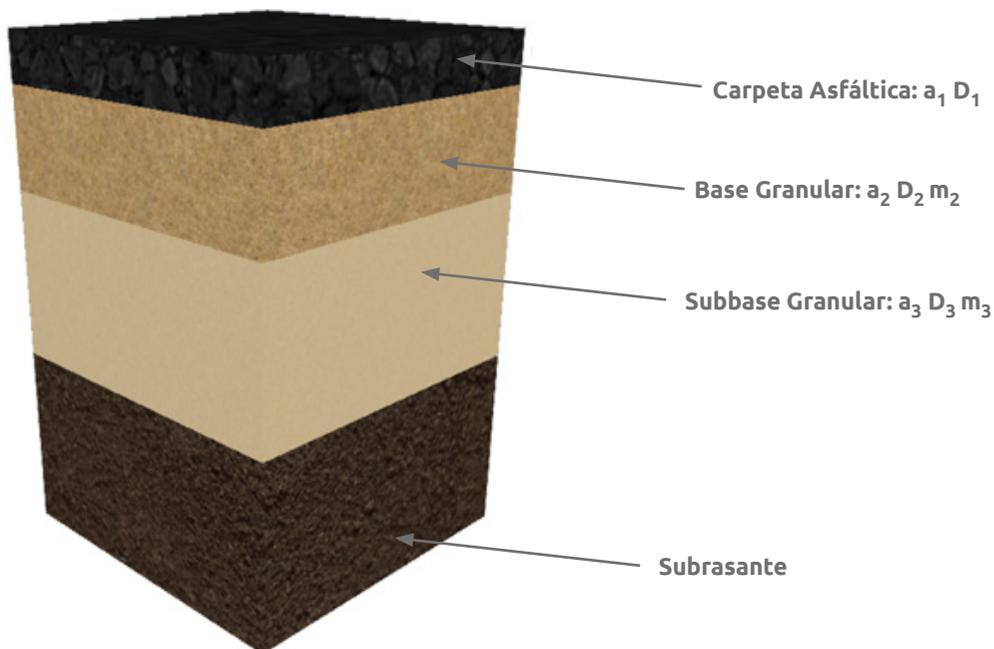
Donde:

- a_i = Coeficiente correspondiente a la capa i (1/Pulg)

D_i = Espesor correspondiente a la capa i (Pulg)

m_i = Coeficiente de drenaje de la capa i

Los subíndices 1, 2 y 3 se refieren a la capa asfáltica, base y subbase (si esta aplica), respectivamente. Los coeficientes de capa son basados en el módulo de elasticidad del suelo M_R y son determinados con base en cálculos de esfuerzos y deformaciones en un sistema de pavimento multicapa.



▲ Figura 6.4 | Sección de la estructura con sus respectivos coeficientes de capa.

6.5.1.1 Coeficiente de la capa a_i

La contribución estructural de un material de relleno para la resistencia de un pavimento, está representado por el adecuado coeficiente de capa, el cual mide el esfuerzo relativo del material en construcción.

De acuerdo con la ecuación (6.2) el diseñador necesita seleccionar valores significativos para los coeficientes de las capas a_1 , a_2 y a_3 de asfalto, base y subbase en la sección de pavimento a diseñar.

En la tabla 6.1 se dan los valores típicos de la contribución estructural de los materiales de relleno. Las regulaciones locales o prácticas estándar pueden sugerir factores superiores para los materiales a utilizarse.

Tabla 6.2 Rango de valores recomendados del coeficiente a_i para diferentes materiales

	Materiales		CBR	Rango a_i [1/pul]
a_1	Asfalto	Capa de rodadura	> 100	0.40 - 0.44
		Base asfáltica	> 100	0.30 - 0.40
a_2	Base granular	Dureza alta	60 - 80	0.13 - 0.14
		Dureza media	40 - 70	0.12 - 0.13
a_3	Subbase granular		10 - 30	0.06 - 0.12

6.5.1.2 Coeficiente de drenaje m_i

El método AASHTO asume que la resistencia de la subrasante y la base se mantendrán en forma constante en la vida útil del pavimento. Para que esta suposición sea correcta, la estructura del pavimento debe tener un sistema de drenaje adecuado. El nivel de drenaje para un pavimento flexible es cuantificado por medio del uso de los coeficientes de drenaje de cada capa que conforma la estructura del pavimento. Por ejemplo, un alto coeficiente de drenaje en una capa, se usaría para mejorar las condiciones de drenaje. El factor para modificar el coeficiente de drenaje es referido como m_i y es integrado al número estructural (SN) como se muestra en la ecuación (6.2). El posible efecto de drenaje en la superficie de la capa del concreto asfáltico no es considerado.

Tabla 6.3 Condiciones de drenaje

Calidad de drenaje	Evacuación del agua
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Justo	1 semana
Deficiente	1 mes
Muy deficiente	No se presentará descarga

La Tabla 6.4 presenta los valores recomendados para m_i en función de la calidad de drenaje y del porcentaje del tiempo en el año en el cual la estructura de pavimento estará expuesta a un nivel de humedad específico.

Tabla 6.4 Valores de coeficiente de drenaje m_i recomendados

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo en que la estructura de pavimento está expuesta a niveles de humedad acercándose a saturación			
	Menos de 1%	Entre 1 - 5%	Entre 5 - 25%	Mayor de 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.2
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.0
Justo	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
Muy deficiente	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.4

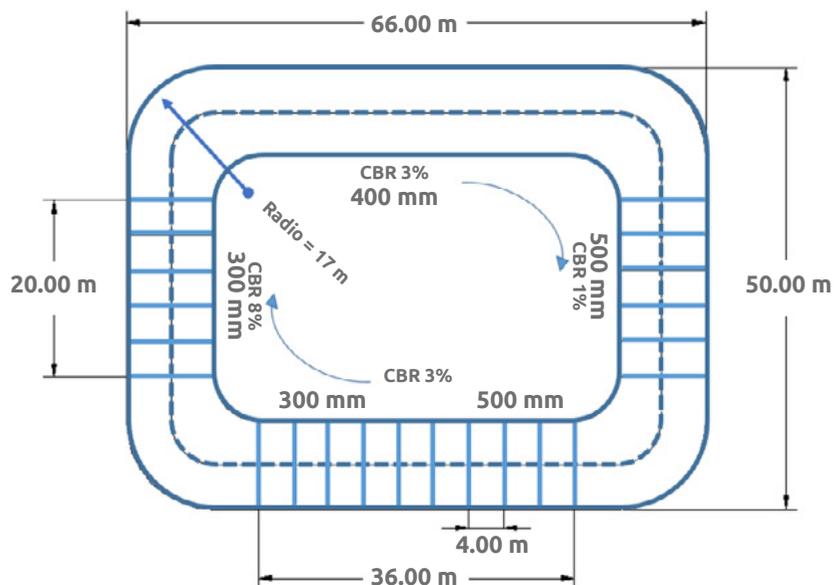
6.5.2 Ensayo a escala real de una estructura reforzada con Geomalla Biaxial Coextruida

Se realizó un ensayo a escala real de una estructura de pavimento con secciones reforzadas y no reforzadas de donde se obtuvieron resultados y conclusiones de carácter empírico.

Las variables que se estudiaron fueron las siguientes: resistencia de la subrasante (CBR), espesor de las capas granulares, resistencia a la tensión de la Geomalla de Refuerzo, número de ejes equivalentes (ESAL).

Para verificar la capacidad de refuerzo de la Geomalla en la base, se construyó una carretera con una sección de 210 m. Aplicando procesos de laboratorio para poder obtener datos confiables y reproducibles, se realizó la comparación entre secciones reforzadas y no reforzadas.

La carretera es similar a un semi-óvalo que tiene secciones rectilíneas de 36 y 20 m de longitud y curvas con un radio de 17 m como se muestra en la Figura 6.5.



▲ *Figura 6.5 | Vista de planta de la sección típica de la carretera utilizada en el ensayo para analizar el comportamiento de las Geomallas.*

Los bordes extremos de las curvas fueron realizados ligeramente dando un efecto de “parábola” para facilitar el paso de los vehículos en las curvas evitando la desaceleración.

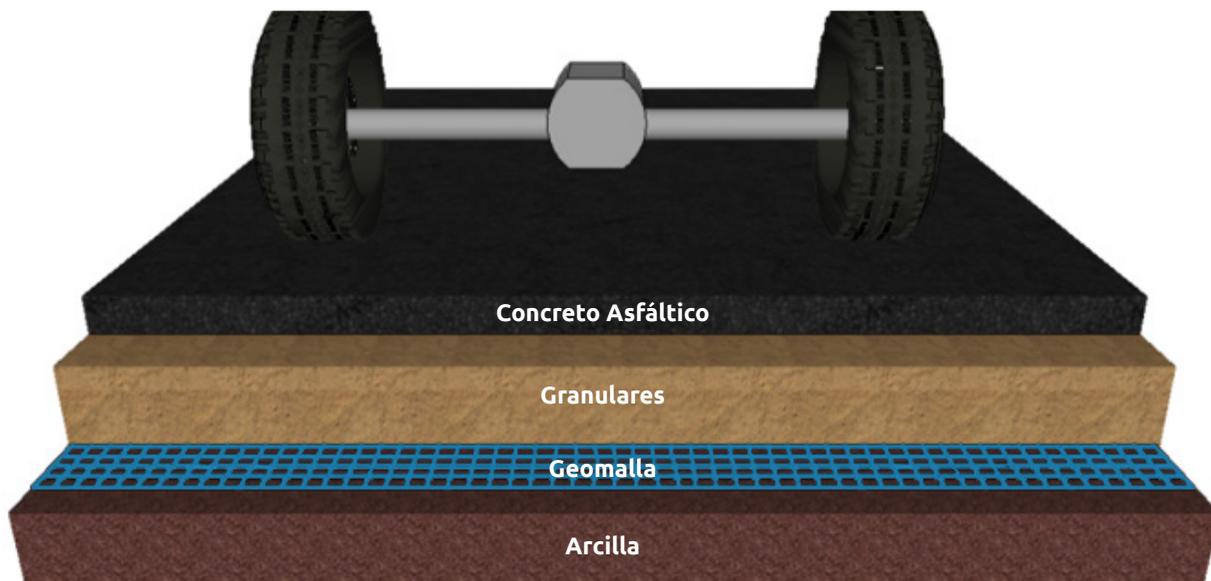
Para analizar varias condiciones, se tomaron diferentes valores de CBR en la subrasante: 1%, 3% y 8%.

Las dimensiones de las capas de refuerzo fueron de 2.2 m por 4.6 m para dejar 0.20 m de traslapeo a lo largo de la carretera en el eje central y 0.30 m de traslapeo a lo ancho de la sección de la carretera entre capas de refuerzo adyacentes. Más de 56 secciones diferentes fueron instaladas con y sin refuerzo, teniendo diferentes valores de resistencia en la subrasante, y espesores de base. Para la sección típica de la carretera se excavó una zanja donde se colocó una subrasante de espesor 0.7 m y CBR de 1%, 3% y 8%. Posteriormente, se instaló la Geomalla y por último se rellenó con espesores entre 0.3 m y 0.5 m con grava seleccionada y debidamente compactada. Para la capa de concreto asfáltico se mantuvo un espesor constante de 7.5 mm a lo largo de toda la sección de la vía.

Las cargas fueron aplicadas por un vehículo que transitaba en un solo sentido. El vehículo seguía un camino definido por las líneas centrales demarcadas en la carpeta asfáltica, de esta forma se garantizó que las llantas circularan siempre por el mismo lugar.

El vehículo utilizado en el ensayo fue un camión estándar con eje Tandem en la parte trasera y un eje sencillo en la parte delantera. Los ejes fueron cargados con 90 kN y 45 kN respectivamente. El camión mantenía una velocidad constante de 20km/h a lo largo de su trayecto, de esta forma cada vuelta era

completada cada 60 segundos aproximadamente.



▲ *Figura 6.6 | Vista en corte de la sección típica de la carretera del ensayo.*

Las conclusiones del ensayo de las secciones reforzadas y no reforzadas fueron obtenidas a través de gráficos en función de la resistencia del suelo de la subrasante, número de ciclos y coeficiente de las capas. Estos gráficos permiten a los Ingenieros diseñar correctamente estructuras de pavimento flexible utilizando refuerzo con Geomallas Coextruidas.

Los datos empíricos conseguidos se pueden aplicar exclusivamente a los tipos de Geomalla Biaxiales Coextruidas aquí especificadas:

- ◆ Geomallas P-BX rígidas con valores de esfuerzo y módulo de resistencia altos, caracterizadas por una excelente capacidad de efecto "interlock".

Dentro de esta categoría se encuentran dos Geomallas cuya diferencia radica en los valores de su resistencia a la tensión:

- ◆ Coextruida P-BX 2020: con resistencia isotrópica de 20 KN/m e idénticas propiedades mecánicas en los 2 sentidos principales de trabajo).
- ◆ Coextruida P-BX 3030: con resistencia isotrópica de 30 KN/m e idénticas propiedades mecánicas en los 2 sentidos principales de trabajo.

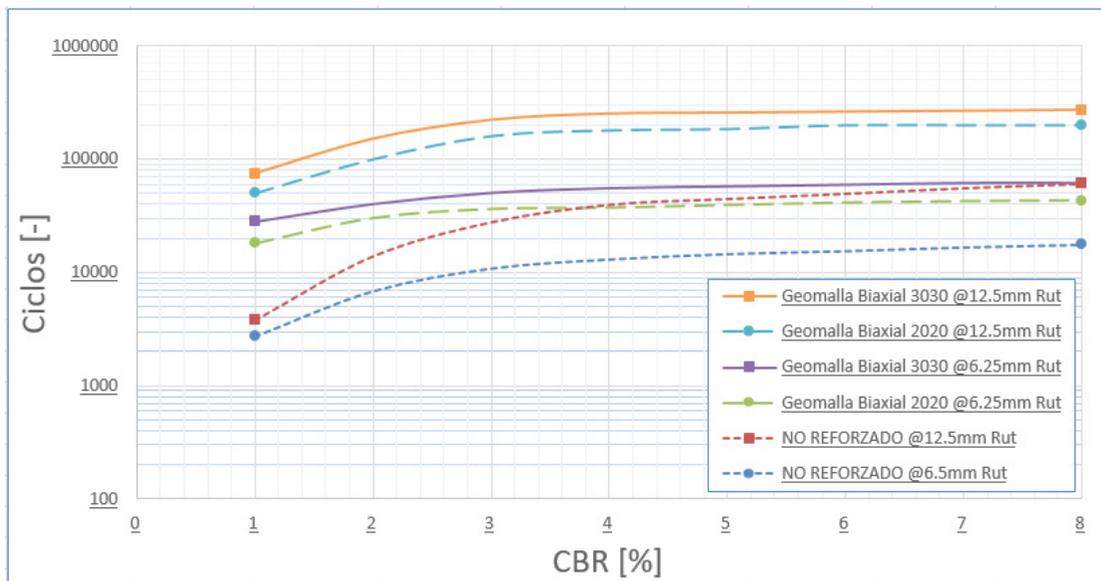
En la siguiente tabla se listan las diferentes clases de Geomalla de acuerdo a las características descritas anteriormente.

Tabla 6.5 Tipos de Geomallas considerados para el refuerzo de carreteras en pavimentos flexibles

Referencia	Resistencia última [KN/m]	
	ST	SL
P-BX 2020	20	20
P-BX 3030	30	30

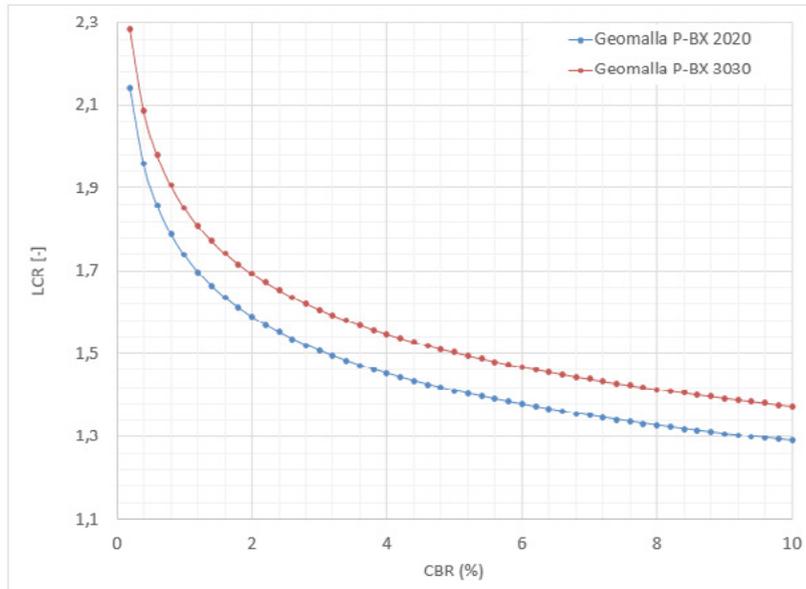
SL = Sentido Longitudinal.
ST = Sentido Transversal.

En la Figura 6.7 se especifican las curvas de iso-deformaciones las cuales muestran el incremento en la vida útil de servicio de la carretera con una estructura reforzada. Por medio de esta gráfica se evalúa el aumento de la vida útil de diseño (en términos del incremento del número de ciclos de carga) al instalarse una Geomalla como refuerzo en la sección de la vía.



▲ **Figura 6.7 | CBR Vs. Número de ciclos en secciones no reforzadas y reforzadas con Geomallas.**

En la Figura 6.8 se listan las curvas LCR Layer Coefficient Ratio (Relación del coeficiente de capa) provenientes de las Geomallas. Dichas curvas cuantifican la contribución estructural de la Geomalla a la estructura de pavimento.



▲ *Figura 6.8 | Aporte de Geomallas mediante el LCR Vs. CBR.*

Respecto al coeficiente LCR para otro tipo de mallas como tejidas o soldadas, se debe determinar una curva LCR vs CBR teniendo en cuenta la resistencia real de la malla según:

$$T_r = T_u \times p_n \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Donde:

T_r = Resistencia real Geomalla

T_u = Resistencia última

p_n = Eficiencia del nodo (según tipo de Geomalla. Ver Tabla 6.1)

Para el caso de Geomallas Coextruidas, la geometría y la homogeneidad de las propiedades mecánicas en las direcciones principales, también determinan la curva LCR. Es así como las Geomallas con resistencias diferentes en las 2 direcciones principales (SL y ST) deben analizarse desde un punto de vista conservador, tomando como referencia la menor resistencia afectada por su respectiva eficiencia de los nodos.

La siguiente sección contiene la metodología de diseño paso a paso para la estimación del número estructural requerido y el diseño de la estructura usando las ecuaciones del método AASHTO para pavimentos flexibles, y la introducción del Layer Coefficient Ratio - LCR de la Geomalla Biaxial.

6.6 Método AASHTO para diseño de pavimentos flexibles reforzados con Geomallas Coextruidas

La contribución estructural de una Geomalla en un sistema de pavimento flexible puede cuantificarse con el incremento al esfuerzo del coeficiente de la capa de la base de la vía. Por lo anterior, la ecuación (6.2) se convierte ahora en:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 LCR D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (\text{Ec. 6.4})$$

Donde LCR tiene un valor superior a uno. Este valor es determinado basándose en los resultados de laboratorio y en pruebas de campo en sistemas de pavimentos flexibles con y sin utilización de las Geomallas, como se describe en la ecuación (6.4).

$$LCR = \frac{SN_r - SN_u}{a_2 D_2} + 1 \quad (\text{Ec. 6.5})$$

Donde:

SN_r = Número estructural de la sección reforzada

SN_u = Número estructural de la sección no reforzada

SN_r y SN_u , fueron evaluados bajo iguales condiciones del pavimento, por ejemplo, igual profundidad de la base, igual valor de CBR en subrasante, igual profundidad de ahuellamiento (Rut), pero utilizando diferentes períodos de vida de servicio como se muestra en la Figura 6.7.

A partir de la ecuación 6.5 se puede calcular el valor de LCR el cual se obtuvo de los ensayos realizados a la sección típica de la vía. En la Figura 6.8 se presenta el LCR basado en los ensayos de pavimentos empíricos para la estructura sin refuerzo y reforzada con Geomallas de 20 KN/m y 30 KN/m de resistencia a la tensión.

El valor de LCR oscila entre 1.3 a 2 dependiendo del valor de CBR de la subrasante y los ESALs para una profundidad de ahuellamiento de la carpeta asfáltica (Rut) de 12.5 mm.

Como se indica en la Figura 6.8 la contribución estructural de la Geomalla de refuerzo tiende a ser constante cuando el valor de CBR de la subrasante es superior a 4% mientras que para valores de CBR entre 1% y 4% la contribución estructural de la Geomalla es significativamente más alta.

Se debe tener en cuenta que el LCR no tiene una influencia sobre todo el espesor de la capa, sino que el mecanismo de refuerzo se limita a 15 cm. Lo cual implica que, en una eventual reducción de espesores de una estructura, esta no puede superar el espesor de influencia de la propia Geomalla.

La reducción en espesor de la base puede ser evaluada con el uso de una Geomalla mediante la ecuación (6.5), asumiendo que no existe una capa de subbase.

$$D_2 = \frac{SN_r - a_1 D_1 m_1}{LCR a_2 m_2} + 1 \quad (\text{Ec. 6.5})$$

Eventualmente se podría reducir el espesor de la capa asfáltica. Sin embargo esto debe ser revisado cuidadosamente por el diseñador bajo otros parámetros y conceptos de diseño para evitar fallas de otra índole. La ecuación para este caso sería:

$$D_1 = \frac{SN_r - LCR a_2 D_2 m_2}{a_1} \quad (\text{Ec. 6.6})$$

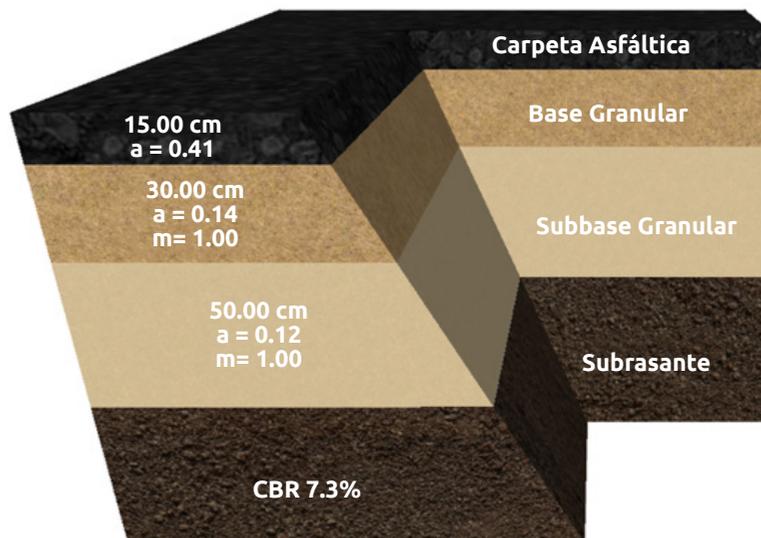
De acuerdo a los valores (D_1 , a_1 , D_2 , a_2 , m_2) de una sección no reforzada es posible determinar el SN (número estructural) para una sección reforzada considerando que el CBR de la subrasante está directamente relacionado con el valor de LCR según la Figura 6.8. Posteriormente utilizando la ecuación (6.5) puede determinarse el espesor D_2 para una estructura de pavimento reforzada con lo cual se optimizará el uso de materiales y se obtendrá un ahorro económico.

6.7 Ejemplo de diseño

Para la construcción de la carretera Acacias – Puerto Lleras entre el tramo K2 + 350 y K3 + 600, los ingenieros consultores del proyecto elaboraron un diseño de la estructura de pavimento, con base en los datos recolectados en el lugar:

Periodo de analisis estructural	PD =	10 Años
CBR de diseño	CBR =	7.3%
Demanda de transito	N=	1.00E + 07 (ejes de 8.2 ton)

La estructura recomendada para la construcción de la carretera en el tramo mencionado es la siguiente.



▲ Figura 6.9 | Datos iniciales ejemplo de diseño.

Datos del diseño inicial					
Estructura de diseño					
Tipo de Capa	Espesor		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 | Sección de la estructura inicial

Debido a que existe alta demanda de los materiales de construcción en la zona del proyecto, a la fecha pactada para la ejecución del proyecto, no hay disponibilidad de la cantidad de material requerido para la construcción de la vía, por lo que **se requiere de alguna solución técnica y económicamente viable para disminuir la cantidad de material procedente de canteras y así reducir el espesor total de la estructura, sin alterar el desempeño y calidad de la carretera.**

Como solución se plantea el uso de Geomalla Biaxial Coextruida para obtener esta disminución en la estructura.

1. Cálculo del número estructural según metodología AASHTO de la estructura inicial entregada por los diseñadores del proyecto.

Utilizando la ecuación (6.2) y con los valores dados en el enunciado, se obtiene el número estructural de la estructura original o sin refuerzo. Los espesores de cada capa deben manejarse en pulgadas.

$$\begin{aligned} SN &= a_1D_1 + a_2D_2m_2 + a_3D_3m_3\dots \\ SN &= 0.41 \times 5.91 + 0.14 \times 11.81 \times 1 + 0.12 \times 19.69 \times 1 \\ SN &= 6.44 \end{aligned}$$

2. Cálculo de la estructura sustituyendo la base granular.

Una vez calculado el número estructural inicial, se realiza una sustitución de la base granular por subbase granular, determinando espesores equivalentes obteniendo el mismo valor numérico del número estructural inicial. Este nuevo espesor 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 del nuevo espesor de la capa de subbase con refuerzo.

Empleando una Geomalla P-BX 2020 y para un CBR = 7.3%, se obtiene de la Figura 6.8 un valor de LCR o coeficiente de aporte de la Geomalla a la capa granular:

$$LCR = 1.33$$

Es de suma importancia que la metodología usada para hallar el coeficiente LCR de otro tipo de Geomallas, incluya la afectación por eficiencia del nodo como se expuso en los numerales 6.4 y 6.5.2.

Para incluir el aporte de la Geomalla dentro de la estructura de pavimento y obtener una disminución de espesor, se debe mantener constante a través de los cálculos realizados el valor inicial del número estructural.

$$\begin{aligned} SN_r &= SN \\ SN_r &= 6.44 \end{aligned}$$

A continuación, se realiza el cálculo del nuevo espesor de la capa granular con el refuerzo incluido como parte integral de la estructura según la ecuación (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 del nuevo espesor de la capa de subbase con refuerzo.

Una vez hallado el nuevo espesor de la capa granular, por la utilización de la Geomalla, se calcula el número estructural de la misma.

$$SN_{GR} = a_3 \times LCR \times D_{3r} \times m_3 = 0.12 \times 1.33 \times 25.16 \times 1.00 = 4.02$$

5. Cálculo de nuevos espesores de base y subbase granular.

Como la estructura seguirá manteniendo la misma conformación de materiales de base y subbase, se deben calcular los nuevos espesores de dichas capas en función del número estructural de la capa de subbase obtenido en el paso anterior y con sus coeficientes de capa respectivos.

$$SN_{GR} = a_2 \times D_{2r} \times m_2 + a_3 \times LCR \times D_{3r} \times m_3$$

$$4.02 = 0.14 \times D_{2r} \times 1 + 0.12 \times 1.33 \times D_{3r} \times 1$$

Debido a que se tienen dos incógnitas y una sola ecuación, se debe realizar un proceso de iteración para obtener unos espesores de capa razonables para la estructura. Para el espesor de la base granular no se recomienda que este valor se encuentre por debajo de los 15 cm o 6 pulgadas. Para la solución del problema, se deja constante el espesor de la base granular, el cual será de 25 cm y se despeja de la ecuación el espesor de la subbase granular.

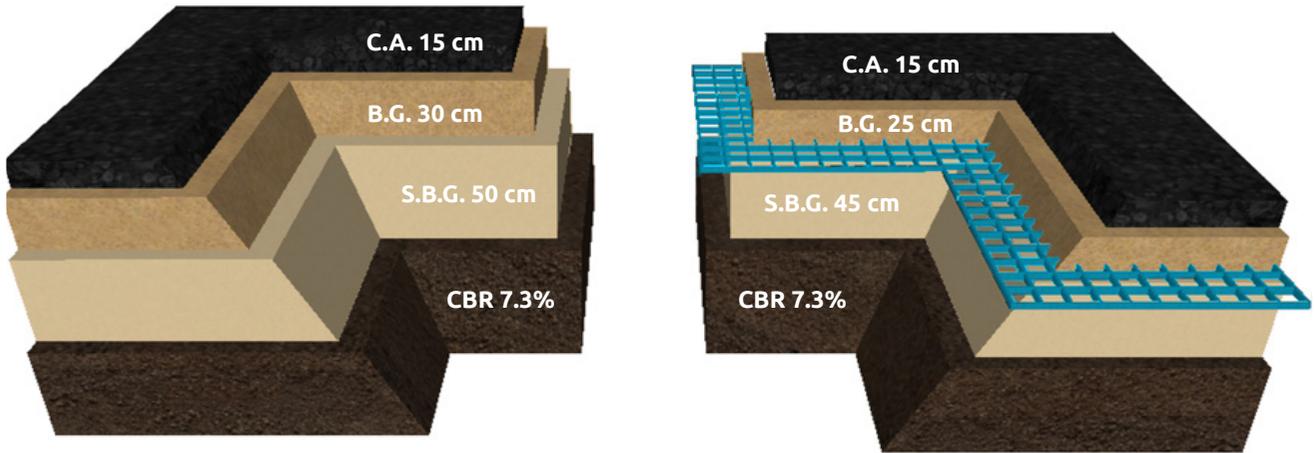
$$D_{2r} = 9.84 \text{ pulg} = 25 \text{ cm}$$

$$D_{3r} = \frac{4.02 - 0.14 \times 9.84 \times 1}{0.12 \times 1.33 \times 1}$$

$$D_{3r} = 16.53 \text{ pulg} \approx 42 \text{ cm}$$

Constructivamente es conveniente aproximar el espesor a 45cm.

6. Análisis de la disminución de espesor debido a la inclusión de la Geomalla Biaxial.



▲ Figura 6.11 | Optimización de espesores mediante Geomalla a) estructura inicial b) estructura con Geomalla.

Se observa una optimización del espesor de la Base Granular de 5cm y de la Subbase de 5cm. Para un total de 10cm de reducción respecto a la estructura inicial.

7. Verificación del aporte estructural con los nuevos espesores de capa de material granular e inclusión de Geomalla.

Datos del diseño inicial					
Tipo de Capa	Espesor inicial		Espesor reforzado		Reducción
	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 la estructura sea constructivamente viable, los espesores calculados por lo general son modificados. Es por eso que se debe verificar que la variación de estos no altere el desempeño de la estructura, y que el número estructural de las capas granulares con respecto al paso 1, sea igual o superior.

$$SN_{\text{nueva}} = a_1D_1 + a_2D_2m_2 + a_3LCRD_3m_3\dots$$

$$SN = 0.41 \times 5.91 + 0.14 \times 9.84 \times 1 + 0.12 \times 1.33 \times 17.72 \times 1$$

$$SN = 6.63 > 6.44 \quad \text{Cumple}$$

Según el ejemplo anterior, las Geomallas Coextruidas funcionan como material de refuerzo cuyo aporte a la estructura **generó una reducción en los espesores de material granular.**

El ingeniero diseñador debe tener en cuenta todas las posibilidades de diseño que se puedan generar con la inclusión del refuerzo y escoger la opción técnica, económica y constructivamente más viable.

6.8 Bibliografía

- ◆ 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

REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE
Pavimento con Geoceldas

7.1 Generalidades

Los Geosintéticos, se han utilizado en diferentes sectores de la Ingeniería Civil, como estabilización de subrasantes, refuerzo en capas granulares, control de erosión, muros en suelo reforzado entre otros. Desde la década de 1970, los Geosintéticos han sido empleados principalmente como refuerzo planar (Geomallas y Geotextiles Tejidos) y se han utilizado para mejorar las condiciones de desempeño en las vías pavimentadas y no pavimentadas. Esta aplicación de infraestructura vial, cada vez requiere de más opciones sostenibles para superar las posibles fallas geotécnicas o requerimientos estructurales de una vía y ahí es donde surgió el Geosintético 3D, la Geocelda, que es un panel en forma tridimensional ideal para el confinamiento del material y aumento de las propiedades mecánicas de los materiales empleando materiales de menores propiedades y optimizando espesores buscando disminuir la explotación de materiales pétreos.

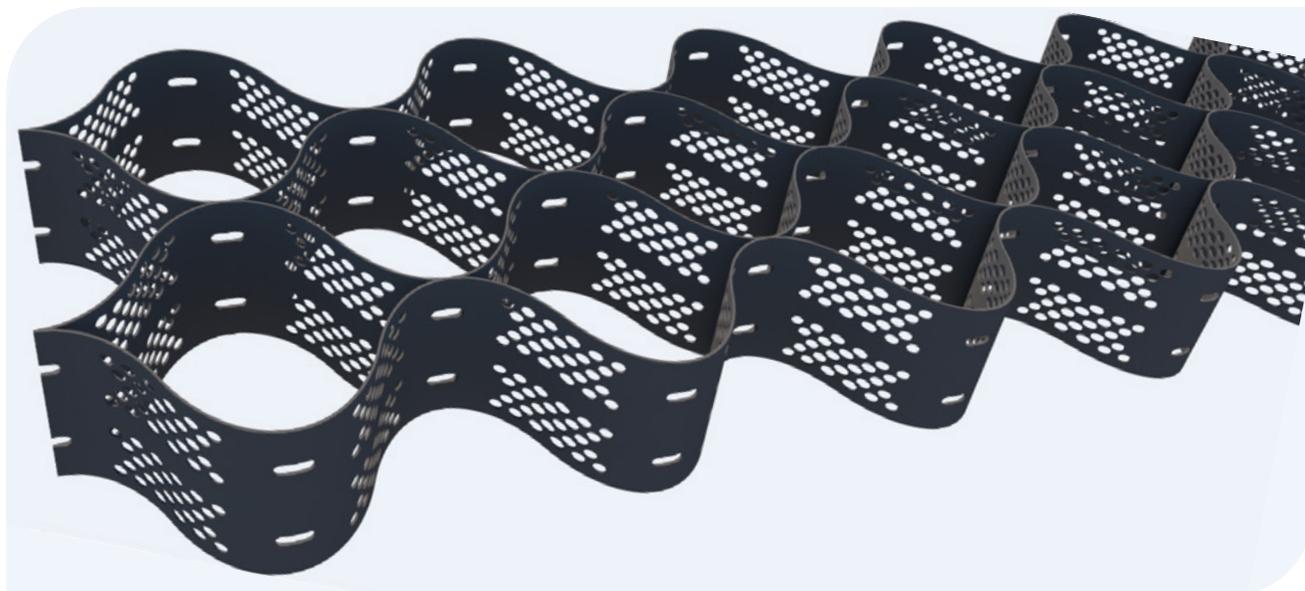
La tecnología de las Geoceldas es un sistema de confinamiento celular, el cual mediante la inclusión de material granular dentro de celdas de dimensiones específicas, garantiza una mejora en los módulos de las capas, lo que permite la optimización en los espesores de materiales granulares.

El sistema mejora el módulo de la capa, creando una losa semirígida o viga en la cual se distribuyen las cargas en un área más grande, disminuyendo así los esfuerzos sobre la sub-base y/o la sub-rasante, lo que permite la reducción de los asentamientos totales y diferenciales incrementando la vida útil de la estructura de pavimento.

7.2 Mecanismos de refuerzo de la Geocelda

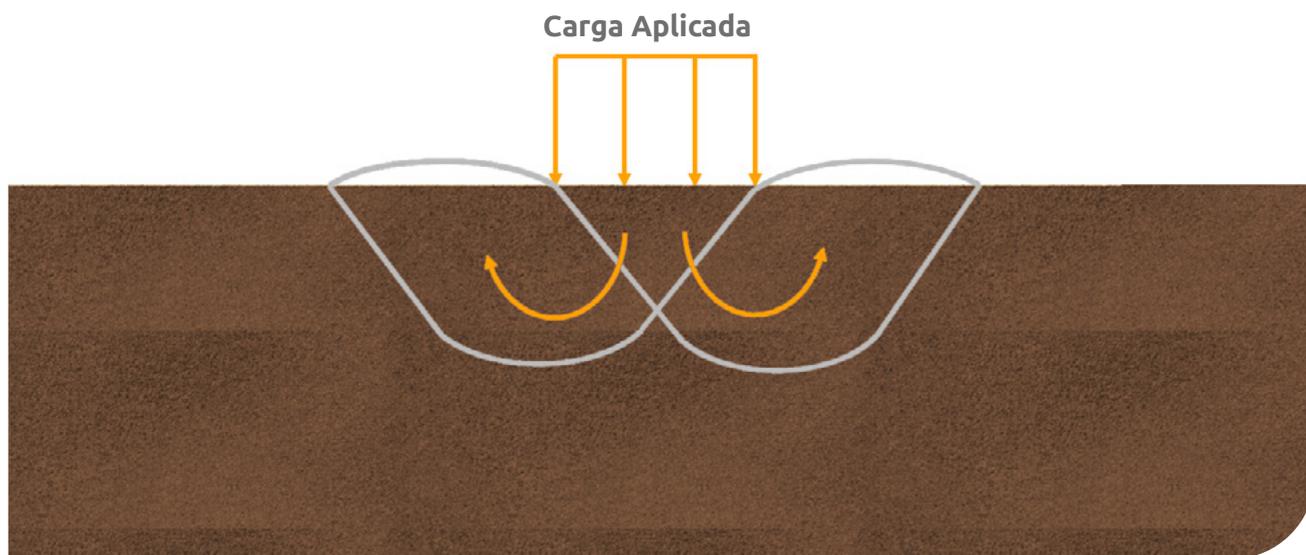
El sistema celular desarrolla un refuerzo planar gracias al confinamiento generado, al efecto membrana tensionada y a un tercer mecanismo que es el efecto de distribución de los esfuerzos en el área aplicada; cada mecanismo es diferente y funciona en una forma específica, sin embargo, los tres se complementan y actúan conjuntamente bajo la aplicación de la carga.

La utilización de un sistema de confinamiento celular como la Geocelda, tiene diferentes efectos sobre el comportamiento de cualquier material granular, que a su vez redundan en mejoramiento del comportamiento de las estructuras y por tanto en la posibilidad de reducir la utilización de materiales no renovables en la construcción de vías urbanas, peatonales, férreas y de alto tránsito, un detalle de la Geocelda se ilustra en la Figura 7.1.

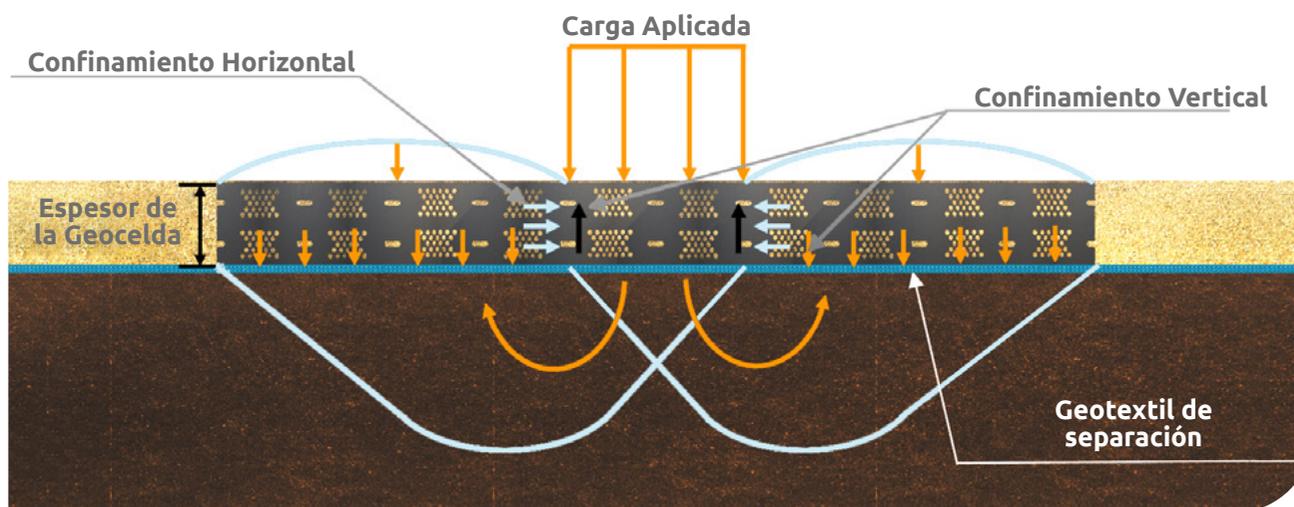


▲ *Figura 7.1 | Geocelda, sistema de confinamiento celular.*

En la figura 7.2, se observa el mecanismo de falla de una estructura sin reforzar (a) y una estructura reforzada con Geocelda (b), la estructura reforzada proporciona confinamiento lateral y vertical, genera un efecto de membrana tensionada y una distribución de esfuerzos más amplia, adicionalmente la estructura reforzada con Geocelda aumenta la resistencia al corte e intercepta los planos de falla de la subsanste (Zhou y Wen, 2008).



▲ *Figura 7.2 (a) | Profundización de la superficie de falla sin refuerzo.*



▲ Figura 7.2 (b) | Profundización de la superficie de falla, refuerzo con Geocelda.

A continuación, se explica en que consiste cada mecanismo de refuerzo.

7.2.1 Efecto de Confinamiento

Cuando la carga es aplicada sobre el panel de la Geocelda, aumenta el confinamiento y la rigidez del material de lleno, generando una distribución de los esfuerzos horizontales entre el material de lleno y la pared de la celda. El efecto de confinamiento contribuye de dos maneras: mejorando geotécnicamente el material de relleno (resistencia y deformabilidad) y por otro lado, proporcionando mejor distribución de la carga.

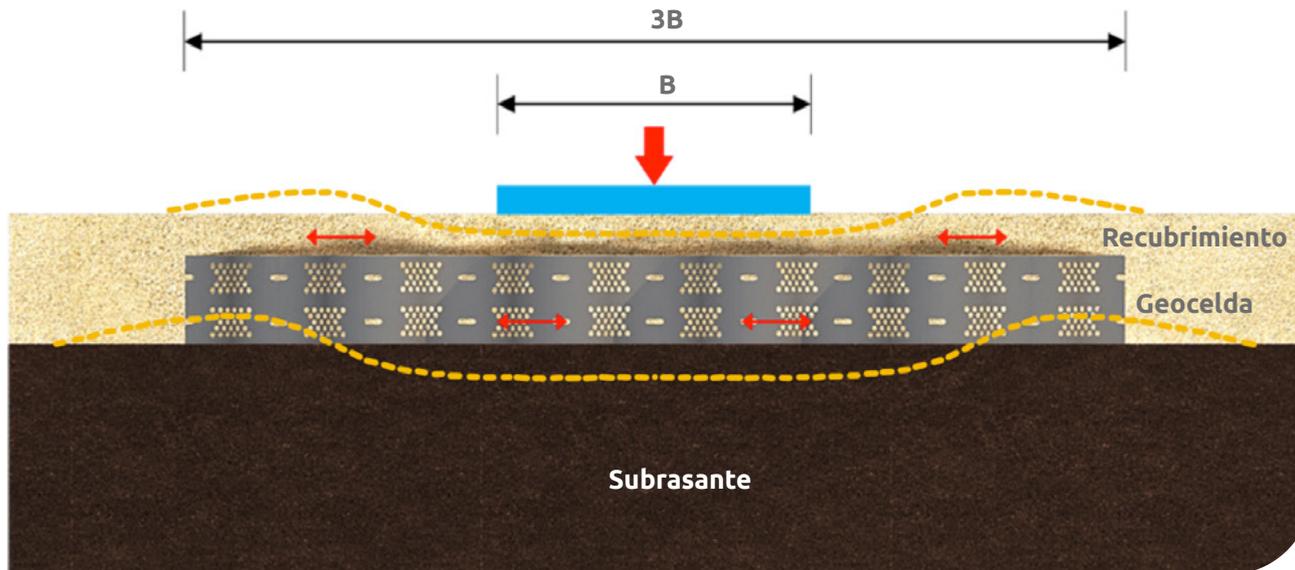
La resistencia pasiva, generada por la interacción entre celdas continuas, inmediatamente produce un efecto de modificación en la geometría de la superficie de falla, la cual, debido a la restricción lateral del movimiento del suelo granular, es objeto de una profundización favorable al comportamiento de la estructura granular.

El efecto de confinamiento lateral es posible gracias a la estructura tridimensional de la Geocelda. (Ver Figura 7.2 – b).

7.2.2 Efecto distribución de esfuerzos

Otro efecto importante de la Geocelda dentro del comportamiento de una estructura de pavimento es el de redistribución de la carga; al confinar el material granular se produce un incremento en el módulo y la rigidez del conjunto, generando una “Viga geotécnica”, es decir, una viga semirígida que absorbe el esfuerzo y disminuye la tasa de asentamientos debido a que la carga aplicada en un área puntual se distribuye en un área mayor.

El área de distribución de la carga en condición reforzada puede incrementarse hasta en tres veces que la condición inicial de un material sin refuerzo, tal como se observa en la Figura 7.3. La redistribución de la carga se traduce en incremento de la capacidad portante y en la reducción de asentamientos totales y diferenciales en cualquier estructura de pavimento.



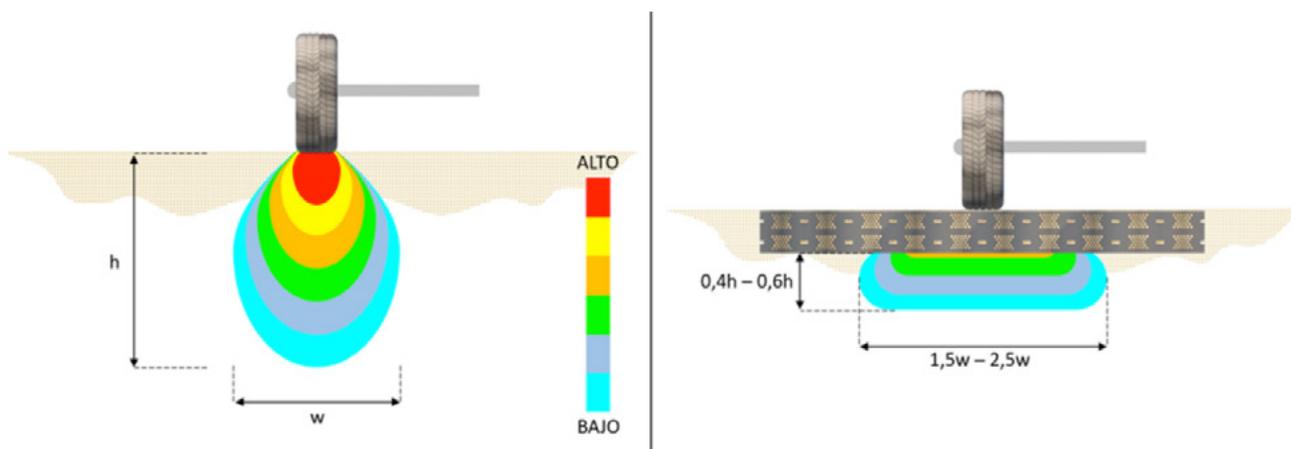
▲ Figura 7.3 | Distribución de carga con la Geocelda.

7.2.3 Membrana tensionada

El efecto de membrana tensionada o efecto de viga se conoce como la tensión desarrollada en el colchón curvo reforzado con la Geocelda para resistir la carga vertical (Rajagopal et. al., 1999; Dash et. al., 2004; y Zhou y Wen, 2008); sin embargo, el efecto de membrana tensionada es desarrollado cuando la estructura del pavimento se deforma significativamente (Giroud y Han, 2004a), es por esta razón que la sección es más rígida que el suelo circundante y la superficie curva ejerce hacia arriba una reacción que ayuda a reducir el esfuerzo neto aplicado a la subrasante.

Aunque este concepto de membrana tensionada es direccionado a Geosintéticos planares (Geotextiles y Geomallas), también aplica cuando se instala la Geocelda sobre suelos muy blandos, bajo estas circunstancias, usualmente es necesario incluir un Geotextil Tejido que ayude a distribuir los esfuerzos de una mejor manera.

Al comparar mecánicamente de una estructura de pavimento reforzada con la Geocelda frente a una estructura no reforzada, mediante un modelo de elementos finitos que tiene en cuenta la diferencia de rigideces de los materiales granulares, es posible observar las ventajas en el comportamiento de la estructura reforzada. Ver esquema en la Figura 7.4.



▲ Figura 7.4 | Esquema de esfuerzos y deformaciones para la estructura con y sin refuerzo.

La estructura sin refuerzo presenta una concentración de esfuerzos justo bajo la carga de la rueda, transmitiendo un esfuerzo puntual que puede generar una superficie de falla local y con mayor facilidad, la ruptura del material; por el contrario, en el caso reforzado la distribución de esfuerzos se da en un área entre 1.5 y 2.5 veces el área de distribución en la estructura sin refuerzo, permitiendo aplicar una mayor carga antes de generar la falla en el suelo de fundación, esto es por tanto, un incremento en la capacidad portante.

Teniendo en cuenta el cambio en la distribución del esfuerzo, es lógico que se genere un cambio en la distribución de la tasa de asentamientos en profundidad bajo la estructura granular reforzada. Cuando se tiene un material granular dentro de un mecanismo de confinamiento como la Geocelda, el asentamiento esperado puede llegar a ser 0.2 o 0.3 veces el asentamiento inmediato esperado en el caso de una estructura granular no reforzada, debido a la redistribución del esfuerzo generado por el efecto de viga semirígida producido por el incremento en la rigidez y módulo del material granular cuando se encuentra en condición de confinamiento.

7.3 Metodología de diseño

La metodología para diseño de pavimentos con Geocelda, está basada en una serie de investigaciones llevadas a cabo por importantes instituciones a nivel mundial, algunas de las cuales se referencian a continuación:

- ◆ University of Kansas
- ◆ TRI (Texas Research Institute)
- ◆ University of Sao Paulo

- Indian Institute of Technology
- University of Shanghai

En la aplicación de refuerzo, hay un gran estudio en la capacidad de carga de los suelos reforzados con Geoceldas debido a los diversos mecanismos de resistencia, como el mayor confinamiento generado por su forma de panel de celdas interconectadas, el efecto de distribución de esfuerzos y el efecto membrana (Avesani Neto et al., 2013; Bathurst y Jarrett, 1988; Zhang y col., 2010). Varios estudios, han utilizado enfoques diferentes, tales como teoría de la membrana, equilibrio límite, teoría de la plasticidad, estado límite, análisis y modelos semi-empíricos y han proporcionado una manera de cuantificar la mejora proporcionada por la Geocelda (Arvin y Beigi, 2018; Avesani Neto et al, 2013, 2015; Bathurst y Karpurapu, 1993; Indraratna y col., 2015; Koerner, 1994; Latha y col., 2006; Zhang et al., 2009); sin embargo, estos estudios presentan conceptos y ecuaciones especialmente enfocados en el estado límite último (ULS Ultimate Limit State).

Especialmente en el refuerzo en vías pavimentadas, vías sin pavimentar, ferrocarriles, áreas portuarias y aeroportuarias, la condición es típicamente de estado límite de servicio (SLS Serviceability Limit State), en el que los parámetros elásticos son más importantes que los de resistencia en los análisis realizados, como ocurre con el método mecanicista-empírico (AASHTO, 2015; George et al., 2019; Yang y Han, 2013). En estas aplicaciones, el módulo de elasticidad de la capa de suelo reforzada con Geoceldas es un parámetro de entrada importante, pero difícil de determinar.

Pocas pero significativas investigaciones en esta área, han cuantificado el módulo de elasticidad de la capa suelo-Geocelda, utilizando el aumento de confinamiento en el suelo reforzado (Latha, 2000; Punetha et al., 2020), la aplicación de los conceptos del modelo de Winkler (Priti et al., 2017; Zhang et al, 2009, 2018) y la teoría elástica en capas (Avesani Neto, 2019; Moghaddas Tafreshi et al. , 2015).

El aumento del módulo de elasticidad del suelo debido a la inclusión de la Geocelda se traduce en términos cuantitativos en el parámetro denominado factor de mejora del módulo (MIF - Modulus Improvement Factor), determinado como la relación entre el módulo de elasticidad del suelo reforzado con Geoceldas y el módulo de elasticidad del suelo no reforzado; por lo general, el valor del MIF se encuentra en un rango entre 1,5 y 4,0 de acuerdo a ensayos de laboratorio y retroanálisis de ensayos In-situ (Al-Qadi y Hughes, 2000; Han, 2015; Kief y col., 2015; Livneh y Livneh, 2014; Pokharel et al, 2010, 2018; Rajagopal et al, 2012, 2014; Ruge et al., 2020; Tanyu et al., 2013; Vega et al., 2018).

Los ensayos y estudios referenciados no calculan directamente el valor del MIF, pero bajo la metodología de R.S Garcia, J.O Avesani Neto 2020, se logra determinar el valor del MIF concentrándose en la condición SLS (estado límite de servicio) que es la situación en que la deformación es la principal función de análisis.

Esta metodología considera dos mecanismos de refuerzo, el primero el efecto de confinamiento debido a la rigidez de la pared de la Geocelda y el segundo a la distribución de esfuerzos verticales debido al sistema elástico en capas; no contempla el efecto de membrana tensionada debido a que este requiere de grandes deformaciones para tener algún aporte.

La metodología de diseño de R.S Garcia, J.O Avesani Neto 2020, analiza la mejora aportada al módulo elástico del material de relleno, en este método se puede emplear tanto de forma analítica como mediante gráficos simples no dimensionales. Se considera la geometría de la Geocelda, los parámetros del suelo, la rigidez de la Geocelda, y la aplicación de esfuerzos debido a la compactación.

La interacción suelo-refuerzo fue modelada bajo la relación del comportamiento elástico no lineal del suelo y la respuesta elástica lineal del refuerzo.

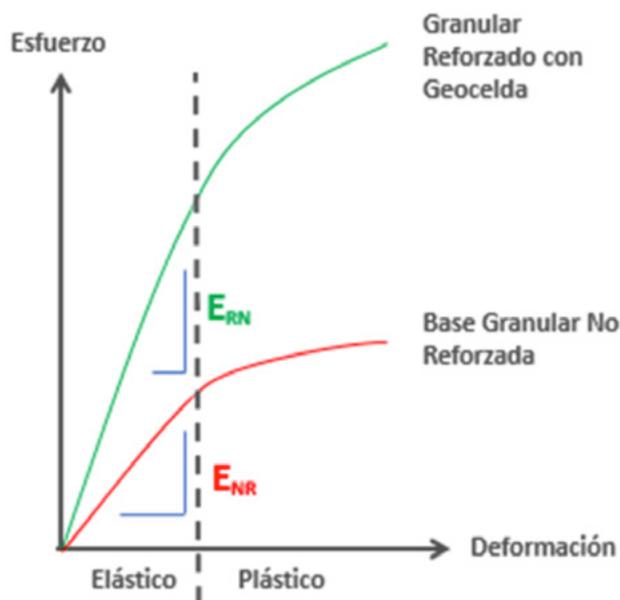
El modelo constitutivo del suelo empleado fue la versión modificada del modelo de suelo hiperbólico (Duncan et al., 1980; Ehrlich y Mitchell, 1994). El modelo de compactación adoptado fue el de Duncan y Seed, 1986.

Una de las premisas del diseño, contempla que para el llenado de la Geocelda únicamente podrá usarse **material granular**, tal como arena, grava, subbase granular, base granular, RAP (Recycled Asphalt Pavement), entre otros.

7.3.1 Modificación de Módulos con Geocelda

Como se describió anteriormente, la Geocelda genera un efecto de confinamiento del material granular que se traduce en un incremento del módulo de elasticidad de los materiales, por tanto, afecta el modelo mecanicista para el análisis de la estructura de pavimento.

El efecto del aumento del módulo sobre el comportamiento del material se produce tanto en el rango elástico como en el rango plástico del material, generando un incremento en la relación esfuerzo deformación, traducida en vida útil de la estructura de pavimento. En la Figura 7.5 aparece un esquema del aporte del sistema de confinamiento celular al comportamiento del material granular.



▲ *Figura 7.5 | Esquema de esfuerzos y deformaciones para la estructura con y sin refuerzo.*

Es posible entonces inferir, que aun usando un material granular de características geomecánicas pobres, al reforzarlo mediante un sistema de confinamiento celular, se obtiene un conjunto de comportamiento superior al de un material granular seleccionado, ambos bajo condiciones de compactación.

7.3.2 Determinación del MIF (Modulus Improvement factor)

Diferentes investigaciones se han llevado a cabo a nivel mundial, tanto en ensayos de laboratorio como en pistas de prueba y proyectos reales, con el objeto de determinar el Incremento del Módulo para diferentes condiciones de material de llenado de las celdas y condiciones de confinamiento de las mismas.

En general, bajo la metodología de diseño de R.S Garcia, J.O Avesarni Neto 2020, el proceso de determinación del MIF es mediante la relación entre el módulo de elasticidad del suelo reforzado y el módulo de elasticidad del suelo no reforzado, ver ecuación 7.1.

$$MIF = \frac{E_{sg}}{E_{un}} \quad (\text{Ec. 7.1})$$

Donde:

E_{sg} = Módulo de elasticidad del material reforzado con Geocelda.

E_{un} = Módulo de elasticidad del material no reforzado.

El módulo de elasticidad del material reforzado con Geocelda E_{sg} está determinado por:

$$E_{sg} = E_s + \frac{J}{d_{eq}} \quad (\text{Ec. 7.2})$$

Donde:

- E_s = Módulo de elasticidad del material de lleno (kPa).
- J = Rigidez de la pared de la Geocelda (kN/m).
- d_{eq} = Diámetro de la celda equivalente (m).

La ecuación 7.2 se puede reescribir como se presenta a continuación:

$$E_{sg} = k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} K_r}{P_a} \right)^n + \frac{J}{d_{eq}} \quad (\text{Ec. 7.3})$$

Donde:

- k_u = Módulo de descarga de Duncan et al. (1980) (adimensional).
- P_a = Presión atmosférica (kPa).
- σ'_{v0} = Esfuerzo vertical por peso propio (kPa).
- K_r = Coeficiente de presión de tierra lateral residual (adimensional).
- J = Rigidez de la pared de la Geocelda (kN/m).
- d_{eq} = Diámetro equivalente de la celda (m).

El módulo de elasticidad no reforzado E_{un} está dado por:

$$E_{un} = k_u P_a \left(\frac{\sigma'_{v0} K_{aa}}{P_a} \right)^n \quad (\text{Ec. 7.4})$$

Donde:

- k_u = Módulo de descarga de Duncan et al. (1980) (adimensional).
- P_a = Presión atmosférica (kPa).
- σ'_{v0} = Esfuerzo vertical por peso propio (kPa).
- K_{aa} = Coeficiente de presión de tierra lateral activo equivalente (adimensional).
- n = Exponente de módulo de Duncan et al. (1980) (adimensional).

Reemplazando en la ecuación 7.1, lo determinado en las ecuaciones 7.3 y 7.4 se tiene la siguiente ecuación general del MIF

$$\text{MIF} = \frac{E_{sg}}{E_{un}} = \left(\frac{K_r}{K_{aa}} \right)^n + \frac{0.5}{(\beta_2 k_u)/k} \left(\frac{1}{K_{aa}} \right)^n \quad (\text{Ec. 7.5})$$

Donde:

K_r = Coeficiente de presión de tierra lateral residual (adimensional).

K_{aa} = Coeficiente de presión de tierra lateral activo equivalente (adimensional).

n = Exponente de módulo de Duncan et al. (1980) (adimensional).

β_2 = índice de extensibilidad relativo en descarga (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 del Suelo - Modelo Hiperbólico de Duncan

El desarrollo de la metodología R.S Garcia, J.O Avesani 2020, considera la compatibilidad de deformaciones entre el suelo y el refuerzo de la Geocelda y el modelo de suelo utilizado es una versión modificada del elástico no lineal, modelo constitutivo hiperbólico propuesto por Duncan et al. (1980), que parte del supuesto de que las curvas esfuerzo-deformación del suelo pueden aproximarse a una curva hiperbólica que relaciona el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) con la deformación axial, donde E_s y E_{un} son, módulo tangente de deformación del suelo para condiciones de carga y descarga y, k , k_u , R_f y n son parámetros constitutivos adimensionales y corresponden al número del módulo para carga y descarga, la relación ó razón de falla y el exponente del módulo respectivamente.

Según este modelo de Duncan et al. (1980), P_a es la presión atmosférica (101,325 kPa al nivel del mar), K es el coeficiente de presión lateral del suelo (definido como una simple relación entre los esfuerzos horizontales y verticales), K_{aa} es el equivalente coeficiente de presión de tierra activo de Rankine y σ_3 es el esfuerzo principal menor dentro de la abertura de la Geocelda. Acorde con Dunca et al. (1980), la relación k_u/k varía entre 1.2 y 3.0 siendo 1.2 el valor más conservador para la determinación del MIF.

Algunos valores del modelo constitutivo de Duncan et al. (1980), se presentan en la tabla 7.1.

Tabla 7.1 Parámetros constitutivos de acuerdo con el modelo hiperbólico de Duncan. Fuente. (Duncan et al. 1980)

Class. Unific	Grado de compactación GC (Proctor normal)	Peso máximo específico en 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

Otro parámetro importante que influye en la ecuación del MIF es el coeficiente de presión de tierra lateral activo equivalente (K_{aa}), el cual se determina mediante la ecuación 7.6 y es un valor adimensional.

$$k_{aa} = \frac{k_a}{(1 - k_a) \left(\frac{c'}{\sigma'_3 \tan \Phi'} + 1 \right) * \frac{1}{R_f} + k_a} \quad (\text{Ec. 7.6})$$

Donde:

k_a = Coeficiente de presión de tierra lateral activo.

c' = Cohesión efectiva del material de lleno.

Φ' = Ángulo efectivo de fricción del suelo.

σ'_3 = Esfuerzo principal menor dentro de la abertura de la Geocelda.

R_f = Índice de falla (Duncan et al. 1980).

Teniendo en cuenta que normalmente los materiales utilizados para rellenar las Geoceldas en las aplicaciones de refuerzo son granulares, la cohesión se adoptará como cero simplificando el modelo ignorando el término σ'_3 en la ecuación 7.6

De acuerdo con la metodología de R.S Garcia, J.O Avesani Neto (2020), en el caso de materiales granulares reforzados con Geocelda, la relación de Poisson ν está en un rango de 0.20 – 0.30, siendo un valor típico de 0.25.

7.3.2.2 Efectos de la compactación en el refuerzo con Geocelda

El método de refuerzo con Geocelda con materiales granulares diseñado por .S Garcia, J.O Avesani Neto (2020), considera los esfuerzos y deformaciones inducidas por la compactación.

Con base en lo anterior se hace necesario calcular el valor de OCR (relación de sobreconsolidación, ver ecuación 7.7

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vo}} \quad (\text{Ec. 7.7})$$

Donde:

σ'_{vc} = Máximo esfuerzo vertical debido a la compactación.

σ'_{vo} = Esfuerzo vertical debido al refuerzo de las Geoceldas y las capas superiores del material de conformación de la estructura de pavimentos.

Los esfuerzos en el suelo de relleno de la Geocelda se consideran mediante la trayectoria propuesta por (Ehrlich & Mitchell, 1994), los cuales incluyen los esfuerzos producto del peso propio del material y los esfuerzos generados en el proceso de compactación siendo simulados como un ciclo simple de carga, ver figura 7.6.

Por lo tanto, para conocer el máximo esfuerzo vertical inducido por la compactación, se asume que este es independiente de las deformaciones horizontales ($\epsilon_x = 0$), con esto se determina que es conveniente asumir una condición sin deformación lateral, definiéndola como:

$$\sigma'_{vc} = \frac{\sigma'_{xp}}{K_0} \quad (\text{Ec. 7.8})$$

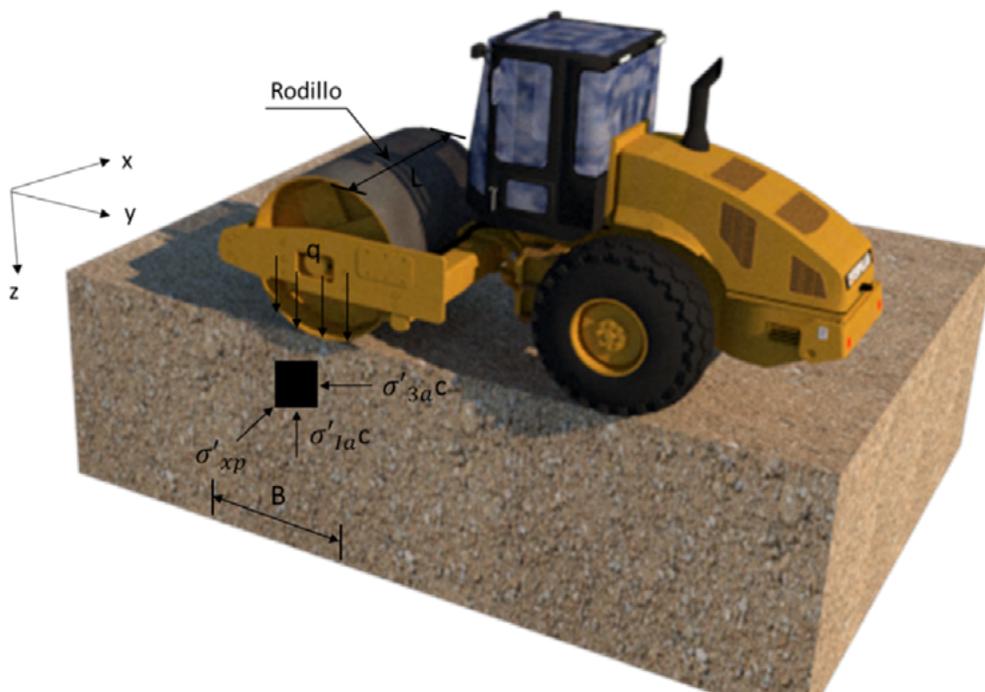
Donde:

σ'_{vc} = Máximo esfuerzo vertical debido a la compactación.

σ'_{xp} = Esfuerzo máximo horizontal que habría sido inducido por la compactación de la capa de suelo en la ausencia de deformación lateral.

k_0 = Coeficiente de presión lateral de tierras en reposo = $1 - \text{sen}(\varphi)$.

φ = Ángulo de fricción del suelo compactado.



▲ Figura 7.6 | Zona plástica cerca al área de contacto entre el suelo y el rodillo de compactación.

El modelo unidimensional de compactación considera que en la zona cercana a la superficie, debajo del rodillo, el suelo puede estar en una condición de falla plástica; considerando que el rodillo del compactador se mueve paralelo a la zona de compactación, se crea una condición plana de falla del suelo ($\epsilon_x = 0$). Finalmente asumiendo un suelo sin cohesión se logra determinar (Ehrlich & Mitchell, 1994):

$$\sigma'_{xp} = \nu_0 (1 + K_a) \left[\left(\frac{1}{2} \right) \frac{\gamma Q N_\gamma}{L} \right]^{1/2} \quad (\text{Ec. 7.9})$$

Donde:

Q = Máxima fuerza vertical de operación del rollo del compactador (ver tabla 7.2).

L = Longitud del rollo del compactador (ver tabla 7.2).

γ = Peso unitario del suelo.

K_a = Coeficiente activo de presión de tierra = $\tan^2 (45 - \phi/2)$.

ν_0 = Coeficiente de Poisson.

N_γ = Factor de capacidad de carga del suelo.

Para una condición de presión lateral de tierras en reposo se puede determinar el coeficiente de Poisson con la siguiente ecuación.

$$\nu_0 = \frac{K_0}{1+K_0} \quad (\text{Ec. 7.10})$$

Así mismo, acorde a la teoría de superficie de falla de Rankine, el factor de capacidad de carga del suelo se puede definir como:

$$N_\gamma = \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) \left[\tan^4 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (\text{Ec. 7.11})$$

Con el fin de proporcionar algunos datos típicos para los valores de Q y L , se revisaron algunos equipos que son utilizados durante la compactación y los más típicos que se encontraron son los mencionados a continuación:

Tabla 7.2 Equipos convencionales de compactación.

Equipo	Carga en el tambor de compactación (kg)	Ancho de compactación (mm)	Uso típico
CB24B	1296	1200	Ciclorutas y senderos peatonales
CB24B	3510	1676	Vías secundarias
CS533E	5760	2134	Vías principales y carreteras

Fuente: Caterpillar.

Para determinar el esfuerzo vertical debido al refuerzo de las Geoceldas y las capas superiores del material de conformación de la estructura de pavimentos, se tiene:

$$\sigma_{vo} = \frac{h_{\text{Geocelda}} \times \gamma}{2} + q \quad (\text{Ec. 7.12})$$

Donde:

- σ'_{vo} = Esfuerzo vertical debido al refuerzo de las Geoceldas y las capas superiores del material de conformación de la estructura de pavimentos. kPa.
- h_G = Altura de la Geocelda (m).
- γ = Peso unitario del material de lleno kN/m^3 .
- q = Sobrecarga $\gamma \times h$ de los materiales de la estructura de pavimento que están por encima de la Geocelda (kN/m^2).

7.3.2.3 Trayectoria de esfuerzos

Los esfuerzos en el material de lleno de las Geoceldas siguen la trayectoria de esfuerzos considerada en la Figura 7.6 donde el proceso de compactación es simulado como un único ciclo de carga

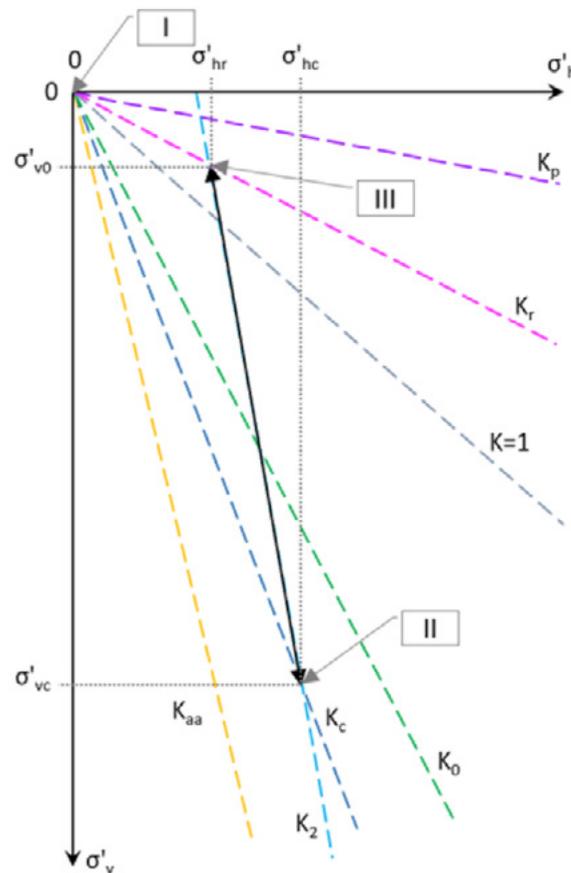
El estado de esfuerzo inicial (I en la figura 7.6) se describe como una condición nula de esfuerzos verticales y horizontales. El incremento resultante de los esfuerzos debido al peso propio del material de lleno de la Geocelda, más los esfuerzos del proceso de compactación, da como resultado la trayectoria entre los puntos I y II.

En el punto II, los esfuerzos máximos verticales (σ'_{vc}) y horizontales (σ'_{hc}) que actúan en el material de lleno se alcanzan durante la etapa de construcción debido al proceso de compactación. La trayectoria de la línea entre los puntos I y II corresponde al coeficiente de presión lateral de tierras en carga (K_c), para un material granular dado, su inclinación o pendiente depende de la rigidez de la pared de la Geocelda (J). A mayor rigidez de la pared de la Geocelda, mayor es la restricción de deformación lateral, generando una línea K_c más cercana a la condición K_0 , y a menor la rigidez de las paredes de las Geoceldas, menor es la restricción de deformación lateral y mayores son las deformaciones horizontales que puede experimentar el material de lleno dentro de la celda, conduciendo a la línea K_c a pendientes inferiores con límite a la línea K_{aa} . La trayectoria de esfuerzos para una capa no reforzada corresponde a la línea K_{aa} .

Una vez finalizado el proceso de compactación, la trayectoria de esfuerzo sigue del punto II al punto III ver Figura 7.7. Esta trayectoria coincide con la línea K_2 hasta el punto III, donde se produce un esfuerzo vertical debido al material de relleno de la Geocelda y al peso propio de la sobrecarga (σ'_{v0}). La presencia de las Geoceldas induce un esfuerzo horizontal residual (σ'_{hr}) en el material de

relleno que, asociado con el esfuerzo vertical σ'_{v0} , genera el punto de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones entre el material granular y el refuerzo en la línea definida por el coeficiente de presión lateral de tierras residual (K_r).

Nuevamente, cuanto mayor sea la rigidez de la pared de la Geocelda, mayor valor va a tener K_r , con un límite en la condición pasiva - K_p -line. El aumento del valor de K_r implica un mayor confinamiento, mejorando el módulo elástico del material granular y por tanto el MIF (Duncan y Bursey, 2013; Hicks y Monismith, 1971).



▲ Figura 7.7 | Gráfica de trayectoria de esfuerzos.

El índice de extensibilidad relativo en condiciones de carga (β_1) y el índice de extensibilidad relativo en condiciones de descarga (β_2), son parámetros que también tiene relación entre el refuerzo y la rigidez del suelo, por ello afectan la ecuación del MIF. Estos parámetros se pueden determinar mediante las siguientes ecuaciones.

$$\beta_1 = \frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma_{v0} \text{OCR}}{P_a} \right)^n \quad (\text{Ec. 7.13})$$

Donde:

σ_{v0} = Esfuerzo vertical de peso propio (kPa).

S_i = Índice de rigidez relativa del material reforzado con Geocelda (adimensional).

OCR = Relación de sobreconsolidación.

P_a = Presión atmosférica (kPa).

n = Exponente de módulo de Duncan et al. (1980) (adimensional).

Los valores típicos de S_i asumiendo materiales granulares habituales y dependiendo de la materia prima de la pared de las Geoceldas son:

◆ Geoceldas Geotextiles de PEAD y PP: 0,005 a 0,15 (Gurbuz y Mertol, 2012; Han y col., 2008; Pokharel et al., 2010);

El valor del S_i también se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$S_i = \left(\frac{2J}{k P_a d_{eq}} \right) \quad (\text{Ec. 7.14})$$

Donde:

J = Rigidez del material de la Geocelda (kN/m).

k = Módulo de carga de Duncan et al. (1980) (adimensional).

P_a = Presión atmosférica (kPa).

d_{eq} = Abertura equivalente de la celda (m).

Y d_{eq} , está determinado por:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4A_{GCE}}{\pi}} \quad (\text{Ec. 7.15})$$

Donde:

A_{GCE} = Área de la abertura de la celda (m²)

El valor de β_2 se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{OCR^n} \quad (\text{Ec. 7.16})$$

Donde:

- β_1 = Índice de extensibilidad relativo en condiciones de carga.
- OCR = Relación de sobreconsolidación.
- n = Exponente de módulo de Duncan et al. (1980) (adimensional).

El valor de la rigidez de la Geocelda se puede calcular con la siguiente ecuación

$$E_g = \frac{J}{t} \quad (\text{Ec. 7.17})$$

Donde:

- E_g = Módulo de Elasticidad de la pared de la Geocelda (kPa).
- J = Rigidez de la Geocelda (kN/m).
- t = Espesor de la pared de la Geocelda (m).

7.3.2.4 Condiciones especiales para la determinación del MIF

Aunque existe una complejidad en las formulaciones desarrolladas, requiriendo cálculos iterativos para determinar sus parámetros, es posible realizar algunas simplificaciones que pueden facilitar los cálculos para situaciones específicas:

- ◆ Cuando la tensión de carga vertical máxima en la compactación es igual a el esfuerzo vertical debido al peso propio del suelo (es decir, $\sigma'_{vc} / \sigma'_{v0} = OCR = 1$), los coeficientes K_c y K_r son iguales.
- ◆ K_c permanece constante en el mismo valor de β_1 .
- ◆ Cuando la rigidez de la pared de la Geocelda J es igual a 0 β_1 y β_2 tienden a infinito, K_c y K_r tienden a K_{aa} - situación equivalente a la condición sin refuerzo.

7.3.2.5 Gráficas del MIF (Modulus Improvement factor)

Teniendo en cuenta la metodología de diseño de refuerzo con Geocelda descrita anteriormente, (R.S Garcia y J.O Avesani 2020) realizaron un análisis paramétrico para verificar los factores de influencia del MIF, como lo son: 1. resistencia al corte del suelo (ϕ'); 2. Estado de esfuerzos (σ'_{v0} , σ'_{vc} y OCR); y 3. índice de rigidez relativa del suelo reforzado (S_i). Además del análisis paramétrico, fue posible generar

gráficos para facilitar la aplicación del modelo propuesto.

Las gráficas propuestas consideran los siguientes valores $R_f = 0.8$, $k_u/k = 1,2$ y $n = 0,4$, tomado de la literatura para materiales granulares normalmente utilizados en estructuras de pavimento (Duncan et al., 1980; Ehrlich y Mitchell, 1994).

En la Figura 7.8 (a – b – c – d), se presentan los gráficos para determinar el MIF en función de β_2 y OCR para materiales de relleno cuyos ángulos de fricción varían entre 30° a 45° (rango habitual de materiales granulares empleados en pavimentos (Nicks y Adams, 2013; Nicks et al., 2015). En los gráficos, las líneas correspondientes a $\beta_2 \rightarrow \infty$ indican la situación sin refuerzo ($J = 0$) y, por tanto, $MIF = 1$.

Los cambios en la pendiente de las curvas en condiciones de OCR más altas, indica situaciones con una inversión de los esfuerzos principales, es decir, σ'_{v0} se convierte en la tensión principal menor y el modelo adopta $K_r = 1$.

Uno de los parámetros de mayor influencia en el MIF es el índice de rigidez relativa del suelo reforzado (S_i). Mayores confinamiento en suelos granulares conducen a mayores ganancias de resistencia y rigidez. El (S_i) puede aumentar mediante el empleo de una Geocelda con alta rigidez, lo cual es logrado con un material de mayor módulo de elasticidad, por una pared más gruesa, por una celda con un área más pequeña, o incluso usando un suelo de relleno con baja rigidez.

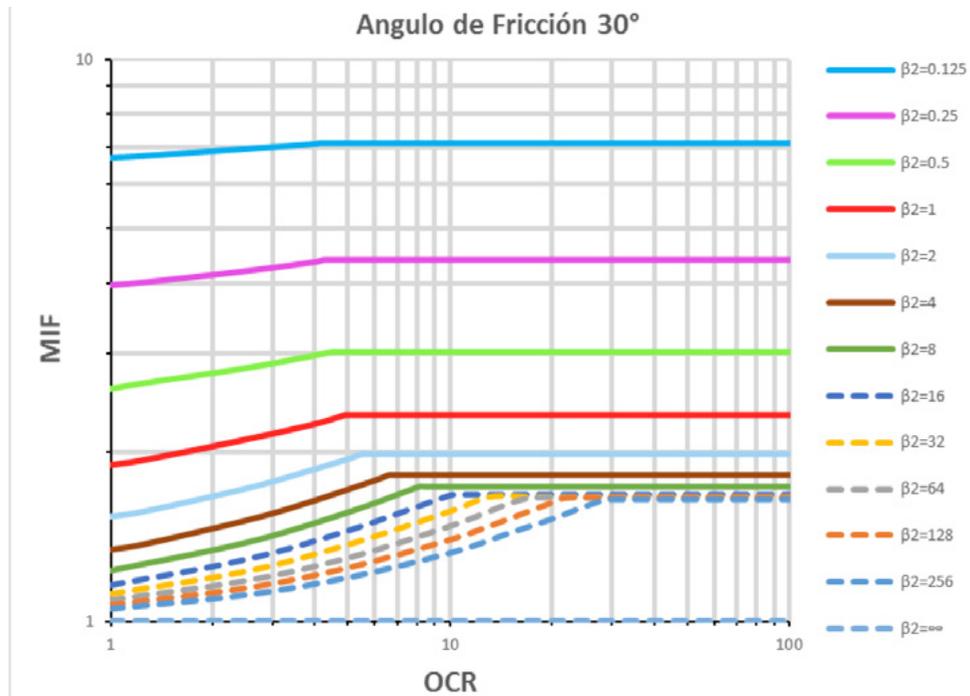
Otro parámetro de influencia en el MIF es la compactación, representada por el parámetro OCR que es la relación entre el máximo esfuerzo vertical aplicado a la capa de la Geocelda, resultante del proceso de compactación, y el esfuerzo vertical debido al peso propio. Para bajos valores de S_i (suelos más rígidos o Geoceldas más flexibles), un aumento de 1 a 10 en OCR conduce a incrementos de hasta el 50% en el MIF.

Ambos parámetros son complementarios y es posible obtener valores MIF más altos variando el OCR en condiciones de S_i bajo o aumentando el S_i en situaciones de OCR bajo. Es importante tener en cuenta que la condición de limitar el valor de $K_r = 1$ también implica un aumento en los esfuerzos de compactación y situaciones de OCR altos, no modifican significativamente el MIF.

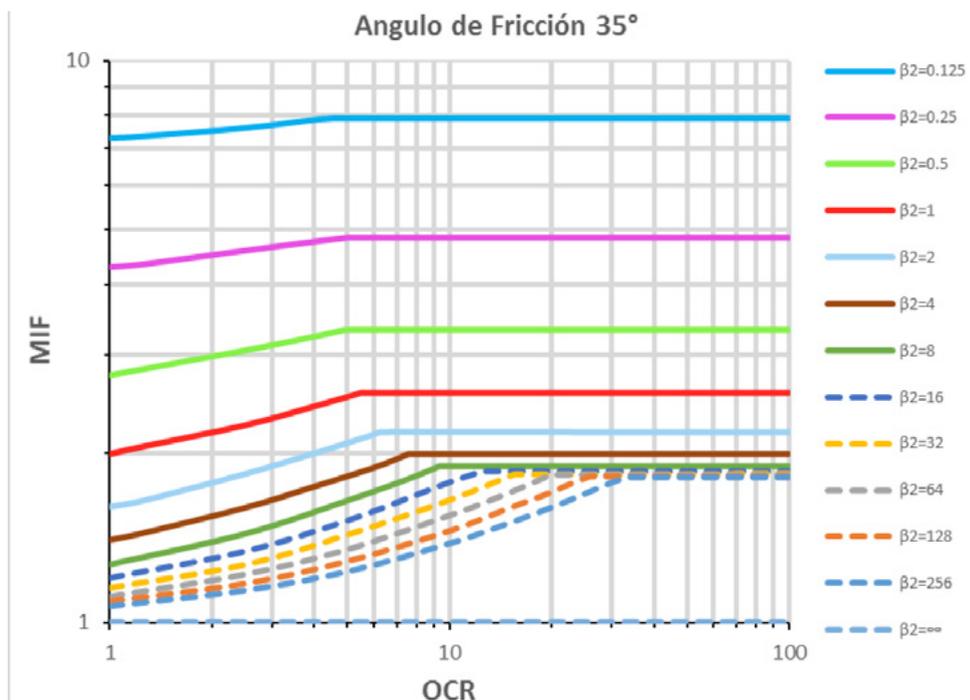
Si la capa de suelo reforzado se instala a gran profundidad, el efecto de compactación es atenuado debido a la disminución del OCR.

El ángulo de fricción del material de relleno es el tercer parámetro más influyente en la determinación del MIF, ya que los coeficientes de presión lateral del suelo (K_c y K_f) dependen directamente de este.

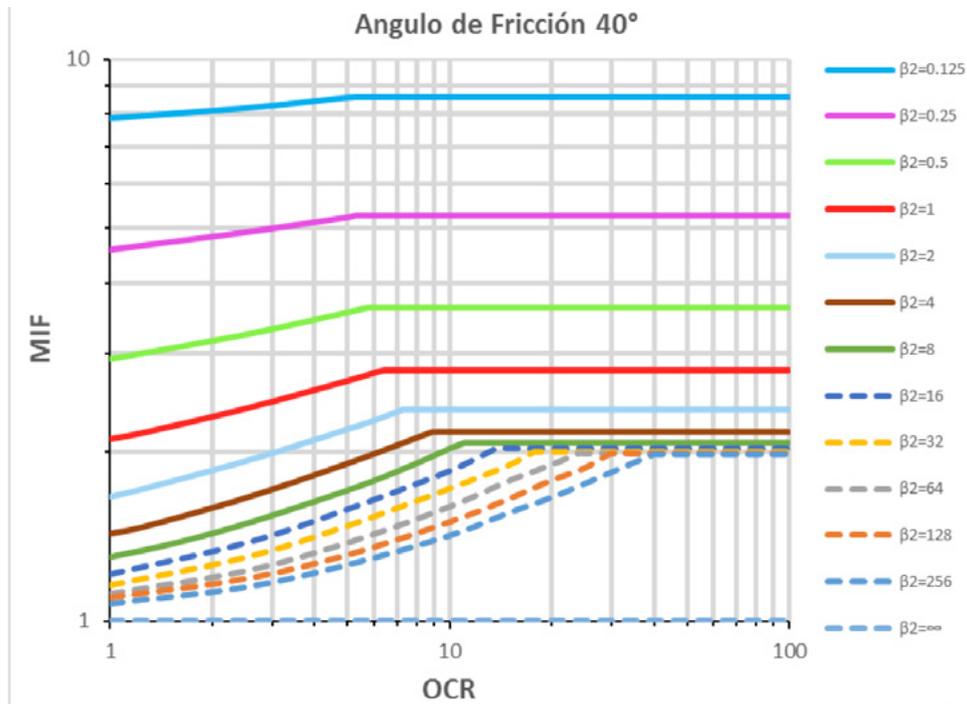
Los suelos con altos ángulos de fricción influyen positivamente aumentando la rigidez, siendo este aumento mayor para altos valores de OCR. Manteniendo todos los demás parámetros iguales, un incremento en el ángulo de fricción de 5° conduce a aproximadamente un 10% en la ganancia de MIF.



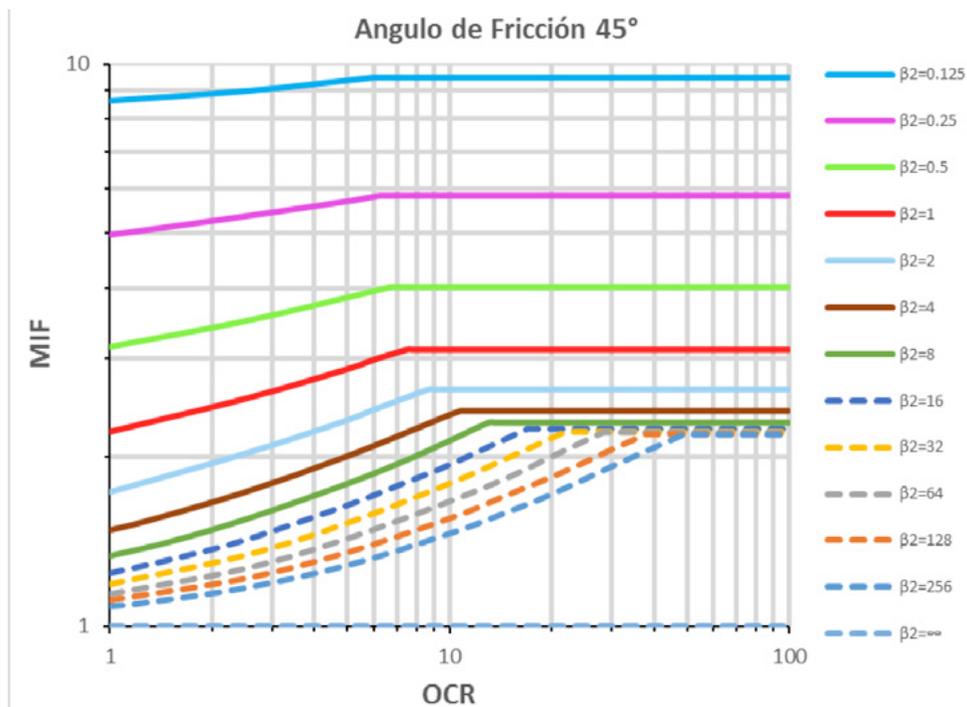
▲ Figura 7.8 a | Gráficos para la determinación de MIF en capas de suelo reforzadas con Geoceldas.



▲ Figura 7.8 b | Gráficos para la determinación de MIF en capas de suelo reforzadas con Geoceldas.



▲ Figura 7.8 c | Gráficos para la determinación de MIF en capas de suelo reforzadas con Geoceldas.



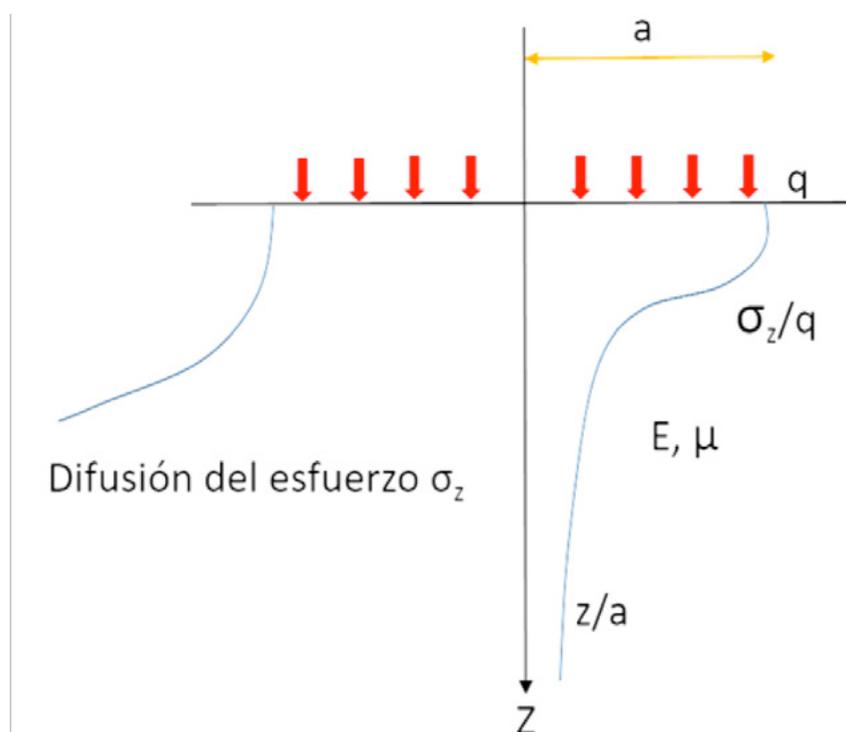
▲ Figura 7.8 d | Gráficos para la determinación de MIF en capas de suelo reforzadas con Geoceldas.

7.3.3 Inclusión del Valor del MIF en la Metodología de diseño de Pavimentos

La metodología de diseño racional de pavimentos, se basa en el análisis de los esfuerzos y deformaciones en diferentes capas de la estructura de pavimento, buscando definir con base en el comportamiento resiliente de los materiales, el máximo valor admisible para aplicación de la carga correspondiente a un eje de carga.

Los métodos racionales o mecanicistas, describen el funcionamiento del sistema en el cual, la presión ejercida por una rueda q puede ser muy alta para ser soportada por el suelo natural; la estructura del pavimento reparte la carga para llevarla lo más reducida posible a la Subrasante; así entonces el problema radica en determinar a una profundidad z , que cantidad de esfuerzo se ha disipado, como se observa en el Figura 7.9

La modelación de la solución inicial basada en la teoría de Boussinesq, supone un comportamiento lineal entre los esfuerzos y deformaciones, lo que indica que se acepta que los materiales trabajan dentro de su rango elástico; sin embargo, la reología de los materiales asfálticos demuestra que su comportamiento es viscoelástico, función del estado de esfuerzos, del tiempo de aplicación de las cargas y de la temperatura; de la misma manera los materiales granulares responden a las cargas, de acuerdo al nivel de esfuerzos aplicados, a su densidad y humedad; en general su comportamiento no es lineal y depende en gran medida de las características del material de la capa subyacente.



▲ Figura 7.9 | Modelo de Boussinesq

Los modelos multicapas bajo condiciones de frontera propuestos por Westergaard, Palmer, Barber y Odemark entre otros, se basan en el modelo inicial de Boussinesq, donde los esfuerzos son proporcionales a la presión de inflado, el área de aplicación y la profundidad son variables independientemente del módulo de cada capa.

$$\sigma_z = q \left(1 - \frac{(z/a)^3}{(1 + (z^2/a^2))^{3/2}} \right) \quad (\text{Ec. 7.18})$$

Donde:

σ_z = Esfuerzo vertical a cualquier profundidad.

q = Presión de la sobrecarga.

a = Radio de carga de la huella circular.

z = Profundidad de la aplicación del esfuerzo .

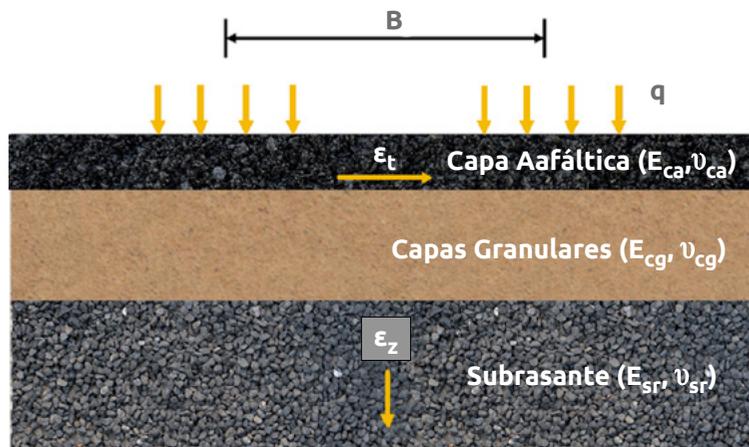
Pero, así como una falla funcional depende de la capacidad de la estructura de disipar los esfuerzos a profundidad, es posible también encontrar una falla estructural en las capas que conforman la estructura de pavimento debido a las cargas repetitivas. Los materiales de las capas de la estructura de pavimento se consideran homogéneos, isotrópicos y horizontalmente infinitos, que se incluyen dentro de un sistema linealmente elástico, caracterizado por las siguientes variables:

- ◆ Módulos Elásticos (E)
- ◆ Relación de Poisson (ν)
- ◆ Espesores de capa (h)

En el método racional resulta fundamental apoyarse en ensayos de laboratorio y correlaciones que permitan determinar el comportamiento de cada material en términos de número de ejes para un esfuerzo y/o una deformación aplicada, obtenidos mediante el modelo elástico.

Los criterios que se revisan usualmente están a nivel de la carpeta asfáltica y la capa de subrasante, pero pueden variar de acuerdo con la normatividad de cada país, características de los proyectos y materiales, así como el criterio del diseñador.

En la Figura 7.10, se observa un modelo multicapa en el que se supone infinita la capa inferior (subrasante) en el sentido vertical. La capa intermedia representa las capas granulares y la capa superior representa los materiales bituminosos. El objetivo es tener un análisis orientado a chequear la deformación horizontal en la fibra inferior de la capa asfáltica y la deformación vertical a nivel de subrasante.



▲ Figura 7.10 | Modelo de análisis racional de pavimentos.

Como se describe a continuación, el análisis de estructuras de pavimento con Geocelda se basa en la inclusión de módulos modificados en un análisis convencional por el método racional de pavimentos.



▲ Figura 7.11 | Esquema de esfuerzos y deformaciones para la estructura con y sin refuerzo.

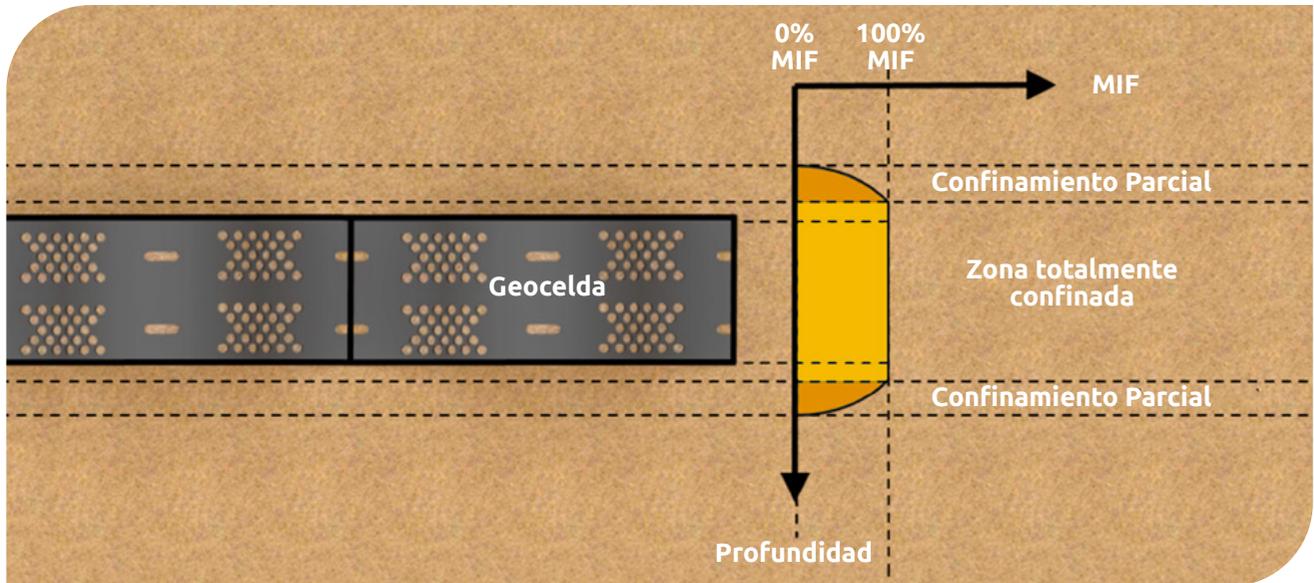
Donde:

h_n = Espesor de la capa n.

E_n = Módulo de elasticidad de la capa n.

ν_n = Relación de Poisson de la capa n.

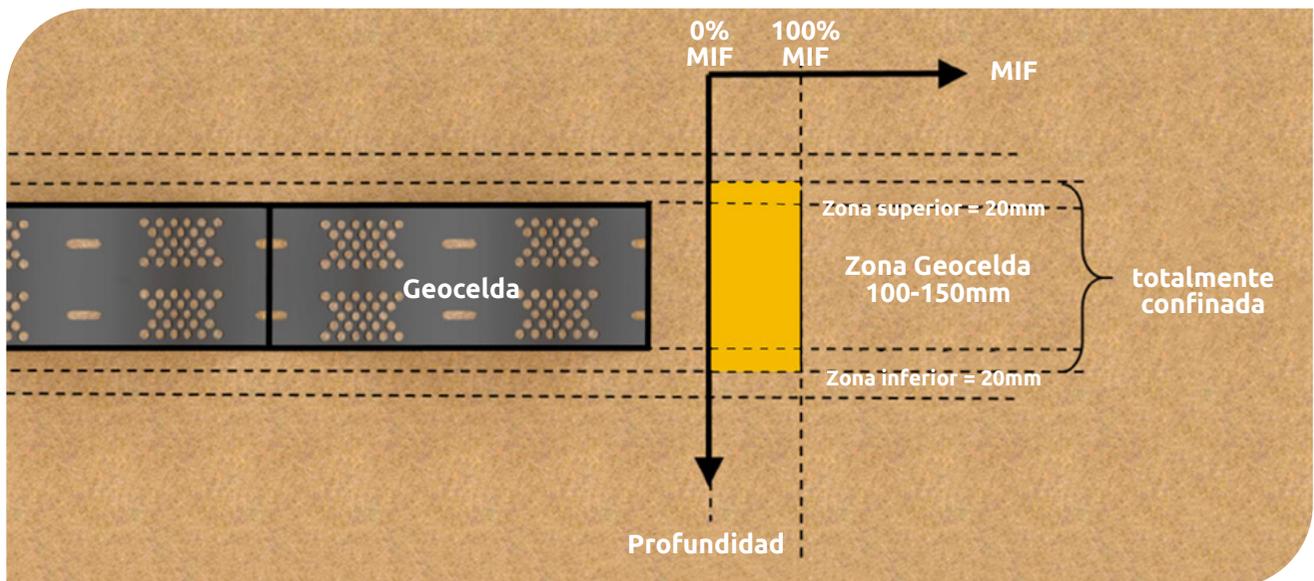
La investigación llevada a cabo muestra la distribución del confinamiento del material granular, el cual aplica dependiendo de la altura de la celda y tiene límites establecidos, esto se refleja en el porcentaje del valor del MIF que aplica dentro de la distribución de los módulos. Las mediciones han permitido establecer tres zonas de distribución del confinamiento en términos del MIF (Figura 7.12), estableciendo una zona central la cual tiene un efecto total de confinamiento por aplicación del MIF, mientras que tanto en la parte superior como inferior de la Geocelda se genera una zona de transición donde el confinamiento es parcial, disminuye paulatinamente hasta que el MIF tiene un valor cero y ya no hay efecto de confinamiento.



▲ Figura 7.12 | Distribución del confinamiento en la zona reforzada.

La zona de transición del MIF actúa como un elemento amortiguador, que permite que el material de alto módulo (material reforzado con Geocelda) interactúe fácilmente con materiales blandos o de módulos bajos sin efectos negativos por interacción de capas de gran rigidez.

Para efectos de diseño la zona parcialmente confinada no es tenida en cuenta, y el MIF únicamente se hace efectivo para la Zona Totalmente Confinada, la cual corresponde a la altura de la celda (100-150mm) mas 2cm arriba y 2cm debajo de la Geocelda, tal como se observa en la Figura 7.13



▲ Figura 7.13 | Distribución del confinamiento en la zona reforzada.

Esto significa que, dentro de la estructura de pavimento, la capa denominada como totalmente confinada estará sujeta a una modificación del módulo por un valor que corresponde al MIF.

$$\begin{array}{c} \text{MODULO} \\ \text{MATERIAL NO} \\ \text{REFORZADO} \end{array} \times \text{MIF} = \begin{array}{c} \text{MODULO} \\ \text{REFORZADO} \\ \text{MEJORADO} \end{array}$$

En el diseño con Geocelda, deberán seguirse los criterios establecidos en el diseño racional de pavimentos, pero incluyendo los módulos modificados por efectos del confinamiento granular.

7.3.4 Procedimiento de diseño

El diseño de estructuras de pavimento reforzadas con Geocelda está basado en el método racional de pavimentos del numeral 7.3.1

Paso 1. Diseño Inicial de la estructura de pavimento

Para hacer la comparación de los diseños sin y con refuerzo, se debe conocer el diseño inicial de la estructura de pavimento. La estructura puede ser diseñada por la metodología que estime conveniente. Sin embargo, para obtener una alternativa comparable se requiere conocer los parámetros necesarios para realizar la modelación en un programa de diseño racional, (por ej. WINDEPAV¹), para obtener los criterios de fatiga, ahuellamiento y deflexión de la estructura de pavimento. Dichos parámetros son:

1. Tráfico de diseño, eje de carga de referencia y periodo de diseño.
2. Espesor de las capas, características de los materiales (módulo elástico) y relación de Poisson de cada uno de los materiales que conforman las capas de la estructura.
3. CBR o C_u , relación de Poisson, módulo resiliente del suelo de subrasante.

En este caso, se supone que para el diseño de la estructura de pavimento convencional se han definido las condiciones de drenaje de la vía, se ha calculado el tráfico de diseño de acuerdo a las condiciones reales del proyecto, se han definido las propiedades de los materiales que conforman la estructura de acuerdo con las especificaciones de construcción vigentes y se han realizado todos los ensayos necesarios para caracterizar el suelo de subrasante.

Con los datos anteriormente mencionados se hace la modelación de la estructura tradicional en el programa de diseño racional y se calculan los esfuerzos y las deformaciones de las diferentes capas:

¹ Windepav. Software de diseño elaborado por el Ing. Luis Ricardo Vasquez Varela

- 🟢 **Criterio de Deflexión:** Para las capas de materiales bituminosos tal como concreto asfáltico, grava asfáltica, etc, se verifica la deformación a tracción en la fibra inferior de la capa.
- 🟢 **Criterio de Ahuellamiento:** Para la capa de subrasante se verifica el máximo esfuerzo vertical aplicado. También se puede verificar la deformación por tracción sobre la capa de subrasante.
- 🟢 **Criterio de Deflexión:** Se verifica la máxima deflexión admisible de acuerdo con el tráfico proyectado.

El diseño ha sido elaborado previamente por cualquier metodología, por lo tanto, si se desea realizar la verificación de los datos por la metodología racional, los valores de esfuerzo y deformación calculados (por el programa) se comparan con los valores admisibles correspondientes, que en todos los casos del diseño inicial deben cumplir con los admisibles.

Definición de variables:

- E_i = Módulo de la capa i (Kg/cm^2).
- h_i = Espesor de la capa i (m).
- ν_i = Relación de Poisson de la capa i.
- ϵ_t = Deformación a tracción (m/m).
- ϵ_z = Deformación vertical (m/m).
- σ_z = Esfuerzo de compresión (kg/cm^2).

Los valores de la deformación a tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica ϵ_t (fatiga) y la deformación a nivel de la subrasante ϵ_z (ahuellamiento), determinan el Número de Ejes que puede soportar la estructura y se presentan en las ecuaciones 7.19 y 7.20.

Fatiga por la ecuación de la Shell.

$$\epsilon_t = (0.856V_b + 1.08) \times S^{-0.36} \times N^{-0.20} \quad (\text{Ec. 7.19})$$

Donde:

- ϵ_t = Deformación admisible por tracción.
- V_b = Volumen del asfalto (%).
- N = Tránsito.
- S = Módulo de la Mezcla (Pa).

Ahuellamiento por la ecuación de Shell con la confiabilidad del 95%,

$$\epsilon_z = 1.79E^{-2} \times N^{-0.25} \quad (\text{Ec. 7.20})$$

Donde:

ϵ_z = Deformación admisible por compresión en la Subrasante.

N = Tránsito.

Paso 2. Alternativa con Geocelda y Modificación de Módulos

El primer paso para el diseño es plantear una alternativa con Geocelda, esto teniendo en cuenta algunas pautas:

- El material de llenado de la Geocelda podrá ser cualquier tipo de material granular.
- Se entiende que, si los módulos van a ser incrementados, puede pensarse en reducir el espesor de algunas capas

Una vez planteada una alternativa con Geocelda, se determina el MIF y se hace el cálculo de los módulos modificados en las capas que aplique.

Paso 3. Diseño por método racional

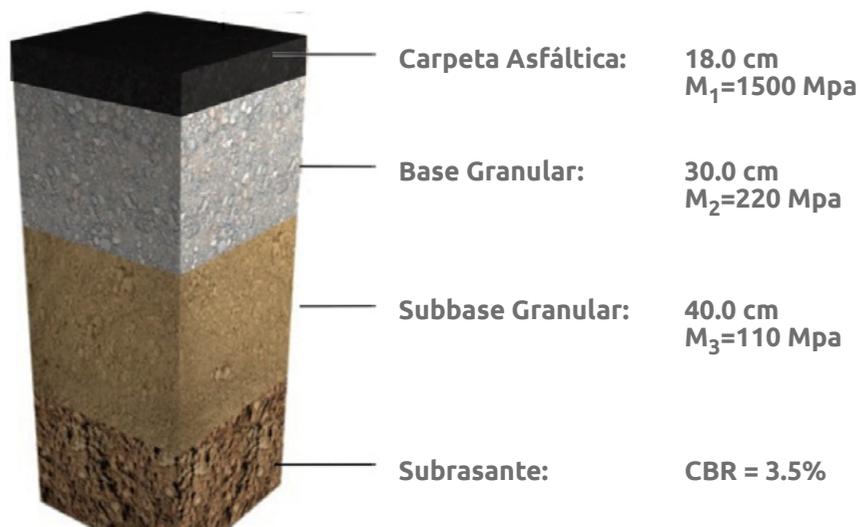
Posteriormente, se procede a modelar la alternativa planteada de estructura optimizada en el programa de diseño racional (CEDEM, WINDEPAV, DEPAV, entre otros) y se tiene en cuenta los criterios de Ahuellamiento, Deflexión y Fatiga para determinar el tráfico admisible o verificar que se cumple con los valores mínimos de acuerdo con la alternativa tradicional diseñada.

Paso 4. Ajuste de espesores

Teniendo en cuenta los resultados del comportamiento de la estructura modificada, podrá pensarse en la reducción de los espesores propuestos para llegar a resultados económica y técnicamente más viables. Así entonces, el diseño de alternativas como en cualquier estructura de pavimento se ajusta continuamente para llegar a las opciones más adecuadas.

7.4 Ejemplo de diseño

Para la construcción de una vía de 10 Km de longitud y ancho promedio 10.5m, ubicada en el departamento de Casanare - Colombia, los ingenieros consultores del proyecto elaboraron el siguiente diseño de la estructura de pavimento, con base en la información geotécnica del sitio.



▲ *Figura 7.14 | Estructura del ejemplo.*

El tráfico esperado es de 7'039.780 ejes equivalentes de 8.2 Ton en el carril de diseño, para un periodo de diseño de 15 años, tráfico importante debido al crecimiento de sectores industriales en el sector.

El CBR de la subrasante según la exploración del subsuelo es de 3.5% y corresponde a una arcilla arenosa de moderadas características geomecánicas.

Para la determinación del MIF se tienen los siguientes datos:

El material empleado para el lleno de la Geocelda es crudo de río con $\gamma = 20\text{KN/m}^3$, $c' = 0$ y $\phi' = 35^\circ$, los parámetros del modelo hiperbólico del Duncan son: $R_f = 0.8$, $k = 600$, $k_u/k = 1.2$, $n = 0.4$. La altura de la Geocelda 150mm y espesor de la pared 1.5mm, módulo de elasticidad de la Geocelda 600 Mpa. Se cuenta con un equipo de compactación tipo CS533 E con 57 kN de carga y ancho del rodillo de 2.134m.

Debido a la alta demanda de materiales de construcción en la zona del proyecto, no hay disponibilidad del material requerido en las canteras cercanas, por lo que se requiere de alguna solución técnica y económicamente viable con la cual se disminuye la cantidad de material procedente de canteras y se

reduzca el espesor total de la estructura, sin alterar el desempeño y calidad de la vía, Una segunda alternativa, sería traer material de una cantera ubicada a 100Km de distancia, sin embargo los sobrecostos pondrían en riesgo la ejecución presupuestal del proyecto.

Como solución se plantea el empleo de la Geocelda para obtener estas disminuciones, especialmente en el concreto asfáltico cuyo costo incrementa sustna el presupuesto final para la vía.

A continuación, se presenta el cálculo de la estructura de diseño inicial y posteriormente se realiza el cálculo con la alternativa de Geocelda.

1. Para el análisis de la estructura de pavimento, es necesario determinar el módulo de resiliencia de la subrasante, el cual se puede obtener a partir del CBR de la subrasante y los datos de módulos y relación de poisson.

Según los trabajos de investigación de Powell et al. (1984), para CBR entre el 2% y el 12% se puede emplear la siguiente ecuación para relacionar el módulo de la subrasante en MPa con el CBR.

$$E_{sr} = 17.6 \text{CBR}_{sg}^{0.64} \quad (\text{Ec. 7.21})$$

Por tanto,

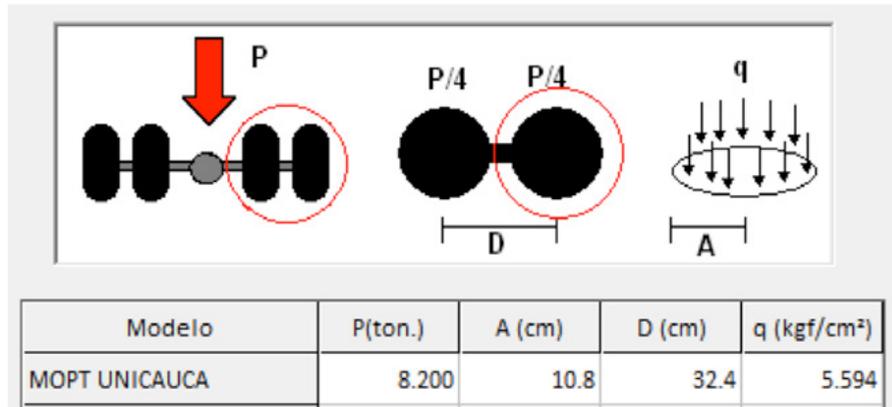
$$E_{sr} = 17.6(3.5)^{0.64} = 39,3 \text{ MPa}$$

Los módulos, espesores y la relación de Poisson de cada uno de los materiales involucrados en el diseño se presentan en la tabla 7.3.

Tabla 7.3 Valores de entrada para los materiales empleados

Capa	Espesor (cm)	Módulo (Kg/cm ²)	ν _i
Concreto asfáltico	18	15296	0.35
Base Granular	30	2243	0.40
Subbase Granular	40	1122	0.40
Subrasante	-	401	0.45

2. El primer paso para la definición de las alternativas es la modelación de la estructura de pavimento mediante un software de análisis racional de pavimentos, en este caso se empleó el WINDEPAV, ver figura 7.15.



▲ Figura 7.15 | Elección del modelo a analizar (Software Windepav).

Capa	E (kgf/cm ²)	v	¿E?	h (cm)
1	15296	0.35	¿E?	18
2	2243	0.40	¿E?	30
3	1122	0.40	¿E?	40
4	401	0.45	¿E?	

▲ Figura 7.16 | Datos de entrada de la estructura convencional.

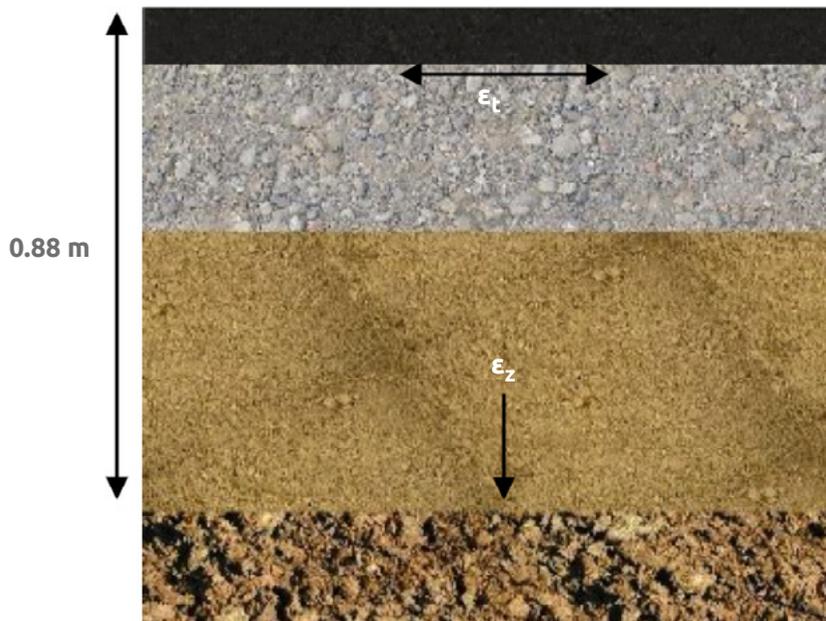
Sistema de carga			Posición del valor máximo para una carga			Gráficos de respuesta	
Radio de las ruedas (cm)	10.80		A	B	C	Exportar resultados a Excel (csv)	
Distancia entre los centros de las ruedas (cm)	32.40		A Bajo una rueda simple B Bajo una de las ruedas de la carga C Al centro de la carga				
Presión de contacto de las ruedas (kg/cm ²)	5.594						

Respuestas estructurales en las interfaces y evaluación del comportamiento por fatiga y ahueamiento.											
Número de capas:		Tracción (fatiga)								Compresión	
No.	E (kgf/cm ²)	v	Z (cm)	Sigma T (kgf/cm ²)	Sigma 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	8.188E+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

▲ Figura 7.17 | Resultados del Modelo – Estructura inicial.

Se revisan los valores esperados para los puntos críticos en la estructura de pavimento.



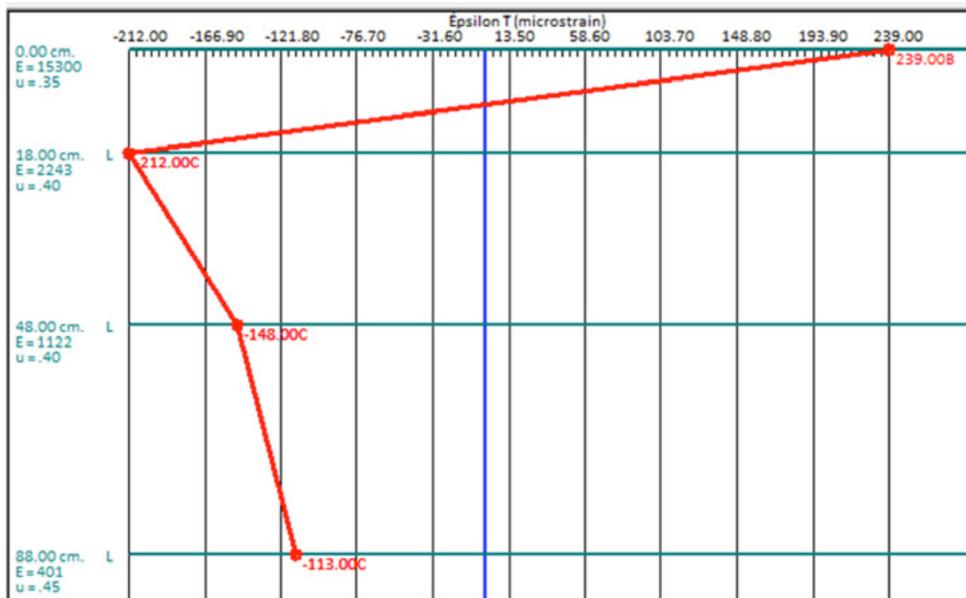
▲ Figura 7.18 | Esquema de las variables a calcular - estructura convencional.

En la tabla 7.4, se presenta los resultados por fatiga y ahuellamiento de la estructura convencional.

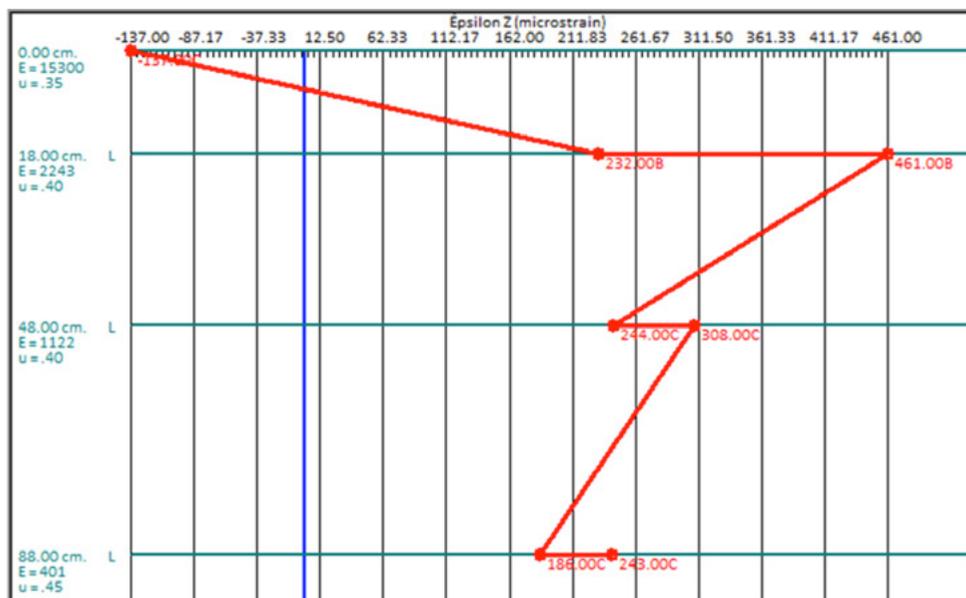
Tabla 7.4 Resultados de fatiga y ahuellamiento de la estructura convencional.

Criterio	Valor	Unidad	Valor
Fatiga ϵ_t	Deformación horizontal en la fibra inferior de la carpeta asfáltica	m/m	212 E-6
Ahuellamiento ϵ_z	Deformación vertical a nivel de subrasante	m/m	243E-6

Gráficamente se representa los valores de ϵ_t y ϵ_z , en la estructura analizada, figura 7.19 y 7.20 respectivamente.



▲ Figura 7.19 | Gráfica ϵ_t en la estructura de pavimento sin refuerzo.

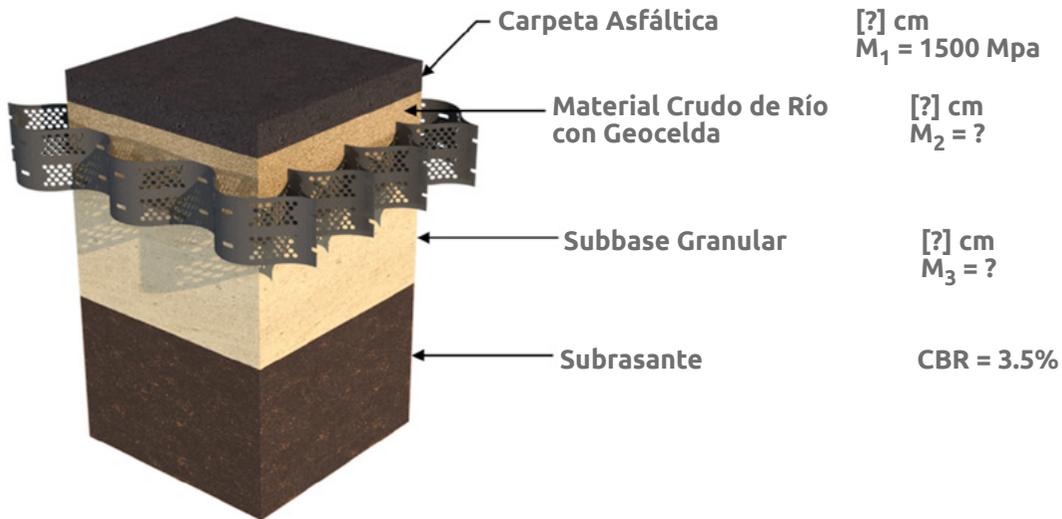


▲ Figura 7.20 | Gráfica ϵ_z en la estructura de pavimento sin refuerzo.

- Se propone una alternativa con Geocelda, a partir de la cual se obtienen los módulos modificados de trabajo.

Se utilizará material granular de sitio denominado "crudo de río" para el llenado de la estructura con Geocelda con un módulo de 110MPa, siguiendo el estándar de que únicamente puede usarse cualquier tipo de material que clasifique como granular, ubicando dicha capa bajo la estructura

asfáltica siendo la posición donde se logran los mejores resultados económicos en la medida en que se reemplaza la capa de base granular.



▲ Figura 7.21 | Esquema de la estructura reforzada con Geocelda

La Geocelda seleccionada tiene 150mm de altura, con un tamaño de celda abierta de 310mm x 304mm, siendo la que permite mejores condiciones de compactación del material granular.

El siguiente paso consiste en la determinación de los módulos modificados con base en el concepto del MIF explicado en el numeral 7.3.2 del presente capítulo.

MIF

◆ Coeficiente de presión de tierra lateral residual K_r

Un modelo conservador adopta el $K_r = 1$ toda vez que indica que no hay inversión de los esfuerzos principales ver figura 7.6, trayectoria de esfuerzos.

◆ Cálculo del coeficiente equivalente de presión lateral de tierra activo 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 de la Rigidez de la Geocelda.

Con la ecuación 7.15 se despeja el valor de J

$$J = (E_g \times t)$$

$$J = 600000 \text{Kpa} \times 0.0015 \text{m} = 900 \text{Kpa-m} = 900 \text{KN/m}$$

🍃 Cálculo del OCR, con los datos de altura de la Geocelda, equipos de compactación, peso unitario del material a compactar y ángulo de fricción interna del material de lleno, relación de poisson se puede calcular el OCR.

De la ecuación 7.7 se calcula:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vo}}$$

Donde:

$$\sigma'_{vc} = \frac{\sigma'_{xp}}{K_o} \quad \text{De la ecuación 7.8}$$

$$\sigma'_{vc} = \frac{v_0 (1 + K_a) \left[\left(\frac{1}{2} \right) \frac{\gamma Q N_\gamma}{L} \right]^{1/2}}{K_o}$$

$$\sigma'_{vc} = \frac{0.23 (1 + 0.27) \left[\left(\frac{1}{2} \right) \frac{20 \times 57 \times 24.2}{2.134} \right]^{1/2}}{0.43} = 71.8 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vo} = \frac{h_{\text{Geocelda}} \times \gamma}{2} + q \quad \text{De la ecuación 7.12}$$

$$\sigma_{vo} = \frac{0.15 \times 20}{2} + (21 \times 0.18) = 5.3 \text{ kPa}$$

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vo}} = \frac{71.8}{5.3} = 13.5$$

🍃 Cálculo de la abertura de equivalente de la celda (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 del material reforzado con Geocelda.

$$S_i = \frac{2J}{kP_a d_{eq}}$$

$$S_i = \frac{2 \times 900}{600 \times 96 \times 0.245} = 0.128$$

Cálculo del Índice de extensibilidad relativo en condiciones 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 del Índice de extensibilidad relativo en condiciones de descarga

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{\text{OCR}^n}$$

$$\beta_2 = \frac{6.95}{13.5^{0.4}} = 2.45$$

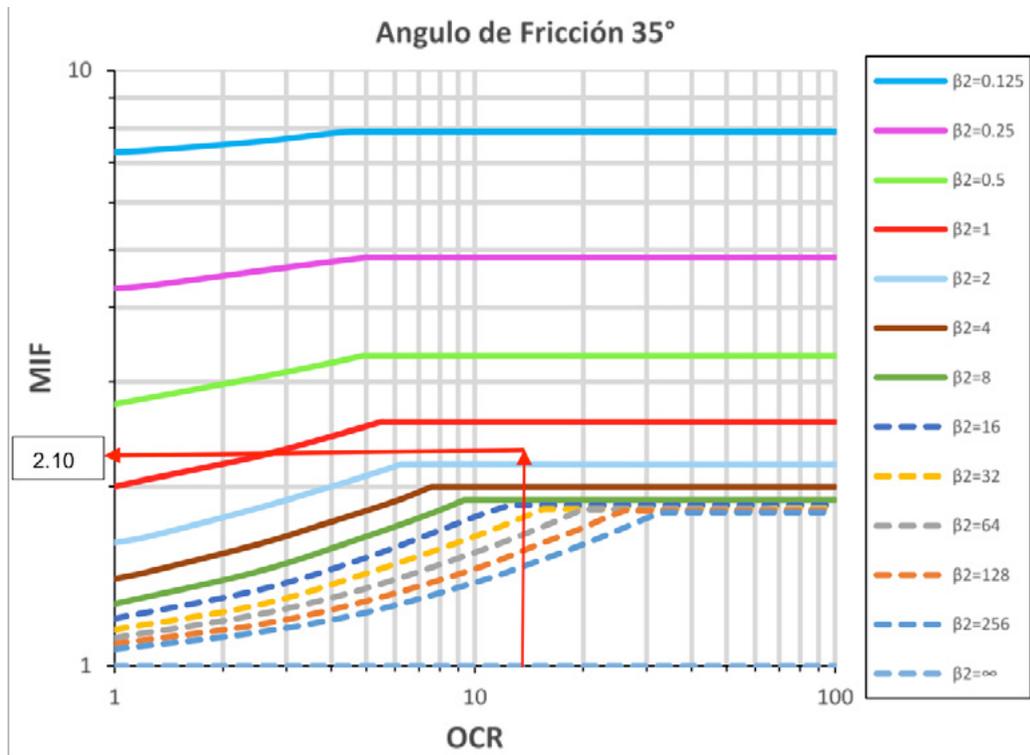
Cálculo del MIF

$$\text{MIF} = \left(\frac{K_r}{K_{aa}} \right)^n + \frac{0,5}{\beta_2 k_u / k} \left(\frac{1}{K_{aa}} \right)^n$$

$$\text{MIF} = \left(\frac{1}{0.24} \right)^{0.4} + \frac{0,5}{2.45 \times 1.2} \left(\frac{1}{0.24} \right)^{0.4} = 2.07$$

El valor del MIF para este proyecto es de 2.07

Al corroborarlo con el ábaco obtenemos un valor aproximado de 2.10 el cual es muy cercano al calculado numéricamente. Se opta por 2.07 como valor para el diseño.



Capa Granular de Sitio Reforzado con Geocelda

De acuerdo con el cálculo del MIF, el cual aplica para la zona totalmente confinada, se hace una iteración para optimizar el espesor de la capa de base granular reemplazándolo con el material de crudo de río y se determina el módulo equivalente dependiendo del espesor de la capa, tal y como se calcula a continuación.

$$E_{\text{mod}} = \frac{(H_1) \times (\text{MIF}) \times (E) + (H_2) \times (E)}{H} \quad (\text{Ec. 7.22})$$

Donde:

- H_1 = Espesor de la zona totalmente confinada.
- H_2 = Espesor de la zona no confinada.
- E = Módulo de resiliencia del material de llenado .
- H = Espesor total de la capa.

H_1 tiene un valor de 17 cm, resultado de la suma de la altura de la celda (15cm) y 2cm adicionales de acuerdo con la Gráfica de la Figura 7.13.

H_2 en este caso corresponde al espesor de capa restante que no se encuentra confinado, es decir 8.0cm, teniendo en cuenta que el espesor total de la capa H es 25cm.

El módulo del material de llenado, corresponde al material escogido como material de llenado, (Granular de Sitio ,110MPa).

Al despejar en la Ecuación 7.17 se tiene:

$$E_{\text{mod}} = \frac{(17) \times (2.07) \times (120) + (8) \times (120)}{25} = 207 \text{ Mpa}$$

Este será el módulo con que se trabaje en las modelaciones para esta capa.

Según la metodología de Garcia – Avesani la relación de Poisson en la capa reforzada es de 0.25.

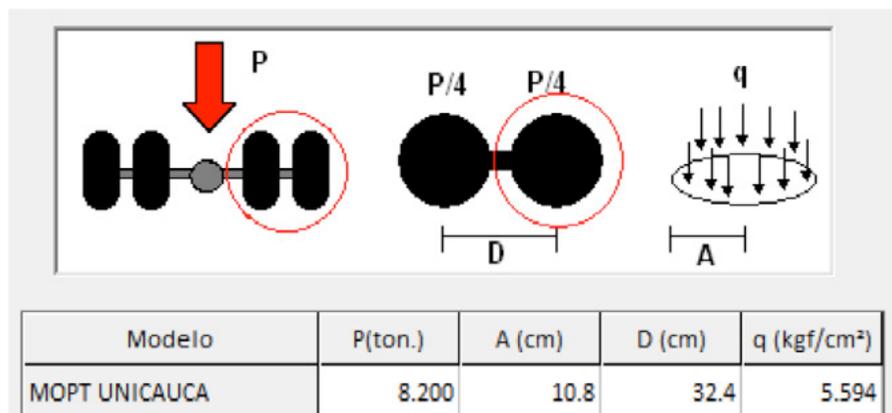
Capa Subbase Granular

De acuerdo con la Gráfica de la figura 7.13, los 2cm subyacentes a la Geocelda también están bajo el efecto del confinamiento, por tanto, la capa de Subbase Granular sufre una modificación en el módulo. Aplicando la ecuación 7.6 se tiene:el efecto del confinamiento, por tanto, la capa de Subbase Granular sufre una modificación en el módulo. Aplicando la ecuación 7.6 se tiene:

$$E_{\text{mod}} = \frac{(2)(3.0)(110) + (28)(110)}{30} = 124 \text{ MPa}$$

Este será el módulo de trabajo para la modelación mediante modelos mecanicistas.

4. Modelación de la estructura con las nuevas características mediante el software WINDEPAV.



▲ Figura 7.22 | Elección del modelo a analizar (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 | Datos de entrada de la estructura reforzada con Geocelda.

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

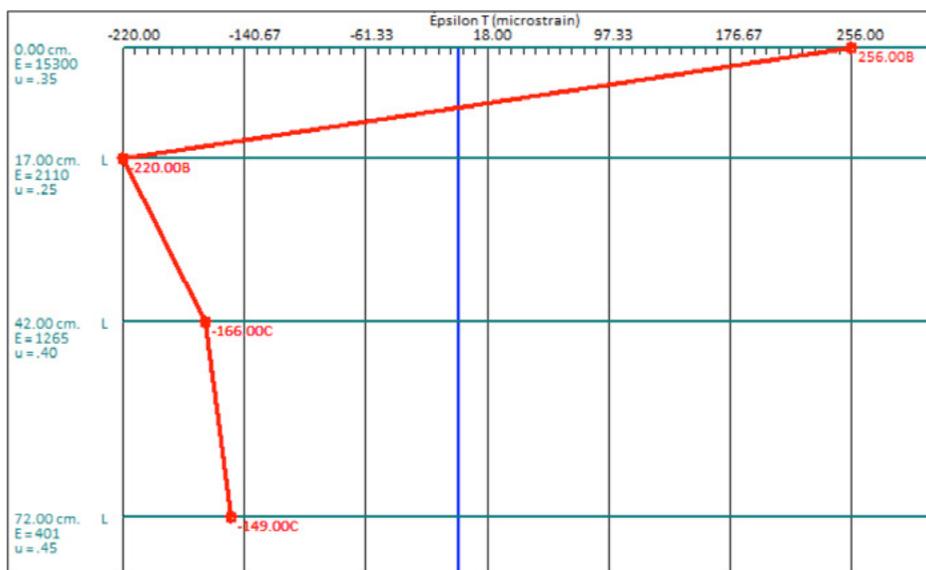
Salir y descartar los resultados

▲ Figura 7.24 | Resultados del Modelo – Estructura reforzada con Geocelda.

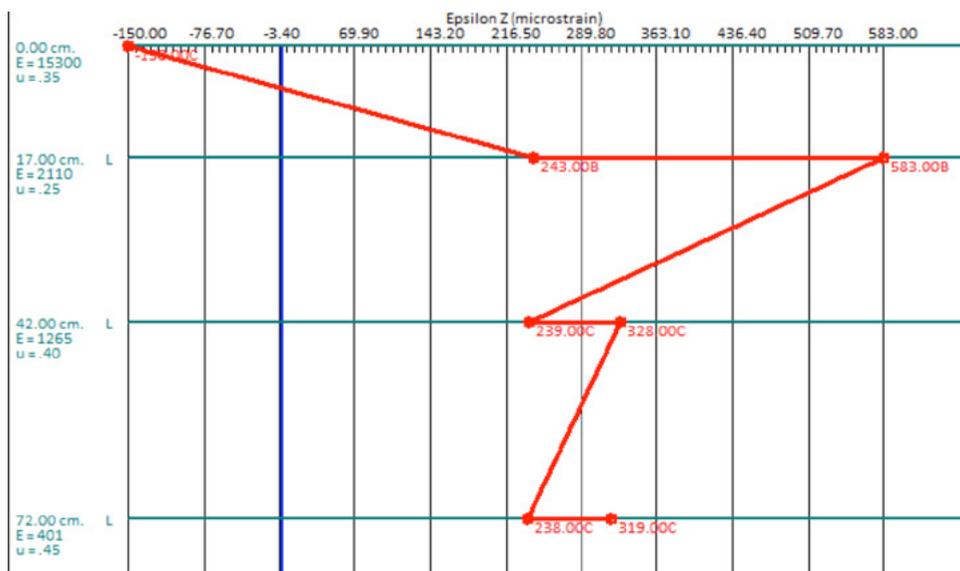
Los valores de ahuellamiento y fatiga de la estructura reforzada se presentan en la tabla 7.5.

Tabla 7.5 Valores admisibles para la fatiga y el ahuellamiento.

Criterio	Valor	Unidad	Valor
Fatiga ϵ_t	Deformación horizontal en la fibra inferior de la carpeta asfáltica	m/m	220E-6
Ahuellamiento ϵ_z	Deformación vertical a nivel de subrasante	m/m	319E-6



▲ Figura 7.25 | Gráfica ϵ_t en la estructura de pavimento reforzada.



▲ Figura 7.26 | Gráfica ϵ_z en la estructura de pavimento reforzada.

Debe verificarse que las condiciones de diseño, cumplan con los requerimientos mínimos de durabilidad y resistencia para garantizar el confinamiento a largo plazo, chequeando los criterios de supervivencia.

De acuerdo con las ecuaciones 7.3 y 7.4 se determinan los valores admisibles de la estructura y los valores comparativos se presentan en la tabla 7.6.

Fatiga por la ecuación de la Shell mencionada anteriormente

$$\epsilon_t = (0.856V_b + 1.08) \times S^{-0.36} \times N^{-0.20}$$

Ahuellamiento por la ecuación de Shell con la confiabilidad del 95%,

$$\epsilon_z = 1.79E^{-2} \times N^{-0.25}$$

De lo anterior, la estructura reforzada cumple con los requerimientos del tráfico esperado. Adicionalmente, se hace un comparativo entre los valores de la estructura reforzada con Geocelda y la estructura tradicional en términos de deformaciones máximas, ver tabla 7.5 y 7.6.

Tabla 7.6 Valores admisibles para la fatiga y el ahuellamiento.

Criterio	Unidad	Estructura Tradicional	Estructura Con Geocelda	Valores Admisibles
Fatiga ϵ_t	m/m	212E-6	220E-6	223 E-6
Ahuellamiento ϵ_z	m/m	246E-6	319E-6	348 E-6

En cuanto al tránsito se tienen los valores de la Tabla 7.7.

Tabla 7.7 Comparación del Tránsito

Criterio	Unidad	Cálculo del Tránsito con la Geocelda	Tránsito de Diseño	Observaciones
Fatiga ϵ_t	m/m	7'515,264	7'039.780	Cumple
Ahuellamiento ϵ_z	m/m	9'914.011	7'039.780	Cumple

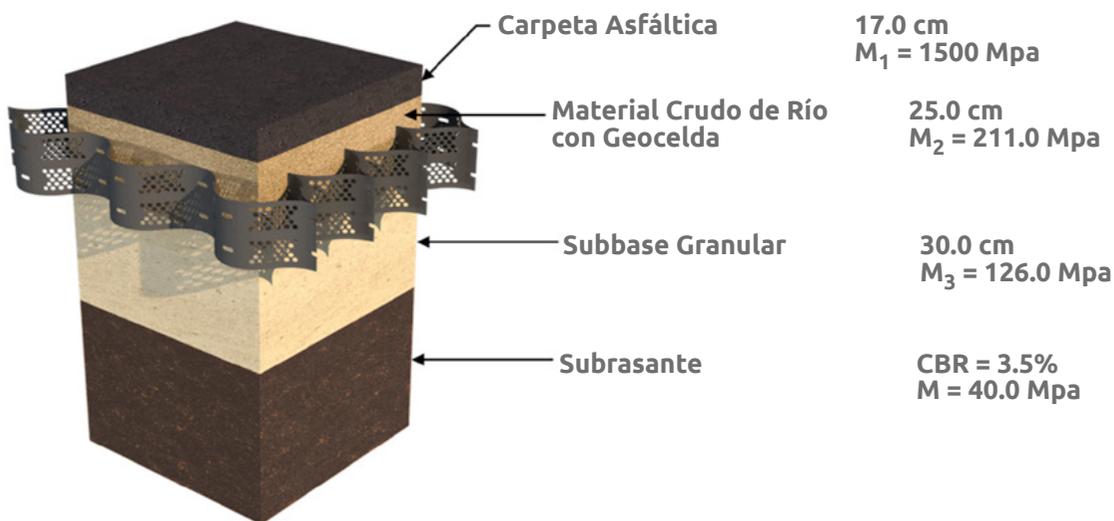
De acuerdo con el análisis comparativo de las alternativas propuestas, la alternativa con Geocelda resulta más económica y por tanto se escoge para el desarrollo del proyecto, quedando la estructura de la siguiente forma:

Tabla 7.8 Estructura reforzada con Geocelda

Capa	Espesor (cm)	Módulo (Kg/cm ²)	Módulo (Mpa)
Concreto asfáltico	17	15296	1500
Base Granular	25	2110	210
Subbase Granular	30	1265	126
Subrasante	-	401	40

Los espesores optimizados son:

- 🟢 1cm de carpeta asfáltica equivalente al 5.5%
- 🟢 5 cm de base granular que se reemplazó por un material disponible en la zona del proyecto, equivalente al 16.6%
- 🟢 10 cm de subbase granular, equivalente al 25%



▲ Figura 7.27 | Solución de la estructura reforzada con Geosintéticos.

7.5 Procedimiento constructivo

Para que el desempeño de la Geocelda sea el adecuado y su vida de servicio sea la esperada, desde la etapa de diseño como en la etapa de construcción, se deben contemplar variables importantes en el proceso constructivo para que la aplicación del Geosintético sea exitosa.

A continuación, se explicará brevemente una guía de instalación de la Geocelda y recomendaciones a partir de las posibles variables que se tengan para que el proceso constructivo sea eficiente.

Paso 1: Determinación de la superficie de apoyo de la Geocelda

Es importante diferenciar la superficie donde se va a apoyar la Geocelda a nivel de refuerzo de la estructura de pavimento, podrá ser sobre un material granular remanente (estructura granular existente), Subbase Granular, Base Granular, Bases estabilizadas, entre otras, ó a nivel de la Subrasante donde la Geocelda se debe instalar sobre un Geotextil.

Paso 2: Elección de Geotextil de separación

Es importante incluir en el diseño un Geotextil de Separación para evitar la contaminación y migración del material granular. La elección de incluir un Geotextil Tejido o No Tejido, es básicamente por la presencia de nivel freático de la zona del proyecto, en caso de presentarse se recomienda incluir un Geotextil No Tejido que cumpla con el diseño presentado en el capítulo 5 de este manual de diseño y en caso de que no se presente se recomienda emplear el Geotextil Tejido.



▲ Imágen 7.1 | Extensión Geotextil de separación. Autovía Neiva Girardot, Colombia.

Paso 3: Instalación de elementos de soportes para extensión del panel

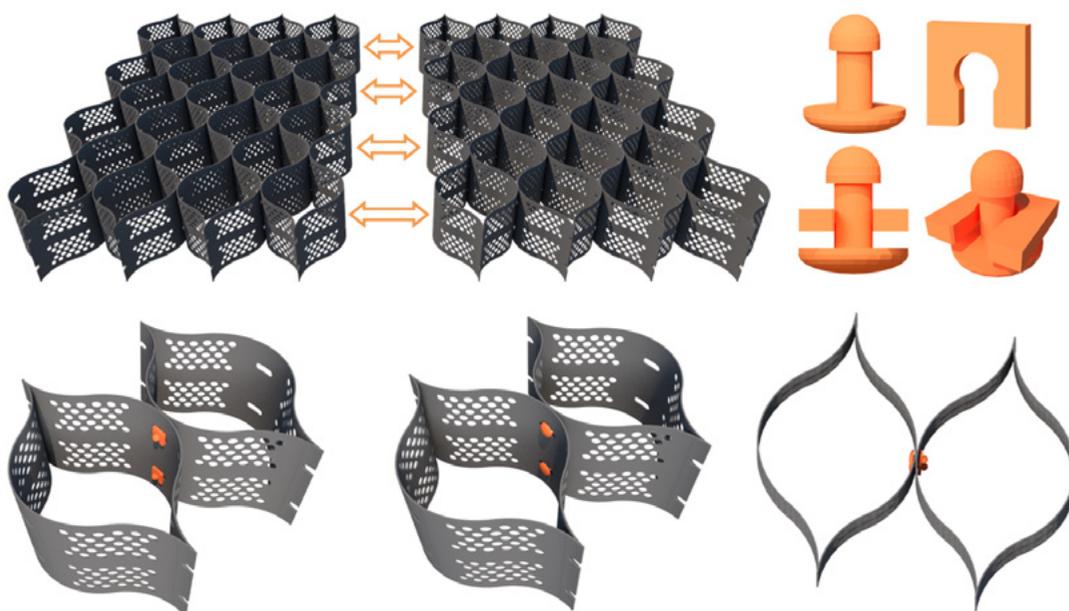
Se deben incluir varillas o estacas de diámetro 10mm – 12mm y largo 30cm – 40cm para instalarlas en el sentido longitudinal de la vía, de tal manera que sirvan de soporte en el momento de abrir el panel.



▲ Imágen 7.2. | Varillas de soporte para la instalación de la Geocelda.

Paso 4: Equipos y elementos para unión de paneles

Se cuentan con dos alternativas para la unión de paneles, la primera con grapadora neumática y el equipo necesario para su funcionamiento (compresor, mangueras, abrazaderas y planta eléctrica en algunos casos) y la segunda mediante pines conectores fabricados del mismo material HDPE y altamente resistentes, los pines conectores desarrollados por WAVIN son de color naranja para que visualmente se identifique de manera fácil la unión de los paneles.



▲ Imágen 7.3 | Unión de paneles mediante pines conectores.

Paso 5: Extensión Paneles de Geoceldas para vías

Para vías, las Geoceldas más empleadas son las de altura de 12cm y 15cm, dependiendo de la aplicación y de la ubicación, el diseñador elegirá el tipo de Geocelda a emplear.



▲ Imágen 7.4 | Extensión Geocelda de confinamiento Celular. Autovía Neiva Girardot, Colombia.

Paso 6: Material de lleno de la Geocelda

El material de lleno de la Geocelda puede ser arena, subbase granular, base granular, afirmado y reciclado del asfalto.



▲ Imágen 7.5 | Material de lleno mezcla de RAP y material granular. Autovía Neiva Girardot, Colombia.

Paso 7: Equipos de extensión y compactación

Se emplean los equipos convencionales de extensión, nivelación y compactación de construcción de pavimentos.



▲ Imágen 7.6 | Equipos para extensión y compactación. Autovía Neiva Girardot, Colombia.

Paso 8: Extensión y compactación de la carpeta asfáltica – Vía Pavimentada

En una vía pavimentada se realiza la extensión y compactación del asfalto después de instalar la capa de material granular reforzada con Geocelda.



▲ Imágen 7.7 | Extensión Concreto Asfáltico. Autovía Neiva Girardot, Colombia.

7.6 Bibliografía

- ◆ 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

PAVIMENTACIÓN Y
Repavimentación

Uno de los campos de aplicación que ha tenido un mayor grado de desarrollo en la ingeniería vial, es el uso de Geosintéticos en obras tales como construcción y rehabilitación de pavimentos. Del correcto entendimiento sobre las propiedades de este tipo de materiales, de su aplicación, instalación, funciones a desempeñar, beneficios e incluso las mismas limitaciones que poseen, en buena parte dependerá el éxito que estos puedan tener, brindando de esta forma **ahorros sustanciales en el mantenimiento de las obras viales que se ejecuten.**

Principalmente el uso de Geotextiles y Geomallas en contacto con mezclas asfálticas, para el mantenimiento y rehabilitación de estructuras de pavimento flexible, será el tema principal alrededor del cual se desarrolle el contenido del presente capítulo; no obstante, algunos temas relacionados con pavimentos rígidos serán tratados.

8.1 Antecedentes

Garantizar el buen estado de los pavimentos, bajo condiciones de servicio económicas, seguras y confortables dentro del periodo de vida útil para el cual fueron diseñados, e incluso, mantenerlos en buen estado el mayor tiempo posible después de terminado dicho periodo, ha sido una permanente preocupación por parte de las entidades públicas encargadas de ejecutar, mantener y rehabilitar a nivel nacional e internacional estas estructuras. Los ensayos realizados sobre nuevos materiales que racionalicen de alguna manera los costos de mantenimiento y rehabilitación que la estructura de pavimento requiere, han traído nuevos horizontes. Con el desarrollo de los Geosintéticos, los investigadores han hecho un aporte significativo a la ingeniería, aclarando el desempeño de estos, en aplicaciones específicas dentro de la construcción nueva, rehabilitación o mantenimiento de los pavimentos.

A finales de la década de los sesenta, en el departamento de transporte de California, Caltrans, se comienza a experimentar con los Geotextiles, teniendo en cuenta que la principal función con la que estos deberían cumplir, era la de evitar la reflexión o calcado de grietas, reemplazando a sistemas tradicionales tales como las bases de gradación abierta. Después de casi dos décadas de ensayos en campo, laboratorio y estudios, se logró cuantificar el beneficio de los Geotextiles en los proyectos de repavimentación; estos se han venido utilizando casi rutinariamente a lo largo y ancho de la Unión Americana y de Europa.

Por otro lado, para un desarrollo más reciente a nivel mundial en tecnología de pavimentos para refuerzo de carpetas asfálticas, buscando minimizar los costos de mantenimiento, se ofrece el uso de Geomallas de Fibra de Vidrio, cuya finalidad es la de reforzar las capas bituminosas, lo cual incrementa la resistencia a la fatiga y retarda la aparición y reflejo de las fisuras en superficie de rodadura.

En resumen, los Geosintéticos entre las capas asfálticas (Geomallas de Fibra de Vidrio y Geotextiles de Repavimentación), son usados dependiendo de su función, como una barrera impermeable, una intercapa para amortiguación de esfuerzos, una provisión de refuerzo a la tensión y/o como una interfase para el control de reflexión de fisuras.

En Latinoamérica desde hace varios años, el uso de los Geosintéticos (Geomallas de Fibra de Vidrio y Geotextiles para Repavimentación) en pavimentación, se ha convertido en una de las alternativas más aceptadas para realizar estos trabajos, como complemento del habitual riego de ligante asfáltico sobre la superficie envejecida y posterior colocación de la nueva carpeta de rodadura.

8.2 Categorías de daños en pavimentos flexibles

Los daños que presenta una estructura de pavimento flexible pueden clasificarse principalmente en cuatro categorías, añadiendo una quinta correspondiente a otros daños:

1. Fisuras.
2. Deformaciones.
3. Pérdida de capas estructurales.
4. Daños superficiales.

Tabla 8.1 Categorías de daños de pavimentos flexibles

Categoría	Deterioros
Fisuras	Fisuras longitudinales y transversales Fisuras en juntas de construcción Fisuras por reflexión de juntas Fisuras en media luna Fisuras de borde Fisuras en bloque Fisuras por piel de cocodrilo Fisuras por deslizamiento de capas Fisuración incipiente
Deformaciones	Ondulaciones Abultamiento Hundimiento Ahuellamiento

Categoría	Deterioros
Pérdida de capas estructurales	Descascaramiento Baches Parche
Daños superficiales	Desgaste superficial Pérdida de agregado Pulimiento de agregado Cabezas duras Exudación Surcos
Otros Daños	Corrimiento vertical de la berma Separación de la berma Afloramiento de finos Afloramiento de agua

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 2006. De igual manera, los deterioros mencionados se encuentran enmarcados dentro de dos grandes clasificaciones: Estructurales y En superficie [A. Montejo Ingeniería de pavimentos, Tomo 2 Ed.3, Universidad Católica de Colombia].

8.2.1 Deterioros de tipo estructural

Corresponden a aquellos defectos originados por la falla estructural del pavimento, ya sea en subrasante, capas granulares y/o capas asfálticas.

Cuando el tránsito y los factores climáticos solos o en conjunto generan que se exceda la capacidad del paquete estructural para resistir elásticamente los esfuerzos impuestos o, que las deformaciones sean tan elevadas que provocan la fatiga de los materiales afectando sus características mecánicas, se genera la insuficiencia estructural del pavimento y se presentan deformaciones y fisuramientos.

Dentro de los deterioros comunes causados por una falla estructural se evidencian: ahuellamientos y otras deformaciones estructurales, fisuras longitudinales por fatiga, piel de cocodrilo y baches, entre otros.

En este caso es necesaria la colocación de un refuerzo como aporte estructural sobre la estructura antigua. En casos en los que la severidad de las fisuras no está evolucionada (severidad baja), la colocación de un elemento de transición que evite el reflejo de fisuras en superficie, es una de las maneras de completar la solución para este tipo de patologías.



▲ Imagen 8.1 | Piel de cocodrilo.



Imagen 8.2 | Piel de cocodrilo acompañada de ahuellamiento (der.) Severidad alta.¹



▲ Imagen 8.3 | Fisura Longitudinal.²



▲ Imagen 8.4 | Ahuellamiento.

8.2.2 Deterioros en superficie

Corresponden a aquellos defectos que ocurren en la rodadura, visibles en la superficie y originados por fallas de la capa asfáltica pero no de tipo estructural. Estos afectan principalmente la funcionalidad del pavimento en términos de confort, ruido y seguridad.

Dentro de los deterioros comunes en superficie pueden mencionarse: fisuras longitudinales de junta de construcción, fisuras de contracción térmica o en bloque, fisuración incipiente, pulimento 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, cabezas duras y exudación.

Este tipo de fallas funcionales pueden salvarse mediante colocaciones de capas asfálticas de muy bajo espesor y bajo aporte estructural al paquete, sin olvidar la aplicación de técnicas constructivas o elementos de transición que controlen el reflejo de las fisuras existentes en la superficie nueva.



▲ *Imagen 8.5 | Fisuras en bloque.*³



▲ *Imagen 8.6 | Cabezas duras con fisuras.*

Fallas en superficie como descascaramiento y fisuración por deslizamiento de capas, hacen parte de los deterioros en superficie, pero requieren tratamientos adicionales a la colocación de una capa asfáltica nueva.



▲ *Imagen 8.7 | Descascaramiento.*³



*Imagen 8.8 | Fisuración por deslizamiento de capas.*³

³ Manual de Inspección de pavimentos flexibles UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA E INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS.

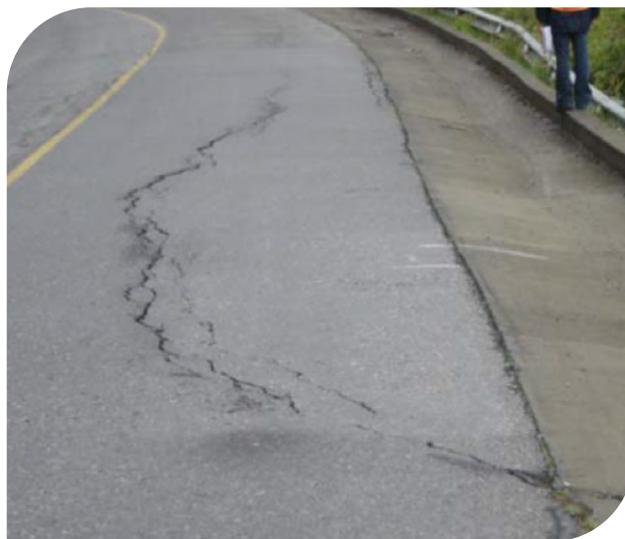
8.2.3 Otros deterioros

Corresponden a aquellos defectos en los que dentro de las causas que los originan, participan fallas no directamente asociadas a la estructura de pavimento, pero si a defectos de estructuras aledañas o fallos geotécnicos adyacentes.

Este es el caso de deterioros como fisuras en media luna, fisuras de borde, separación o corrimiento de berma, en los que inestabilidades de banca, fallas de talud, falta de confinamiento lateral de la estructura y/o ausencia de estructuras de contención, hacen parte de las causas.



▲ Imagen 8.9 | Fisura de borde.



▲ Imagen 8.10 | Fisuración en media luna.⁴

8.3 Fisuras en superficie

La aparición de fisuras en la superficie de los pavimentos flexibles es un tema que debe ser tratado con especial cuidado, dado que son el principal indicativo o indicio de su falla.

A través de las fisuras penetra el agua dentro de la estructura, generando a su paso diferentes problemas en cada capa. En capas asfálticas, el agua debilita la adherencia entre el asfalto y el agregado de la mezcla, oxida el asfalto dado su contenido de oxígeno y adicionalmente, deteriora la unión entre capas generada por el riego de liga y la imprimación. Al llegar a capas granulares (base y subbase), la presencia de agua con dificultades para ser drenada, limita la capacidad del granular para resistir cargas aplicadas rápida y continuamente, lo que se traduce en una baja capacidad de soporte de la

⁴ Manual de Inspección de pavimentos flexibles UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA E INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS.

estructura. En subrasante, el efecto del agua puede llegar a ser aún más perjudicial, especialmente si es de tipo arcilloso, dada su baja capacidad de soporte al estar saturada.

Es claro, que los medios a través de los cuales puede ingresar agua al pavimento, diferentes a las fisuras en superficie, pueden ser diversos, y por ello, la estructura debe estar diseñada para trabajar en su presencia, de tal manera, que el agua que logre atravesar la rodadura, sea evacuada rápidamente. Una estructura de pavimento actuando bajo condiciones no drenadas, tendrá una capacidad de soporte muy baja si no está diseñada para ello, especialmente cuando son construidas en zonas de alta precipitación. Un pavimento bien drenado dura aproximadamente el doble que un pavimento mal drenado [Christofer and McGuffey, 1997].

Las fisuras como consecuencia de fatiga, retracción y envejecimiento del concreto asfáltico, corresponden a patologías comúnmente observadas al examinar visualmente un pavimento flexible. Por otro lado, pero no menos importante, la reflexión de fisuras de capas subyacentes presente en pavimentos ya rehabilitados o incluso, en rodaduras de pavimentos no intervenidos aún, debido a la fisuración de bases estabilizadas con cemento, por ejemplo, corresponden a retos severos de la ingeniería de pavimentos.

8.3.1 Fisuras por fatiga

La fatiga del concreto asfáltico como capa de rodadura del pavimento, es uno de los principales criterios de falla por analizar dentro de la metodología de diseño racional.



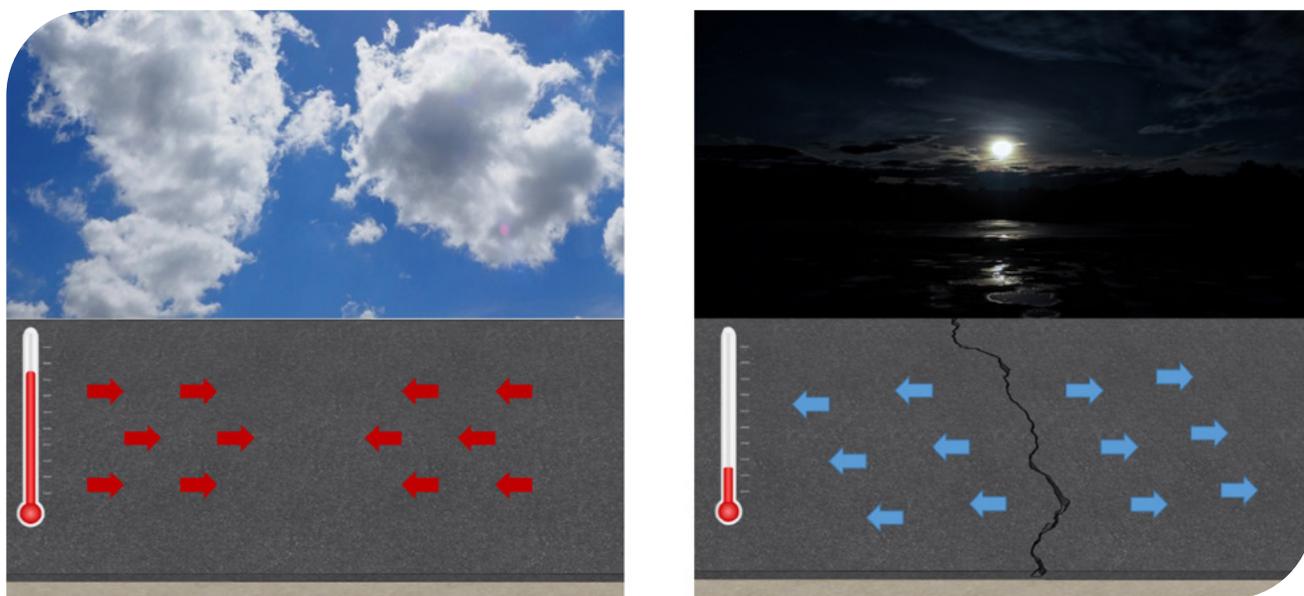
▲ Imagen 8.11 | Esquema de fisura por fatiga.

Las cargas del tráfico provocan la flexión de la capa bituminosa induciendo esfuerzos de tensión en la parte inferior de la misma, que bajo acción repetida llegan a generar una deformación horizontal tal que sobrepase los límites admisibles y genere la fisura en dirección ascendente también llamada bottom-up cracking.

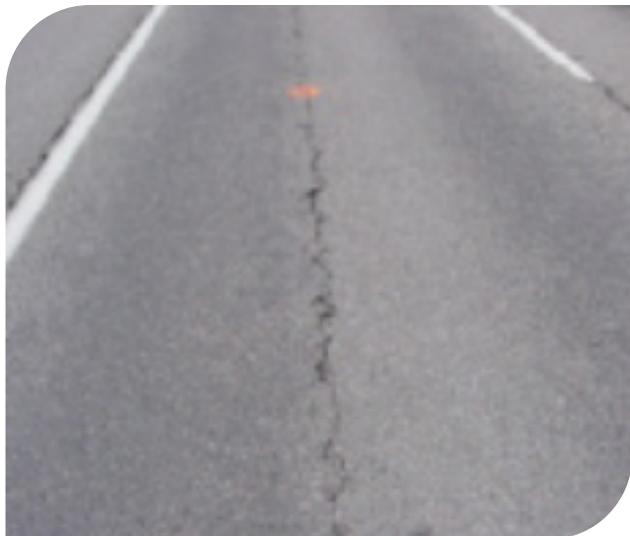
8.3.2 Fisuras por retracción

Los esfuerzos de contracción que sufre desde su superficie el concreto asfáltico debido a gradientes térmicos frecuentes, es decir, variaciones constantes de temperatura, originan principalmente este tipo de grietas. El aumento de temperatura hace que la mezcla asfáltica pierda rigidez, pero cuando las temperaturas bajan se generan tensiones en la superficie de la rodadura por fuera de los límites admisibles, generando las fisuras por retracción de manera descendente llamadas técnicamente top-down cracking.

El Top-down también puede presentarse debido a tensiones superficiales originadas por vehículos pesados con altas presiones de inflado.



▲ Imágenes 8.12 | Esquema de fisura por gradiente térmico.



▲ Imagen 8.13 | Fisura longitudinal.⁵



▲ Imagen 8.14 | Núcleo con top-down cracking.

8.3.3 Fisuras por envejecimiento

La combinación de los efectos de temperatura y humedad es el factor que origina el envejecimiento de la mezcla asfáltica. La acción del aire y el agua oxidan el asfalto dado su contenido de oxígeno, haciéndolo aumentar su rigidez y en consecuencia haciéndolo cada vez menos capaz de absorber tensiones. Si sumado a ello se presentan efectos de contracción por cambios de temperatura, el resultado será la aparición de fisuras en superficie.

8.3.4 Fisuras por reflexión

Si la capa asfáltica de repavimentación se aplica sobre una capa fisurada sin un tratamiento previo, los movimientos horizontales, verticales o ambos de las fisuras o grietas existentes, serán los causantes de la propagación de las fisuras hasta la superficie afectando la nueva capa asfáltica; a este fenómeno se le conoce como reflexión o calcado de grietas. Este efecto también se presenta en pavimentos semi-rígidos cuando una capa estabilizada con cemento se fisura y estas se propagan a la superficie.

Los movimientos horizontales mencionados se deben a las contracciones ocurridas en las capas fisuradas por el descenso de temperatura, efecto que genera tensiones en la nueva capa. Los movimientos verticales se presentan al paso de los vehículos pesados de uno y otro lado de la fisura, lo cual genera esfuerzos cortantes en la capa recientemente construida.

La Guía de Diseño AASHTO 2002 presenta una ecuación que predice en función del tiempo y el espesor

⁵ La Fisuración en pavimentos asfálticos y sus mecanismos de deterioro. UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA, CHILE. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA, ESPAÑA.

de la capa asfáltica de refuerzo, la evolución del reflejo de las fisuras existentes en el pavimento deteriorado a través de la capa de refuerzo.

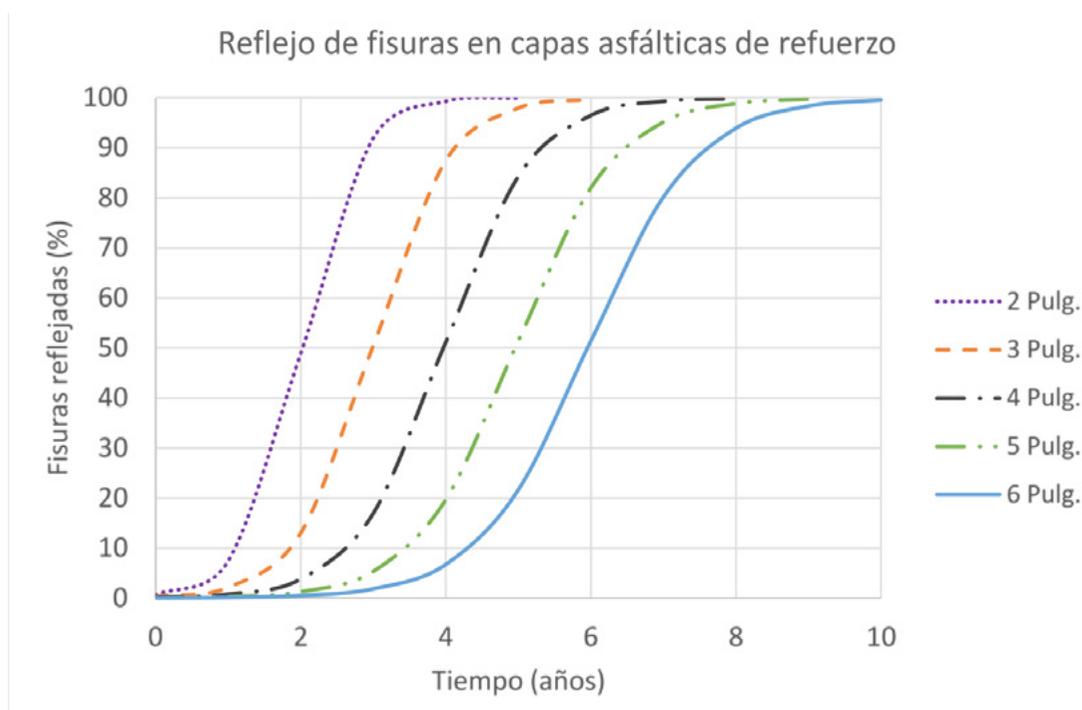
$$RC = \frac{100}{1 + e^{a+bt}} \quad (\text{Ec. 8.1})$$

RC = Porcentaje de fisuras reflejadas (%)

a = Parámetro de ajuste = $3.5 + 0.75h$

b = Parámetro de ajuste = $-0.688584 - 3.37302 h^{-0.915469}$

h = Espesor de sobrecarpeta asfáltica (pulgadas)



▲ Gráfico 8.1 | Reflejo de fisuras existentes en capas asfálticas de refuerzo de acuerdo a Ecuación de Guía de diseño AASHTO 2002.

De acuerdo a la teoría empírica mencionada en la Guía Metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos de carreteras del instituto Nacional de Vías, 2da Ed. 2008, una fisura se refleja a una tasa de 1 pulgada por año a través de una capa bituminosa densa.

Para el caso de pavimentos rígidos con sobre-carpeta asfáltica, el porcentaje de fisuración reflejada aumentará a una mayor tasa que en un pavimento flexible, siendo más dramático el caso en aquellos en los que es pobre la transferencia de carga.

8.4 Sistemas anti-reflexión de fisuras con Geosintéticos

Involucrar productos Geosintéticos dentro de las capas asfálticas de la estructura de pavimento nuevo o dentro de una rehabilitación con alcance funcional (restauración) o estructural, es una práctica que hace parte de diversas alternativas aceptadas, aunque con mayor acogida para el segundo de los casos mencionados. Relaciones beneficio- costo altas, hacen factible y conveniente económicamente, el uso de sistemas anti-reflexión o también llamados de interposición, que incluyan Geosintéticos dentro de su composición.

En un muy bajo porcentaje de eventos, un sellado de grietas previo a la colocación de una nueva capa asfáltica de rodadura, ha sido una solución duradera; por el contrario, un pobre manejo de las fisuras antes de una repavimentación, origina elevados costos de mantenimiento a corto plazo por concepto de nuevo sello de fisuras y parcheo, adicional a la obstrucción del tráfico.

Principalmente, el uso de Geosintéticos dentro de capas bituminosas se propone cuando se busca evitar, disminuir o debilitar el reflejo de fisuras, ya que estos al ser elegidos e instalados de manera correcta, distribuyen esfuerzos de manera uniforme, absorben parcialmente la energía de propagación y hacen lento y difícil el efecto de reflexión.

Las funciones principales de los Geosintéticos dentro de los sistemas para el control de fisuras son:

1. Reforzar.
2. Resistir deformaciones elevadas.
3. Impermeabilizar.

Se debe tener en cuenta que con uno solo de ellos NO se pueden obtener las tres funciones, sin embargo existe la opción de combinarlos.

Actualmente existen sistemas de retardo y anti-reflejo de fisuras, dentro de los cuales se pueden encontrar:

1. **Geotextiles de polipropileno para repavimentación:** Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas saturados con asfalto para casos en donde las grietas no sean por fallas estructurales. Geotextiles normalizados en el Artículo 464 de las Especificaciones Generales de Construcción del Instituto Nacional de Vías 2013, Colombia. Norma AASHTO M288-17.

En países en donde la normativa exija Geotextiles para repavimentación con puntos o temperaturas

de fusión superiores a 150°C, se recomienda emplear Geotextiles fabricados en poliéster.

2. **Geomallas de Fibra de Vidrio:** Combinación de Geomalla Biaxial de Fibra de Vidrio con revestimiento asfáltico, en casos donde se presente fisuras con severidad alta.
3. **Geomallas de poliéster:** Geomallas Biaxiales tejidas de poliéster impregnadas generalmente con sustancia bituminosa para el control del reflejo de fisuras.
4. **Combinación de Geomalla y Geotextil NT:** combinación de Geosintéticos para un más amplio rango de beneficios controladores de fisuración, no necesariamente con contacto entre ellos.
5. **Membranas Intercapa absorbentes de esfuerzos:** más conocidas como SAMI por sus siglas en inglés, son tratamientos superficiales con ligantes de asfalto caucho o modificados con polímeros o, con inclusión de Geotextiles saturados con asfaltos modificados.
6. **Sellos de arena-asfalto y sellos de asfaltos modificados:** en procesos de agrietamiento incipiente.
7. **Capas de alivio:** mezclas asfálticas en caliente con elevada proporción de vacíos con aire.

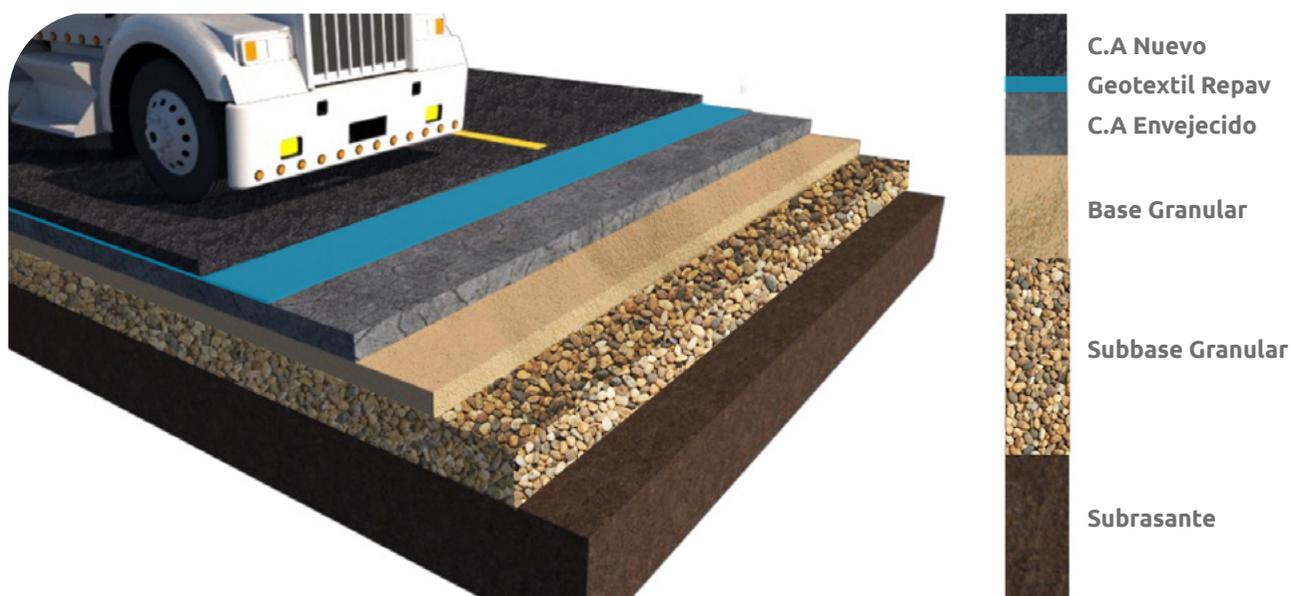
Para escoger entre las opciones mencionadas anteriormente, es necesario llegar a una aproximación de ingeniería para cada problema específico, la cual debe incluir los siguientes ítems:

- a. Identificación del problema.
- b. Evaluación de los factores y mecanismos involucrados.
- c. Análisis de las posibles soluciones y sus respectivas limitaciones.
- d. Posibilidades en términos de la efectividad de cada solución versus los costos que acarrea.
- e. Análisis del proyecto y las consideraciones constructivas.

Pero aparte de esto, se debe mantener en la mente que el momento propio para comenzar con las construcciones de un sistema que retarda la aparición de grietas, es indudablemente durante las primeras etapas de aparición de estas, cuando apenas se vislumbran fisuras de líneas delgadas en el pavimento. En este punto, apenas poca agua se ha infiltrado a través de la estructura como para ablandar y debilitar el suelo de la subrasante.

8.4.1 Geotextil No Tejido de polipropileno para repavimentación

Usados para prevenir o reducir el calado de grietas, la aparición de grietas del tipo piel de cocodrilo y otras fisuras que afectan funcionalmente el pavimento.



▲ Imagen 8.15 | Repavimentación con Geotextil No Tejido – Repav.

Las dos funciones básicas que cumple el Geotextil saturado con asfalto son:

8.4.1.1 Barrera Impermeabilizadora

A pesar de que el concreto asfáltico ha sido sometido a un proceso de compactación y que su relación de vacíos es muy baja, hay que considerársele como un elemento permeable, a través del cual se infiltrará un gran porcentaje del agua superficial que podrá llegar a las capas granulares y a la subrasante, ablandándolas y afectando sus parámetros de resistencia y deformación. Otros efectos igualmente adversos generados por el agua, son el incremento de presiones de poros que reduce los esfuerzos efectivos del suelo y el efecto “prensa” que hace disminuir la disipación de los esfuerzos producidos por cargas de tráfico a través de las capas granulares, siendo estos transmitidos a la subrasante directamente por el agua que se encuentra entre las partículas de suelo. Con el fin de evitar las situaciones anteriores, es necesaria la colocación de una barrera impermeable que detenga el proceso de infiltración, prolongando la vida útil del pavimento, disminuyendo los costos de mantenimiento y posponiendo un nuevo proceso de repavimentación.

Tal barrera deberá estar conformada por un Geotextil No Tejido, especial para aplicaciones de pavimentación y repavimentación, que servirá como medio para albergar una cantidad determinada de asfalto residual hasta lograr su saturación, además de una cantidad adicional para permitir la adhesión del Geotextil a la superficie antigua (capa asfáltica inferior) y a la nueva capa de rodadura.

La cantidad de cemento asfáltico a utilizar es uno de los puntos donde se debe tener un mayor cuidado.

Una de las normas constructivas internacionales para repavimentación, (Task Force 25, compuesta por la AASHTO, la AGC y la ARTBA) que ha tenido la mayor aceptación por parte de los ingenieros viales en todo el mundo, exige que como mínimo la cantidad de cemento asfáltico para saturar el Geotextil debe ser de 0.9 L/m^2 , esta es una de las razones por las cuales el Geotextil a usarse debe ser un No Tejido punzonado por agujas, que gracias a su espesor y porosidad, le permiten alojar tal cantidad de asfalto.

Se deben considerar otros factores adicionales para determinar la cantidad adecuada del cemento asfáltico o ligante a usarse, en donde principalmente, se contemplan el estado de porosidad del concreto asfáltico antiguo.

Una cantidad insuficiente de ligante podría causar que el Geotextil no se sature totalmente, perdiéndose el efecto de impermeabilidad o puede que, la adhesión entre el Geotextil y las capas de concreto asfáltico no sean suficiente, originando tiempo después una superficie potencial de falla por deslizamiento. Una cantidad excesiva de ligante originará un posible problema de exudación de asfalto.

8.4.1.2 Membrana Amortiguadora de Esfuerzos

Cuando una capa de repavimentación es colocada sobre la superficie antigua, los esfuerzos generados por agrietamiento en la capa de concreto asfáltico antigua, pueden ser transmitidos hacia la nueva capa de repavimentación, originando un fisuramiento por reflexión temprana.

Al instalar un Geotextil para repavimentación entre las capas de concreto asfáltico nueva y vieja, se retarda el agrietamiento por reflexión, porque esta actúa como una capa flexible de espesor suficiente que absorbe esfuerzos de tensión tangenciales entre la capa de pavimento antiguo y la capa de pavimento nuevo, permitiendo movimientos leves dentro de la intercapa del Geotextil, sin tensionar la nueva capa de repavimentación en concreto asfáltico.

De esta forma se prolonga la vida de servicio de las capas repavimentadas. Los Geotextiles No Tejidos saturados con asfalto tienen un módulo de elasticidad bajo y absorben las deformaciones sin transferirlas.

El Geotextil para Repavimentación alivia parcialmente la transferencia de esfuerzos inducidos por el tráfico en la cercanía de las grietas, actuando como una capa aliviadora de esfuerzos. La presencia del Geotextil saturado protege a la capa de base de los esfuerzos cortantes generados por las cargas generadas por el tráfico y de aquí que sea tolerado mayor rango de deformaciones verticales e incluso

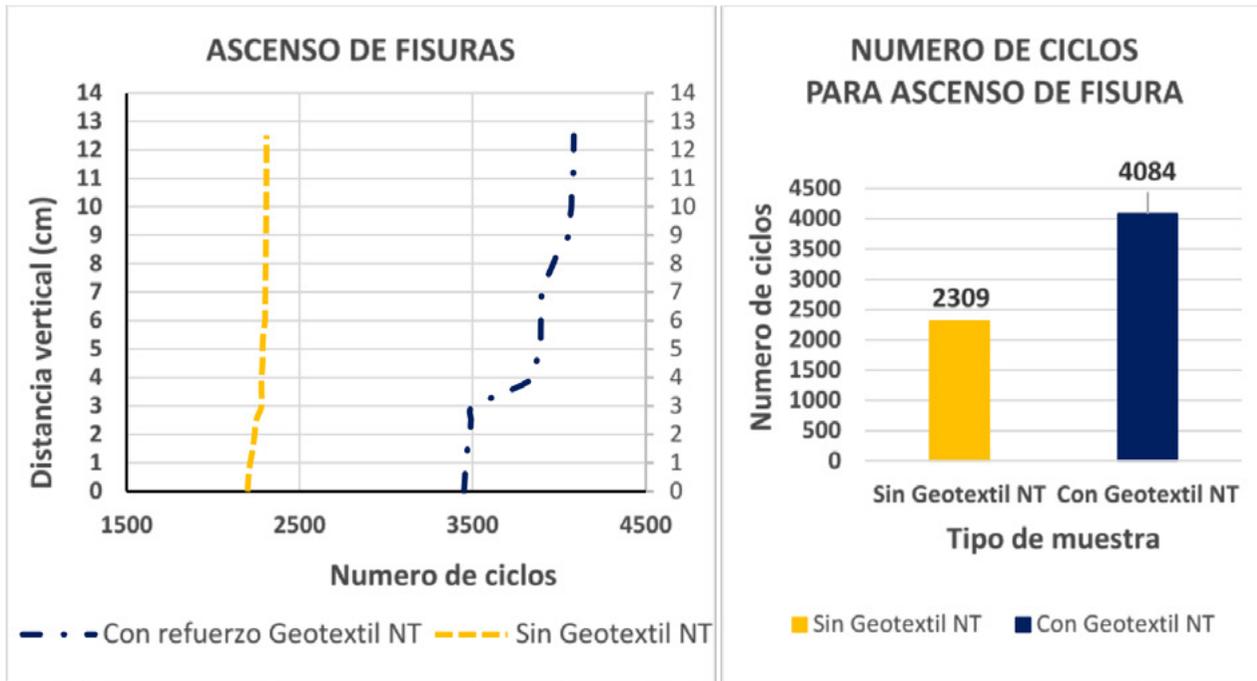
de deflexiones. De estudios realizados, se ha concluido que las 2/3 partes del alivio de esfuerzos se debe al cemento asfáltico que satura el Geotextil y el resto es por el Geotextil que funciona como contenedor. El uso de Geotextil saturado hace menor tanto la velocidad de propagación como la abertura de las fisuras.

Al colocar una capa de repavimentación sin una intercapa de Geotextil, se está incrementando el espesor total de la estructura del pavimento, aumentándose los esfuerzos a tensión en la base del concreto asfáltico. Cuando se coloca una intercapa con Geotextil, se está generando un efecto de separación, permitiendo un desplazamiento relativo entre capas gracias a la capacidad de soportar deformaciones del Geotextil saturado con asfalto. Los esfuerzos de tensión generados, se podrán atribuir entonces al espesor individual de cada una de las capas, logrando disminuirlos.

El nivel de beneficio que una membrana amortiguadora de esfuerzo proporciona para hacer más lenta la fatiga de una capa de repavimentación, dependerá de las características de la membrana, incluyendo su módulo de elasticidad, espesor y la cantidad de modificadores del asfalto que contenga.

Tanto en la función de barrera impermeabilizadora como la de membrana amortiguadora de esfuerzos, la adherencia del Geotextil a la capa previa y posterior, debe estar asegurada para garantizar óptimos resultados.

En ensayo de laboratorio realizado por el ingeniero C.A. Moreno, se fallaron por fatiga a flexión especímenes asfálticos en forma de vigueta de 12.5cm de altura, sin y con un Geotextil No Tejido de Repavimentación de polipropileno saturado con asfalto, colocado justo en la mitad de la altura, para evidenciar la velocidad de propagación de una grieta ascendente. Los resultados del ensayo permiten ver que, mediante una redistribución de esfuerzos, el Geotextil ofrece resistencia al ascenso de la grieta hacia la superficie, representado en un mayor número de ciclos para su ocurrencia respecto al espécimen sin Geotextil.

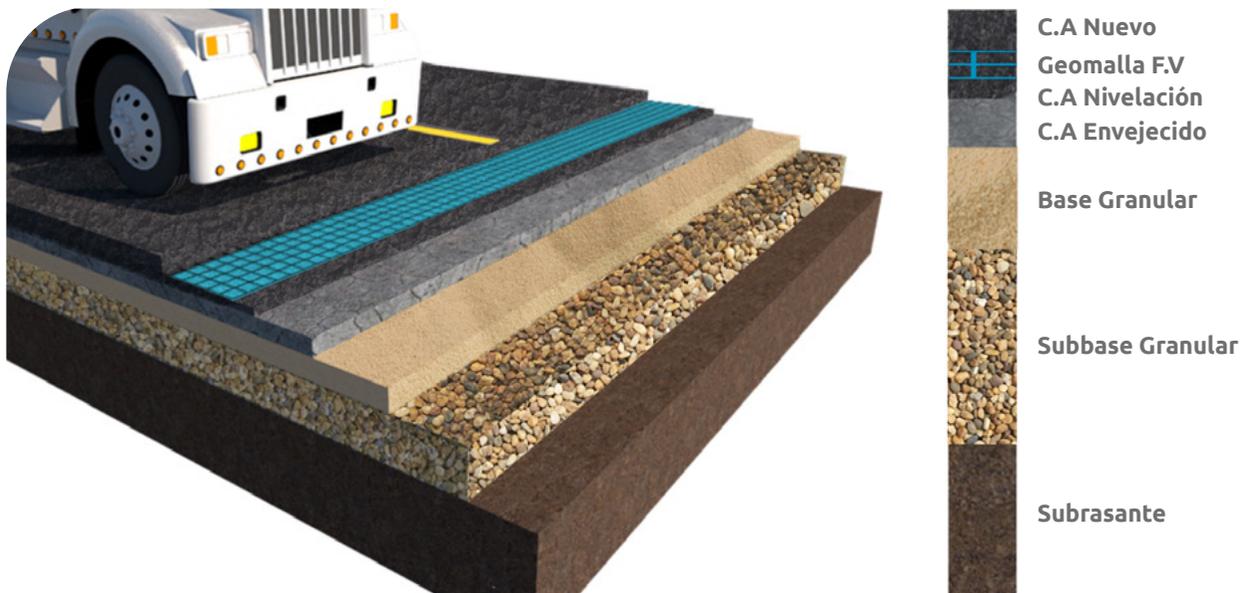


▲ Gráfico 8.2 | Ascenso de fisuras sin y con Geotextil Tejido de Repavimentación.

8.4.2 Geomallas de Fibra de Vidrio

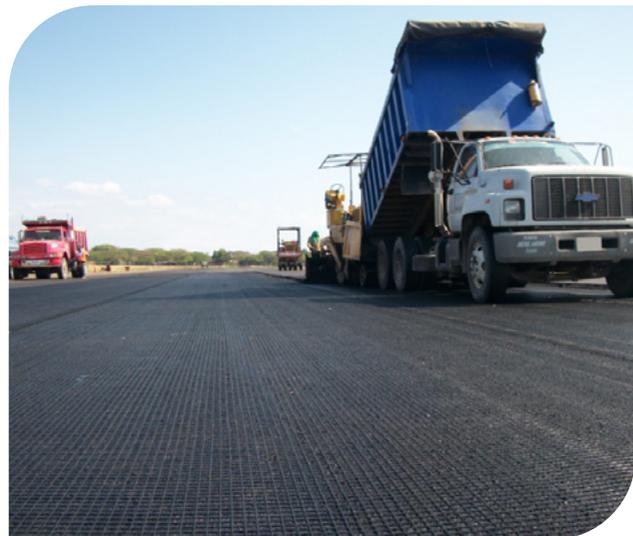
Su principal función consiste en aumentar la resistencia a la tracción de la capa asfáltica y de garantizar bajo una carga vertical, la distribución uniforme de los esfuerzos horizontales en una mayor superficie, lo cual se traduce a una carretera sin grietas por varios años.

Las Geomallas de Fibra de Vidrio, son Geomallas flexibles que se utilizan entre capas de concreto asfáltico con el fin de controlar agrietamientos por reflexión, agrietamientos por fatiga y algunas deformaciones (estas últimas no generadas por errores en el diseño de mezcla asfáltica), en pavimentaciones en carreteras de alto, medio y bajo tráfico, autopistas, aeropistas, plataformas y parqueaderos entre otros.



▲ Imagen 8.16 | Repavimentación con Geomalla de Fibra de Vidrio.

Los refuerzos de carpetas asfálticas con Geomallas de Fibra de Vidrio son ideales para los pavimentos asfálticos nuevos y rehabilitaciones, ya que debido a las propiedades mecánicas de estas Geomallas, como su alta resistencia a la tensión, alto módulo de elasticidad y baja elongación, son ideales para controlar las deformaciones horizontales en las fibras inferiores de una capa asfáltica y retardar la reflexión de fisuras en este mismo tipo de capas, disminuyendo los costos de mantenimiento e incrementando la vida útil de la estructura.



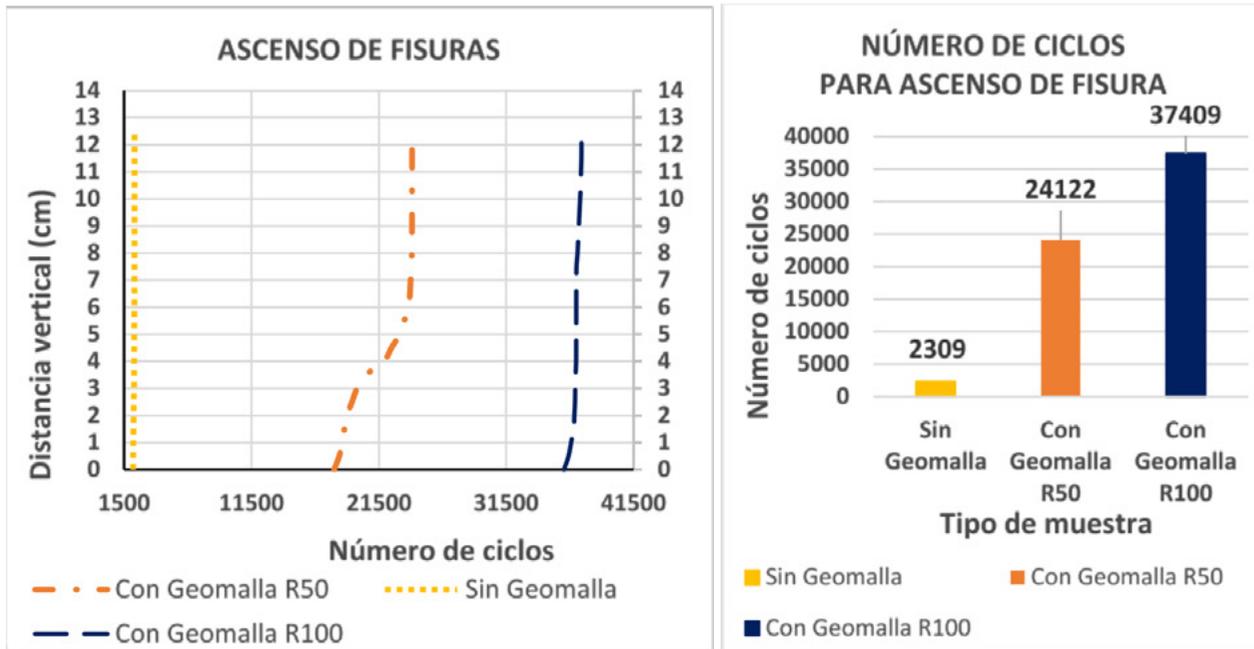
▲ Imagen 8.17 | Repavimentaciones con Geomalla de Fibra de Vidrio, Carrera 14 Armenia.
Imagen 8.18 | Pista de aeropuerto Alfonso Lopez Pumarejo Valledupar.

Las principales ventajas y beneficios de las Geomallas de Fibra de Vidrio son:

- Reducción al mínimo del agrietamiento reflexivo por esfuerzos de tensión y cambios de temperatura en las carpetas asfálticas.
- Reducción de las deflexiones de los pavimentos sujetos a grandes temperaturas ambiente e intensas repeticiones de carga.
- Aumento de la resistencia a la fatiga de las capas bituminosas.
- Aumento de vida útil de estructuras de pavimento y mayor distanciamiento entre periodos de mantenimiento.
- La estabilidad dimensional, revestimiento bituminoso y escasa fluencia de la Geomalla, favorecen mecánica y químicamente su interacción con la mezcla asfáltica.

El ingeniero C.A. Moreno, al hacer ensayos sobre la misma vigueta usada para las pruebas con Geotextil NT, pero esta vez, usando Geomallas de Fibra de Vidrio, encontró aportes significativos en cuanto al control de propagación de fisuras ascendentes. Los resultados del ensayo, nuevamente permiten ver que, mediante una redistribución de esfuerzos, las Geomallas de Fibra de Vidrio de 50kN/m y 100kN/m de resistencia a la tensión, permitieron 1,044% y 1,620% más de ciclos respecto a la muestra no reforzada, hasta la llegada de la fisura a la superficie en la vigueta de 12.5cm de altura.

En este ensayo las Geomallas están ubicadas en el centro de la vigueta, observándose un mejor aporte de la Geomalla de 100kN/m en cuanto a cantidad de repeticiones necesarias para el reflejo de la fisura, pero identificándose también una mejor distribución de esfuerzos con la Geomalla de 50kN/m dado el cambio de pendiente que presenta la curva mostrada cuando la fisura se acerca a la ubicación del refuerzo. Las Geomallas de Fibra de Vidrio tendrán un mayor aporte cuando son solicitadas a tensión, si se ubican en el tercio inferior de la capa asfáltica o muy cercano a él. Su aporte será muy bajo si son colocadas en ubicaciones superiores a la mitad de la capa.



▲ Gráfico 8.3 | Ascenso de fisuras con y sin Geomalla de Fibra de Vidrio.

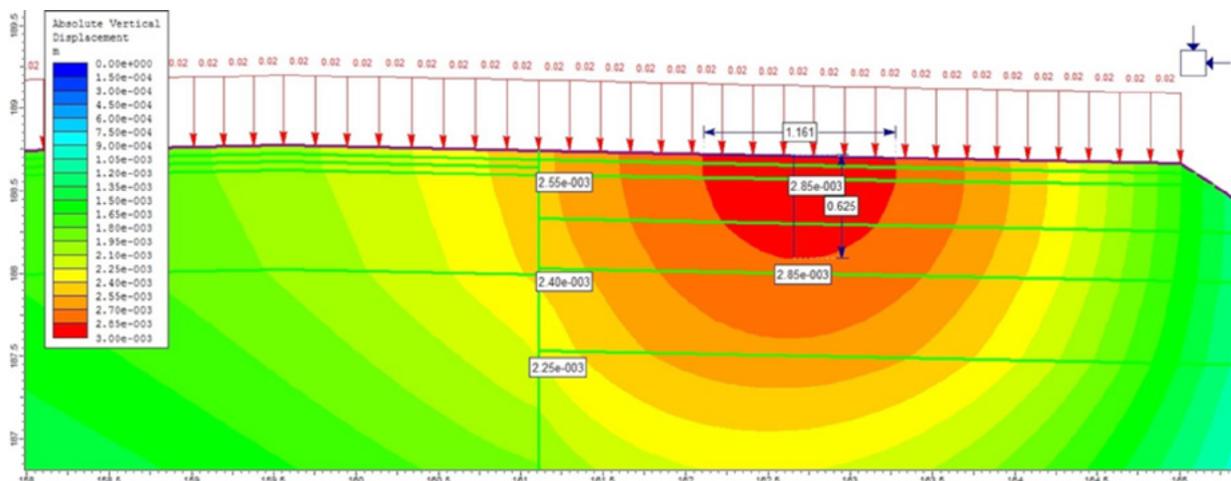
8.4.2.1 Ampliación de calzada vial

La ampliación lateral de un corredor vial que cuenta con una estructura de pavimento flexible, requiere a menudo de un análisis justo en la frontera entre los lados antiguo y nuevo (ampliado) de la calzada, debido a la diferencia de rigidez que se puede presentar entre ellos.

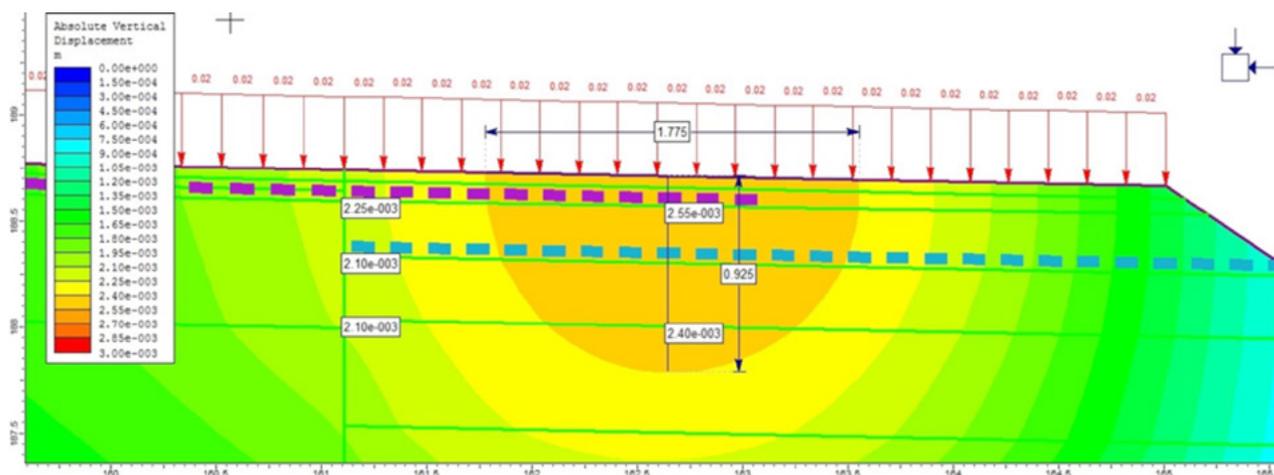
El uso de Geomallas de Fibra de Vidrio para repavimentación, colocadas entre capas asfálticas y justo sobre la junta constructiva de la ampliación, constituye una manera efectiva de aliviar esfuerzos y balancear las rigideces para evitar el reflejo de una fisura prematura en la junta. Debe procurarse colocar la Geomalla de repavimentación, dejando una longitud de desarrollo de tensión de la Geomalla a lado y lado de la junta, la cual, en cualquier caso y después de realizar las modelaciones de la estructura, no podrá ser inferior a 1.0m.

Como complemento para lograr una alternativa de mayor desempeño, el uso de una Geomalla Biaxial para el refuerzo en capas granulares (subbase o base), muestra técnicamente resultados alentadores.

Las imágenes 8.19 y 8.20 muestran en sección transversal, la magnitud del desplazamiento vertical dentro de una estructura de pavimento que ha sido ampliada lateralmente, siendo el color rojo un indicador de desplazamientos elevados y el azul de desplazamientos imperceptibles.



▲ Imagen 8.19 | Desplazamientos verticales en ampliación de calzada sin refuerzo de Geomallas en la junta. Sección transversal.

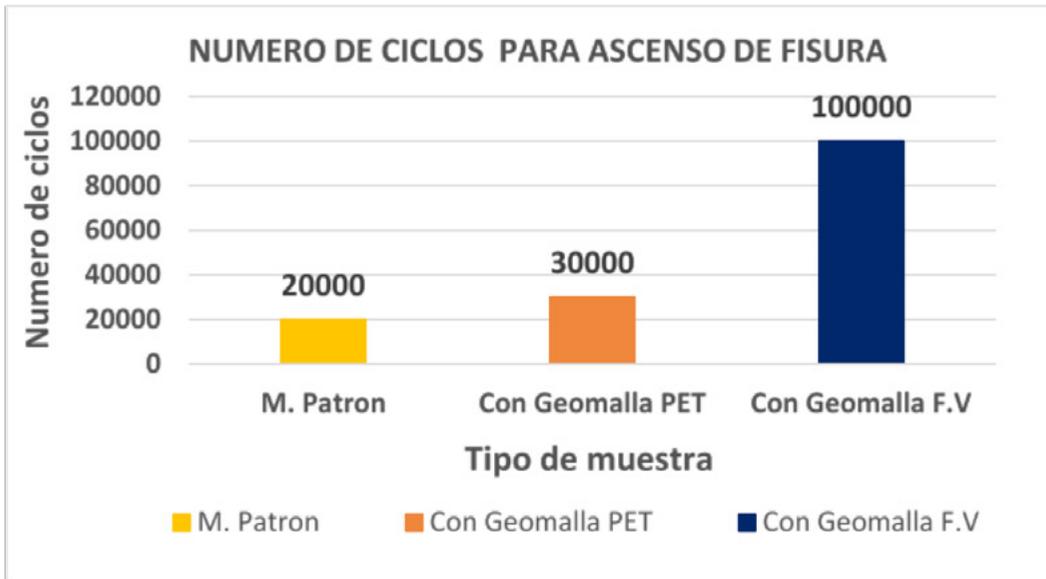


▲ Imagen 8.20 | Desplazamientos verticales en ampliación de calzada con refuerzo de Geomallas en la junta. Sección transversal. Línea punteada superior: Geomalla de Fibra de Vidrio. Línea punteada inferior: Geomalla Biaxial Coextruida para granulares.

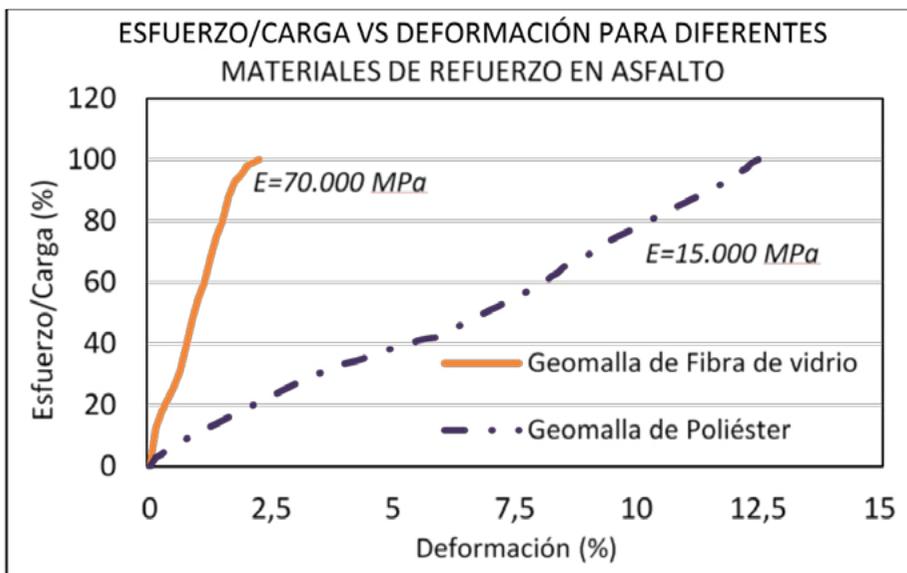
8.4.3 Geomallas Tejidas de poliéster

Son Geomallas con refuerzo en dos direcciones con revestimientos bituminosos para favorecer el contacto con la mezcla asfáltica. Son comúnmente usadas para reforzar capas bituminosas y/o controlar el reflejo de fisuras. Muestran buenos resultados sin llegar a ser superiores en su desempeño a las Geomallas de Fibra de Vidrio. Pruebas realizadas en el Laboratorio NPC de Holanda muestran un mayor desempeño de las Geomallas de Fibra de Vidrio respecto a las Geomallas de poliéster en cuanto al número de ciclos de carga que resiste una probeta asfáltica con una fisura inducida, antes que esta alcance la superficie.

El promedio de las muestras patrón (sin refuerzo) alcanzaron en promedio los 20,000 ciclos de carga antes de la propagación de la fisura hasta la superficie, mientras que las probetas reforzadas con Geomallas de poliéster alcanzaron 1.5 veces esta cantidad de ciclos. Las probetas reforzadas con Geomalla de Fibra de Vidrio lograron desacelerar la propagación de las fisuras logrando que estas alcanzaran la superficie solo después de alcanzar un rango entre los 100,000 a 200,000 ciclos, es decir, entre 5 a 10 veces más que los evidenciados en la muestra patrón.



▲ Gráfico 8.4 | Comparación entre Geomallas para repavimentación en función de carga.



▲ Gráfico 8.5 | Comparación entre Geomallas para repavimentación en función del módulo.

Una curva esfuerzo – deformación de los dos materiales, fibra de vidrio y poliéster, indica en términos de módulo, un mejor desempeño para la Geomalla fabricada a partir de fibra de vidrio. Su elevado módulo elástico permite absorber y disipar rápidamente y de mejor manera que el refuerzo con poliéster, las sollicitaciones de tensión por carga vehicular y diferenciales de temperatura.

8.4.4 Membranas intercapa absorbentes de esfuerzos – SAMI

Las intercapas SAMI son una de las alternativas que ha mostrado una gran eficiencia para absorber esfuerzos mecánicos concentrados en las fisuras de los pavimentos deteriorados, mediante la disipación de la energía de propagación.

El sistema SAMI, sigla debida al nombre del sistema en inglés, Stress Absorbing Membrane Interlayer, produce una mejor distribución de esfuerzos originados por la aplicación de cargas vehiculares, reduciendo su magnitud y llevándolos a valores admisibles para la mezcla asfáltica.

Estas membranas intercapa generalmente están compuestas por la combinación de un Geosintético con un ligante asfáltico no convencional como por ejemplo uno modificado con grano de caucho reciclado o GCR entre otros. El GCR por ejemplo, mejora la resistencia a la fatiga del concreto asfáltico in-situ, por tanto, amplía su capacidad para absorber esfuerzos generadores de fisuras.

Experimentalmente comprobado por la Ingeniera Rondon en la Pontificia Universidad Javeriana, los sistemas SAMI tienen una mayor eficiencia en cuanto a resistencia a la fatiga que el uso de un Geosintético como único controlador de fisuras.

8.5 Asfaltos y emulsiones

En el campo de la construcción de pavimentos, productos bituminosos como el cemento asfáltico, los asfaltos líquidos, las emulsiones asfálticas y los asfaltos modificados, tienen una amplia cabida y dependerá del buen criterio del ingeniero de pavimentos, la elección de la mejor alternativa.

8.5.1 Cemento asfáltico

Constituyen la fracción más pesada obtenida de la destilación al vacío del crudo reducido (fondos de la destilación atmosférica del petróleo). Son normalmente hidrocarburos muy pesados de color oscuro, semisólidos a temperatura ambiente y líquidos al incrementar temperatura.

Es un material altamente impermeable, adherente y cohesivo, capaz de resistir altos esfuerzos

instantáneos y fluir bajo la acción de cargas permanentes. Como aplicación de estas propiedades, el asfalto puede cumplir, en la construcción de pavimentos, las siguientes funciones:

Contribuir a impermeabilizar la estructura del pavimento, haciéndolo poco sensible a la humedad y eficaz contra la penetración del agua proveniente de la precipitación.

Proporciona una íntima unión y cohesión entre agregados, capaz de resistir la acción mecánica de disgregación producida por las cargas de los vehículos. Igualmente mejora la capacidad portante de la estructura, permitiendo disminuir su espesor. Su característica de ligante, es ampliamente aprovechada al ser usado como material base de cut-baks y emulsiones, en imprimaciones y riegos de liga entre capas de pavimento.

Los cementos asfálticos se dividen en grados según su dureza o consistencia, que es medida mediante el ensayo de penetración medido en 1/10 mm, valor que es inverso a la dureza.

De acuerdo a esto, los cementos asfálticos más comúnmente usados son los siguientes:

- CA 40 - 50 = Cemento asfáltico con penetración entre 40 y 50 décimas de mm
- CA 60 - 70 = Cemento asfáltico con penetración entre 60 y 70 décimas de mm
- CA 80 - 100 = Cemento asfáltico con penetración entre 80 y 100 décimas de mm
- CA 120 - 150 = Cemento asfáltico con penetración entre 120 y 150 décimas de mm
- CA 200 - 300 = Cemento asfáltico con penetración entre 200 y 300 décimas de mm

Tabla 8.2 Características de asfalto 60/70.

Propiedades / Características	Unidades	Método	Especificación	
		ASTM	Mínimo	Máximo
Ductilidad a 25°C, 5 cm/min	cm	D113	100	-
Penetración a 25°C, 100 g 5s	mm/10	D5	60	70
Punto de ablandamiento	°C	D36	45	55
Punto de inflamación	°C	D92	232	-
Solubilidad en tricloroetileno	g/100 g	D2042	99	-
Pérdida de masa	g/100 g	D2872	-	1.0

Propiedades / Características	Unidades	Método	Especificación	
		ASTM	Mínimo	Máximo
Índice de penetración, IP	N/A	-1	Reportar	
Viscosidad a 60, 80, 100, 135 y 150°C	cP	D4402	Reportar	

Fuente: Ecopetrol, Colombia.

Tabla 8.3 Características de asfalto 80/100

Propiedades / Características	Unidades	Método	Especificación	
		ASTM	Mínimo	Máximo
Ductilidad a 25°C, 5 cm/min	cm	D113	100	-
Penetración a 25°C, 100 g 5s	mm/10	D5	80	100
Punto de ablandamiento	°C	D36	42	53
Punto de inflamación	°C	D92	232	-
Solubilidad en tricloroetileno	g/100 g	D2042	99	-
Pérdida de masa	g/100 g	D2872	-	1.0
Índice de penetración, IP	N/A	-1	Reportar	
Viscosidad a 60, 80, 100, 135 y 150°C	cP	D4402	Reportar	

Fuente: Ecopetrol, Colombia.

Propiedades o características deseables del cemento asfáltico

Para los estudios técnicos y la construcción hay tres propiedades o características del asfalto importantes:

-  **Consistencia:** término usado para describir el grado de fluidez o plasticidad del asfalto a cualquier temperatura dada. La clasificación de los cementos asfálticos se realiza con base al valor de la consistencia a una temperatura de referencia. Para especificar y medir la consistencia de un asfalto para pavimento, se usan ensayos de viscosidad, ensayos de penetración y/o punto de ablandamiento.

- 🍃 **Pureza:** El cemento asfáltico se compone, casi totalmente de betunes (solubles en bisulfuro de carbono). Los asfaltos refinados son, generalmente, más de 99.5% solubles en bisulfuro de carbono y por lo tanto casi betunes puros. Las impurezas, si las hay, son inertes.
- 🍃 **Seguridad:** El cemento asfáltico, si se lo somete a temperaturas suficientemente elevadas (232°C), despiden vapores que arden en presencia de una chispa o llama. La temperatura a la que esto ocurre es más elevada que la temperatura normalmente usada en las operaciones de pavimentación. Sin embargo, para tener la certeza de que existe un adecuado margen de seguridad, se debe conocer el punto de inflamación del asfalto.

8.5.2 Asfaltos líquidos

Son producidos mediante dilución del cemento asfáltico en solventes del petróleo. Según la velocidad de evaporación del solvente usado, se pueden clasificar los asfaltos líquidos o también llamados cut-backs:

SC (slow curing) =	Asfalto líquido de curado lento
MC (medium curing) =	Asfalto líquido de curado medio
RC (rapid curing) =	Asfalto líquido de curado rápido

Los números que acompañan las siglas del cut-back, corresponden al grado de viscosidad cinemática en centiestokes. Por ejemplo, para imprimaciones se acostumbra usar un MC-70, para riegos de liga un RC-250 entre otros usos. Los cut-backs están siendo desplazados comercialmente por las emulsiones, debido a las ventajas que estas últimas ofrecen en temas ambientales, técnicos y de seguridad.

8.5.3 Emulsiones asfálticas

Es una mezcla heterogénea de dos fases normalmente inmiscibles, como son el asfalto y el agua, al que se le incorpora una pequeña cantidad de un agente activador de superficie, tensoactivo o emulsificante, de base jabonosa o solución alcalina, el cual mantiene en dispersión el sistema, siendo la fase continua el agua y la discontinua los glóbulos del asfalto, en tamaño, entre uno a diez micrones.

Cuando la emulsión se pone en contacto con el agregado se produce un desequilibrio que la rompe, llevando a las partículas del asfalto a unirse a la superficie del agregado. El agua fluye o se evapora, separándose de las partículas pétreas recubiertas por el asfalto.

El tipo de emulsión a utilizar depende de varios factores, tales como las condiciones climáticas durante la construcción, tipos de agregados disponibles, etc. Las emulsiones asfálticas deben ser afines a

la polaridad de los agregados con el propósito de tener una buena adherencia. Esta cualidad se la confiere el emulsificante, el cual puede darle polaridad negativa o positiva, tomando el nombre de aniónicas, las primeras, afines a los áridos de cargas positivas como las calizas y catiónica, las segundas, afines a áridos de cargas negativas, como son las de origen cuarzoso o silíceo.

Según el tipo de carga de los glóbulos asfálticos y la velocidad de rompimiento de la emulsión, se da origen a 6 clasificaciones:

CRR = Emulsión catiónica de rompimiento rápido

CRM = Emulsión catiónica de rompimiento medio

CRL = Emulsión catiónica de rompimiento lento

ARR = Emulsión aniónica de rompimiento rápido

ARM = Emulsión aniónica de rompimiento medio

ARL = Emulsión aniónica de rompimiento lento

Las iniciales están acompañadas por los índices 1 o 2, los cuales indican una viscosidad baja y alta respectivamente. Cuando adicionalmente se acompañan las siglas por una "h" indica que el cemento es AC 60-70, de lo contrario serán 80-100.

Las buenas prácticas y conceptos indican que, para una imprimación, por ejemplo, se usa una emulsión de rotura lenta al igual que para una estabilización de suelo. Por el contrario, tratamientos superficiales requieren emulsiones de rotura rápida.

8.5.4 Asfaltos modificados

Los asfaltos modificados son el producto de la disolución o incorporación en el asfalto de un polímero, sustancia que es estable en el tiempo ante cambios de temperatura a los que se expone para modificar sus propiedades físicas y reológicas.

8.5.4.1 Polímeros

Los polímeros son sustancias formadas por la unión, de cientos o miles de moléculas pequeñas, llamadas monómeros. La gran diversidad de materiales poliméricos hace que su clasificación y sistematización sea difíciles, pero atendiendo a su estructura y propiedades, se clasifican para uso vial como se presentan a continuación:

Tabla 8.4. Clasificación de polímeros

Termoendurecibles		Resinas Epoxi
		Poliuretanos
		Poliésteres
Termoplásticos	Plastómeros (Plásticos)	Polietileno (PE)
		Polipropileno (PP)
		Etil Vinil Acetato (EVA)
		Cloruro de Polivinilo (PVC)
	Elastómeros (Cauchos)	Estireno Butadieno (SBR)
		Estireno Butadieno Estireno (SBS)
		Cauchos Naturales
		Cauchos Artificiales

🍃 **Termo-Endurecibles:** Son polímeros formados por una reacción química de dos componentes (base y endurecedor), dando lugar a una estructura entrecruzada, por lo que no pueden ser recuperados para volver a transformarse.

🍃 **Termoplásticos:** Son polímeros solubles que se reblandecen con la acción del calor y pueden llegar a fluir. Son generalmente, polímeros lineales o ligeramente ramificados.

8.5.4.2 Modificación de asfaltos

El propósito de modificar el asfalto es el de mejorar su desempeño en términos de susceptibilidad térmica y tolerancia al esfuerzo, mediante la modificación del balance en su comportamiento visco-elástico en los rangos de temperaturas de servicio.

La modificación de asfalto es una técnica utilizada con el fin de mejorar sus características mecánicas, es decir, su resistencia a las deformaciones por factores climatológicos y del tránsito (peso vehicular).

El efecto principal de añadir polímeros a los asfaltos es el cambio en la relación viscosidad-temperatura (sobre todo en el rango de temperaturas de servicio de las mezclas asfálticas), permitiendo mejorar de esta manera el comportamiento del asfalto tanto a bajas como a altas temperaturas. Aspectos como ahuellamiento, desgaste, envejecimiento, estabilidad Marshall, comportamiento térmico, fatiga, adherencia, economía y beneficios ambientales, motivan la investigación en el campo de los asfaltos modificados.

Los asfaltos modificados se deben aplicar, en aquellos casos específicos en que las propiedades de los ligantes tradicionales son insuficientes para cumplir con éxito la función para la cual fueron encomendados, es decir, en mezclas para pavimentos que están sometidos a solicitudes excesivas o especiales, ya sea por el tránsito o por otras causas como: temperaturas extremas, agentes atmosféricos, tipología del firme, etc. Si bien los polímeros modifican las propiedades reológicas de los asfaltos, estos deben mostrar ventajas en servicio.

Se pueden enumerar una serie de ventajas y desventajas de los asfaltos modificados con polímeros.

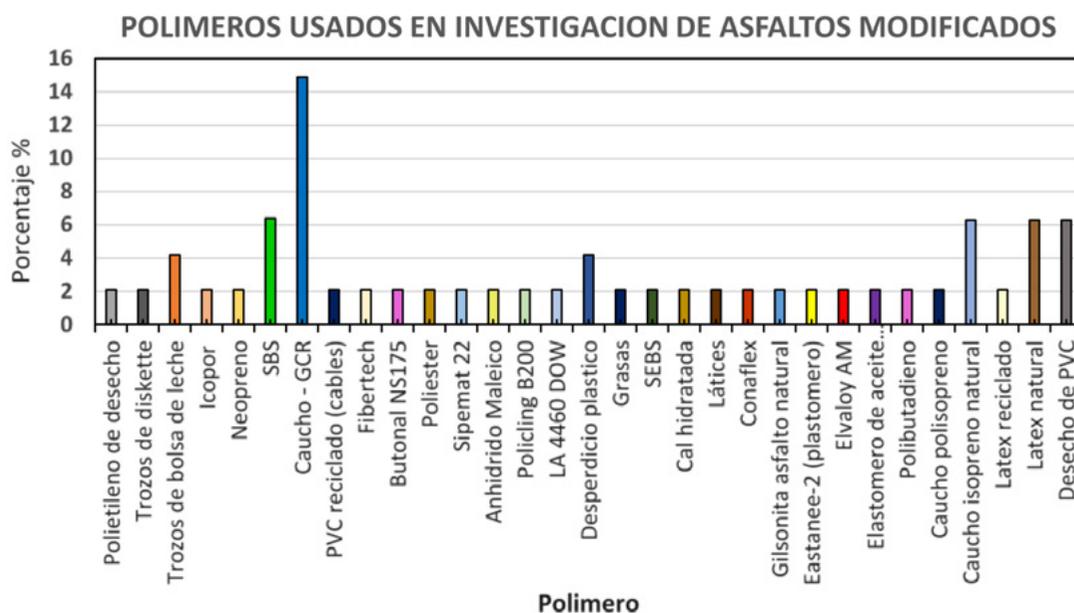
Ventajas:

- Disminuye la susceptibilidad térmica.
- Se obtienen mezclas más rígidas a altas temperaturas de servicio reduciendo el ahuellamiento.
- Se obtienen mezclas más flexibles a bajas temperaturas de servicio reduciendo el fisuramiento.
- Disminuye la exudación del asfalto:** por la mayor viscosidad de la mezcla, su menor tendencia a fluir y su mayor elasticidad.
- Mayor elasticidad:** debido a los polímeros de cadenas largas.
- Mayor cohesión:** el polímero refuerza la cohesión de la mezcla.
- Mejora la trabajabilidad y la compactación:** por la acción lubricante del polímero o de los aditivos incorporados para el mezclado.
- Mejor impermeabilización:** en los sellados bituminosos, pues absorbe mejor los esfuerzos tangenciales, evitando la propagación de las fisuras.
- Mayor resistencia al envejecimiento:** mantiene las propiedades del ligante, pues los sitios más activos del asfalto son ocupados por el polímero.
- Mayor durabilidad:** los ensayos de envejecimiento acelerado en laboratorio, demuestran su excelente resistencia al cambio de sus propiedades características.
- Mejora la vida útil de las mezclas:** menos trabajos de conservación.
- Permiten mayor espesor de la película de asfalto sobre el agregado.
- Reduce el costo de mantenimiento.
- Aumenta el módulo de la mezcla.
- Permite la reducción de hasta el 20% de los espesores por su mayor módulo.
- Mayor resistencia a la flexión en la cara inferior de las capas de mezclas asfálticas.
- Permite un mejor sellado de las fisuras.

Desventajas:

- Alto costo del polímero.
- Dificultades del mezclado:** no todos los polímeros son compatibles con el asfalto base.
- Deben extremarse los cuidados en el momento de la elaboración de la mezcla.

Uno de los tipos de polímeros más comunes dentro de la investigación de modificaciones son los elastómeros, según estadísticas dadas a conocer por diferentes autores. El uso del grano de caucho reciclado o GCR, uno de los polímeros de mayor objeto de investigación, está normalizado mediante la ASTM D-6114.



▲ Gráfico 8.6 | Estadística de uso de polímeros modificadores de asfalto en investigaciones.⁶

Actualmente para el manejo de sistemas de control de fisuras en los pavimentos flexibles e incluso rígidos, el uso de asfaltos modificados es una de las opciones exitosas de acuerdo con recientes estudios. La adherencia de Geosintéticos como Geotextiles No Tejidos y Geomallas de Fibra de Vidrio con ligantes a base de asfaltos modificados muestran resultados satisfactorios. Sistemas intercapa como SAMI para evitar el reflejo de fisuras en ascenso, emplean este tipo de ligante para potenciar resultados.

8.6 Selección del Geosintético para repavimentación

Dentro de las alternativas de Geosintéticos con las que cuenta el consultor para colocar entre capas asfálticas de pavimentos flexibles e incluso rígidos, estos últimos cuando son rehabilitados con concreto asfáltico, existen las posibilidades mencionadas a lo largo de este capítulo, Geotextiles de Repavimentación, Geomallas de Fibra de Vidrio o poliéster y la combinación entre ellos, los cuales, al emplearse con el tipo y espesor de mezcla asfáltica adecuados, cumplirá las necesidades del proyecto.

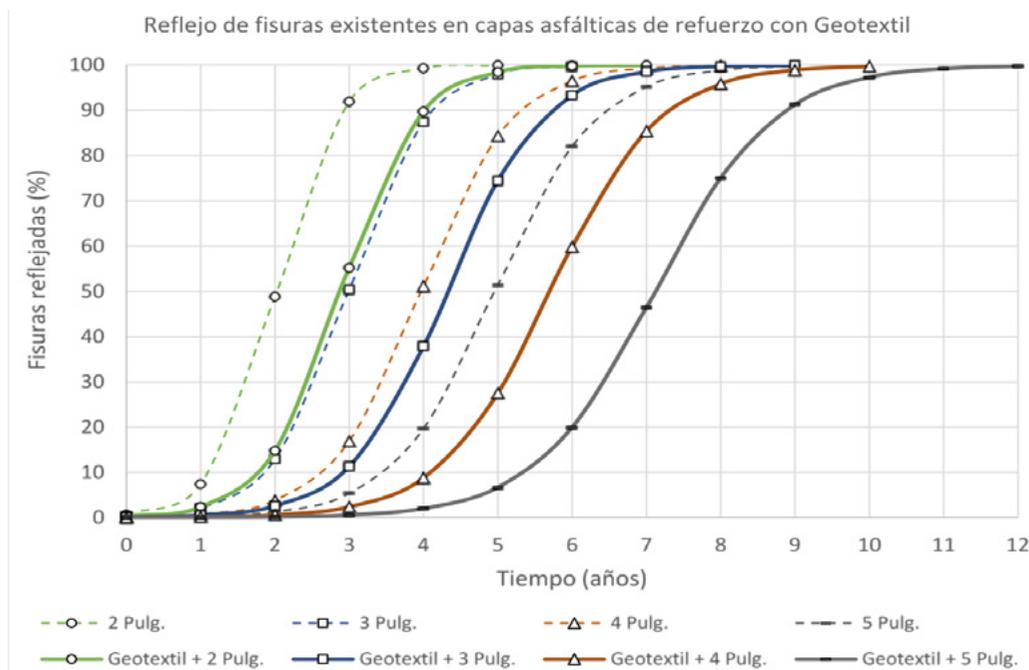
⁶ Revista Asfaltos y Pavimentos Edición No.18. Corasfaltos.

Diversos ensayos de laboratorio realizados por investigadores e instrumentación y seguimiento a instalaciones de proyectos reales, han mostrado empíricamente el beneficio de la inclusión de Geosintéticos en la construcción y rehabilitación de pavimentos, sin embargo, deben tenerse en cuenta varios factores para elegir el adecuado.

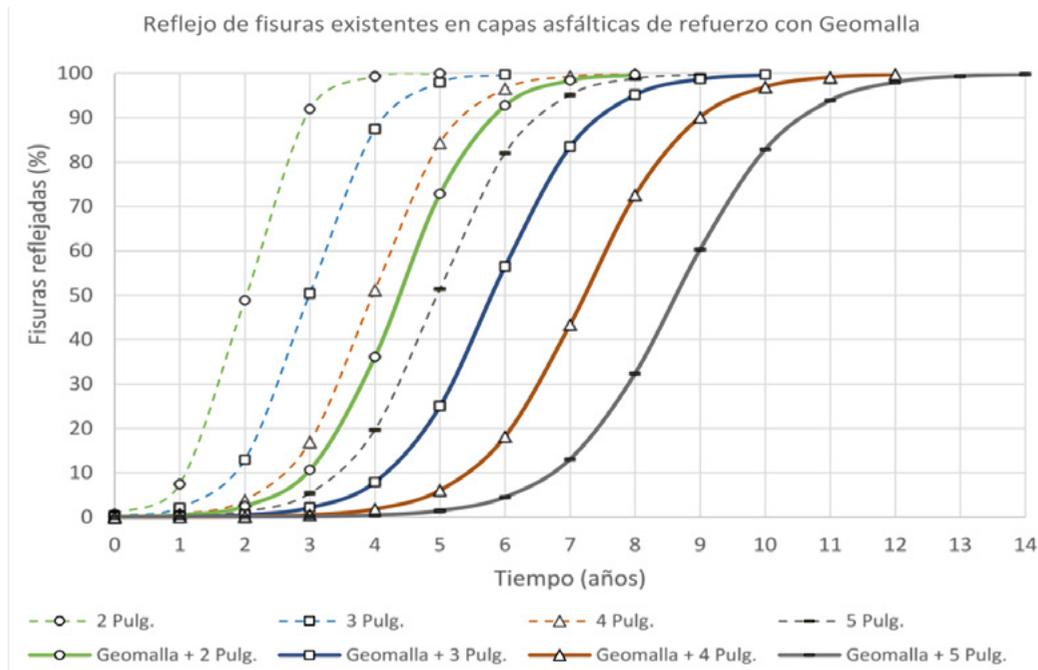
Aspectos constructivos, técnicos y económicos, son variables principales que el consultor de pavimentos debe evaluar para la elección del Geosintético.

8.6.1 Propagación de fisuras existentes

A pesar de lo limitados que puedan ser los actuales modelos, aún no racionales, que predicen la manera como un Geosintético, ya sea Geotextil saturado o Geomalla impregnada, controla la propagación ascendente de las fisuras existentes de un pavimento flexible cuando se coloca previo a una capa asfáltica nueva, datos empíricos permiten a partir de la ecuación sugerida por La Guía de Diseño AASHTO 2002, construir curvas en función del espesor de la capa asfáltica nueva, que determinan el porcentaje de fisuración de la superficie en el tiempo, debido al reflejo de estas fisuras desde el momento de la repavimentación. Las curvas mostradas a continuación, constituyen una aproximación del porcentaje del área fisurada en la superficie, por acción del reflejo de fisuras existentes ocurrido previamente a una repavimentación con Geotextil de Repavimentación No Tejido punzonado por agujas o con Geomalla de Fibra de Vidrio.



▲ Gráfico 8.7 | Porcentaje de fisuras reflejadas en el tiempo, en función del espesor del refuerzo, en pavimentos flexibles con el uso de Geotextil No Tejido como intercapa.



▲ Gráfico 8.8 | Porcentaje de fisuras reflejadas en el tiempo, en función del espesor del refuerzo, en pavimentos flexibles con el uso de Geomalla de Fibra de Vidrio como intercapa.

El consultor de pavimento debe considerar un análisis adicional que incluya, la aparición de fisuras que se generen en el concreto asfáltico existente y nuevo, posteriores a la rehabilitación.

8.6.2 Elección del Geosintético

Una guía para seleccionar el Geosintético adecuado dentro de capas de concreto asfáltico como la mostrada en esta sección, tabla 8.5, guiará hacia su correcta elección. La guía se recorre de izquierda a derecha evaluando en cada una de las diez etapas propuestas, la información disponible del proyecto y el requerimiento del consultor de pavimento. El consultor obtendrá una guía acerca del o los Geosintéticos a involucrar según la función requerida, dentro de las capas asfálticas del pavimento, e incluso podrá evaluar algunas opciones para pavimentos rígidos. En la parte baja de la tabla, la guía cuenta con notas y recomendaciones a tenerse en cuenta.

Combinar Geosintéticos dentro de una misma estructura cuando las funciones requeridas no se cumplen con uno solo de ellos, es una opción válida. Por ejemplo, un Geotextil saturado cumple satisfactoriamente la acción de impermeabilizar la estructura, pero es débil si le es solicitado resistir tensión horizontal, para lo cual, una Geomalla de Fibra de Vidrio sería adecuada.

Tabla 8.5 Guía para elección de Geosintéticos por función en capas superiores de pavimento

Para la siguiente tabla tenga en cuenta las siguientes observaciones.

NOTAS:

Nota 1: Para pavimentos semirígidos, el control de reflejo de fisuras de bases estabilizadas con cemento, podrá ser tratado mediante el uso de Geotextiles para repavimentación saturados.

Nota 2: Para tráfico de aeronaves en pistas o calles de rodaje (altas cargas a bajas velocidades), se sugiere el uso de Geomalla de Fibra de Vidrio con resistencia a la tensión de 100KN/m mínimo.

Nota 3: El Geotextil tiene mayor eficiencia para el control de reflejo de fisuras longitudinales que transversales.

Nota 4: Los Geosintéticos tendrán un mejor comportamiento si son colocados sobre superficies niveladas. Las capas de nivelación asfáltica previas, constituyen la alternativa por excelencia para ello.

Nota 5: La combinación de Geosintéticos dentro de una misma estructura será válida.

REQUERIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN:

Ver columna Etapa 10 de la Tabla: *Chequeo de requerimientos constructivos*.

- a) Requiere tratamiento previo de fisuras (limpieza, sellado, ruteo, etc).
- b) Requiere estabilización de losas.
- c) Requiere chequeo de espesor mínimo de mezcla asfáltica sobre el Geosintético.
- d) El Geosintético podrá colocarse directamente sobre el fresado.
- e) El Geosintético no podrá colocarse directamente sobre el fresado. Requiere capa de nivelación.
- f) El Geosintético se ubicará inmediatamente bajo la losa 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 intervenir	Etapa de construcción requerida	Tipo de tratamiento elegido	Opciones constructivas disponibles en esta guía	Función del Geosintético para la opción constructiva elegida	Opciones de Geosintético	Eficiencia del Geosintético	Chequeo: aumento de número de ciclos de carga antes de ocurrencia de:		Chequeo de requerimientos constructivos		
					Opción 1: Geotextil No Tejido para Repavimentación	Eficiente ★					
					Opción 2: Geomalla de Fibra de Vidrio	Muy eficiente ★★	Antes de falla por fatiga	Antes de reflejo de fisura	(Ver requerimientos según letra)		
Pavimento flexible	Nuevo	Optimización de diseño	Construcción de estructura	Impermeabilización	1	★★					
				Refuerzo a tensión	2	★★	Si				
	Rehabilitación	Mejoramiento funcional	Colocación de capa asfáltica menor	Impermeabilización	1	★★	No	Si	a,c		
				Control de reflejo de fisuras longitudinales y transversales	1	★	No	Si	a,c		
				2	★★	Si	Si	a,c			
				Amortiguación de deformación vertical	1	★★	No	Si	a,c		
		Mejoramiento estructural	Colocación de refuerzo	Impermeabilización	1	★★	No	Si	a,c		
				Refuerzo a tensión	2	★★	Si	Si	a,c		
				Control de reflejo de fisuras longitudinales y transversales	1	★	No	Si	a,c		
				2	★★	Si	Si	a,c			
				Amortiguación de deformación vertical	1	★★	No	Si	a,c		
				Mejoramiento estructural	Fresado y colocación de refuerzo	Impermeabilización	1	★★	No	Si	a,c,d
	Refuerzo a tensión	2	★★			Si	Si	a,c,e			
	Control de reflejo de fisuras longitudinales y transversales	1	★			No	Si	a,c,d			
	2	★★	Si			Si	a,c,e				
	Mejoramiento estructural	Reciclado y colocación de refuerzo	Amortiguación de deformación vertical	1	★★	No	Si	a,c,d			
			Impermeabilización	1	★★	No	Si	a,c			
			Refuerzo a tensión	2	★★	Si	Si	a,c			
			Control de reflejo de fisuras longitudinales y transversales	1	★	No	Si	a,c			
	2	★★	Si	Si	a,c						
Amortiguación de deformación vertical	1	★★	No	Si	a,c						
Pavimento rígido	Nuevo	Optimización de diseño	Construcción de estructura	Control de falla por erosión	1	★★			f		
				Control de falla por erosión	1	★★			f		
	Rehabilitación	Mejoramiento funcional	Reemplazo parcial de losas	Control de falla por erosión	1	★★			f		
				Mejoramiento estructural	Black-topping	Control de falla por erosión	1	★★			f
						Control de reflejo de fisuras	1	★	No	Si	a,b,c
2	★★	Si	Si	a,b,c							

En cuanto a aspectos constructivos, una capa de nivelación asfáltica siempre potenciará los beneficios de los Geosintéticos dentro de la estructura. Las Geomallas de Fibra de Vidrio ofrecen su mayor desempeño a tensión al ser colocadas sobre superficies uniformes que garanticen su correcta adherencia mediante el ligante y su horizontalidad para el momento en que sean requeridas por tráfico o gradientes de temperatura.



▲ *Imagen 8.21 | Corredor vial con lámina de agua sobre rasante que requiere Geotextil saturado para impermeabilidad.*

Imagen 8.22 | Capa asfáltica envejecida en proceso de fresado para posterior colocación de capa de nivelación e instalación de Geomalla Fibra de Vidrio.

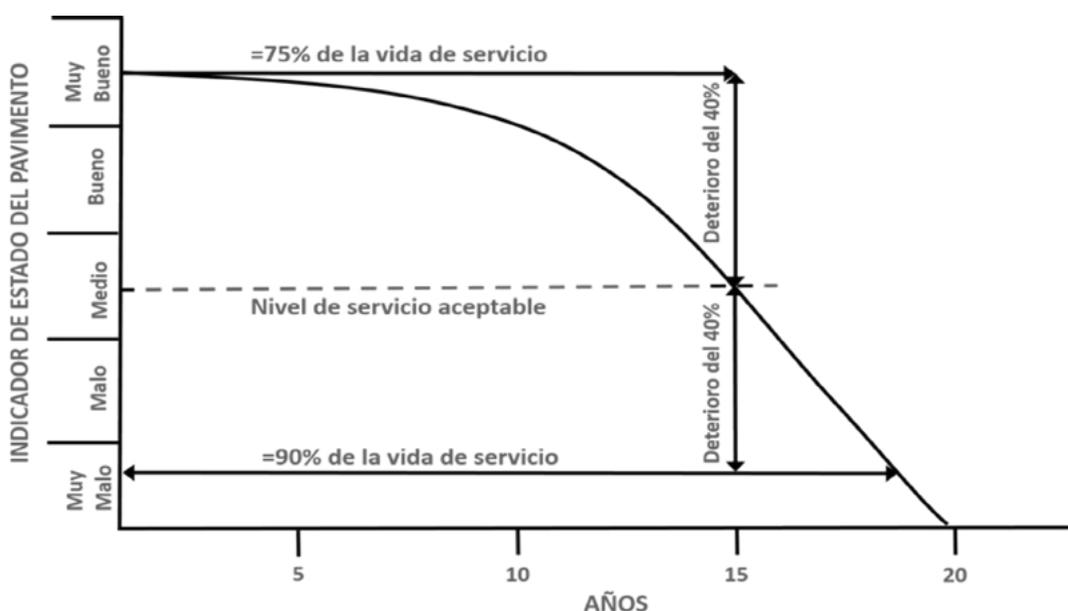


▲ *Imagen 8.23 | Capa de rodadura envejecida, oxidada, agrietada con presencia de cabezas duras, que requiere capa de nivelación previa para lograr mejor adherencia de una Geomalla de Fibra de Vidrio.*

8.6.3 Evaluación económica

Los beneficios económicos generados con la inclusión de un Geosintético dentro de las capas asfálticas de una estructura, se hacen evidentes cuando el pavimento muestra un mejor Índice de Rugosidad Internacional – IRI en el tiempo y/o menores porcentajes de área fisurada en superficie respecto a una estructura que no los usa.

Mantener el corredor vial dentro de un nivel de servicio aceptable, es la consigna de los entes encargados de garantizar la movilidad por la red vial de un país, en donde adicionalmente, la relación beneficio-costos juega un papel importante dado el aumento exponencial de las inversiones cuando el deterioro del pavimento se hace notable.



▲ Imagen 8.24 | Modelo de deterioro de un pavimento. Fuente: Departamento de Ingeniería de Obras civiles. Universidad de la Frontera.

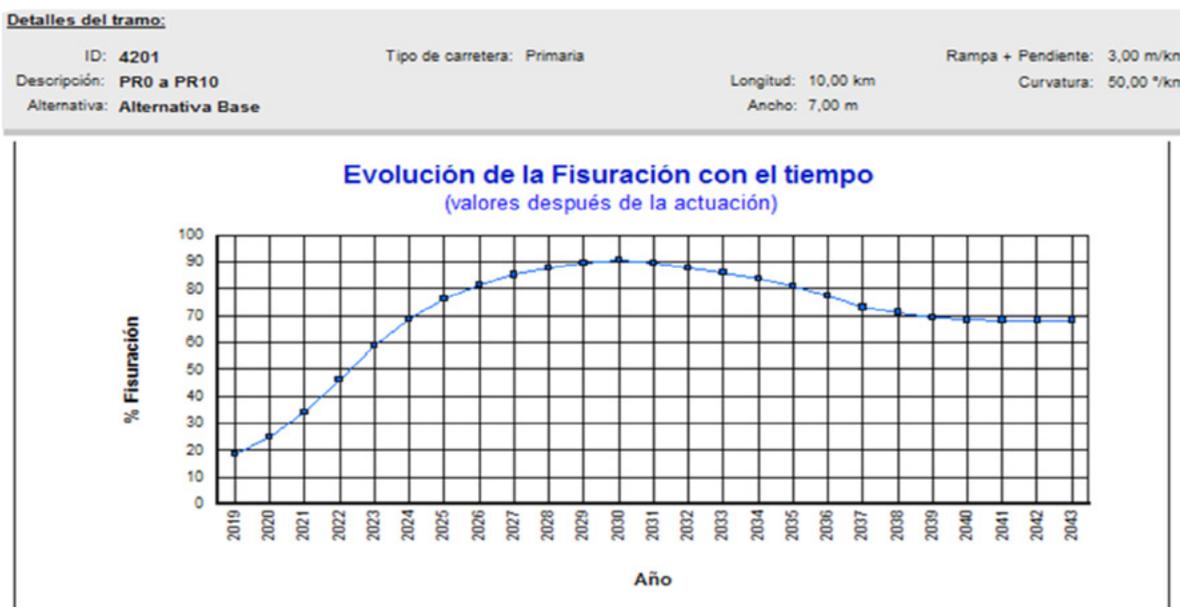
Las inversiones importantes de mantenimiento de un corredor vial, programadas con regularidad en función de algunos indicadores de deterioro que muestra la carretera y que perciben los usuarios, pueden ser analizadas mediante un software como la Herramienta de Desarrollo y Gestión de Carreteras HDM-4 (Highway Development and Management Tool) por ejemplo.

Realizando la simulación en el software HDM4 del deterioro de una carretera primaria en términos de fisuración, se evidencia como el corredor vial alcanzaría niveles de deterioro lamentables en el caso teórico de mantener solamente un sellado de fisuras y parcheo como alternativa de mantenimiento o “alternativa base”. Los porcentajes de fisuración en superficie e IRI ascenderían de manera casi exponencial, imagen 8.25.

Para la misma estructura de pavimento, se aplican alternativas de mantenimiento consistentes en la colocación de una capa de refuerzo asfáltico sin y con un Geosintético como intercapa previa para el control de reflejo de fisuras, referidas con los nombres “Capa de Refuerzo” y “Geosintético y Capa de Ref.” respectivamente, imágenes 8.26 y 8.27.

Aunque las dos alternativas permiten mantener el pavimento en niveles de servicio buenos (en términos de fisuración) dentro de un periodo de análisis de 25 años, la inversión de la carretera cuyo refuerzo asfáltico contiene un Geosintético como intercapa previa, será menor. El Geosintético retardará la aparición de fisuras en superficie y, por lo tanto, postergará la necesidad de intervenir la carretera con opciones mayores a un sello de fisuras y un parcheo, tales como una sobrecarpeta.

Para mantener la carretera en condiciones buenas de servicio, se modelaron las alternativas de conservación condicionando la colocación de una sobrecarpeta asfáltica a la aparición de fisuración en superficie superior al 20% de toda el área. La alternativa de conservación del ejemplo, “Capa de Refuerzo” indica la necesidad de una repavimentación en los años 2019, 2027, 2035 y en el año 2034 se encontrará próxima a una más; por otro lado, dentro de un mismo periodo de tiempo, la alternativa de conservación que incluye el Geosintético para el control de fisuración “Geosintético y Capa de Ref.” Presenta la necesidad de repavimentar en los años 2019, 2029 y 2038, por ello, el porcentaje de fisuración en el año siguiente a los mencionados vuelve a cero. La imagen 8.28 muestra comparativamente los resultados en términos de regularidad media, en donde de igual manera, el software refleja tiempos más prolongados de una carretera con IRI menor a 3.5, pero, con menor inversión para la alternativa de conservación que involucra el Geosintético.



▲ Imagen 8.25 | Simulación de deterioro de pavimento flexible con alternativa base en HDM4.

Detalles del tramo:			
ID: 4201	Tipo de carretera: Primaria	Longitud: 10,00 km	Rampa + Pendiente: 3,00 m/km
Descripción: PR0 a PR10		Ancho: 7,00 m	Curvatura: 50,00 °/km
Alternativa: Capa de Refuerzo			

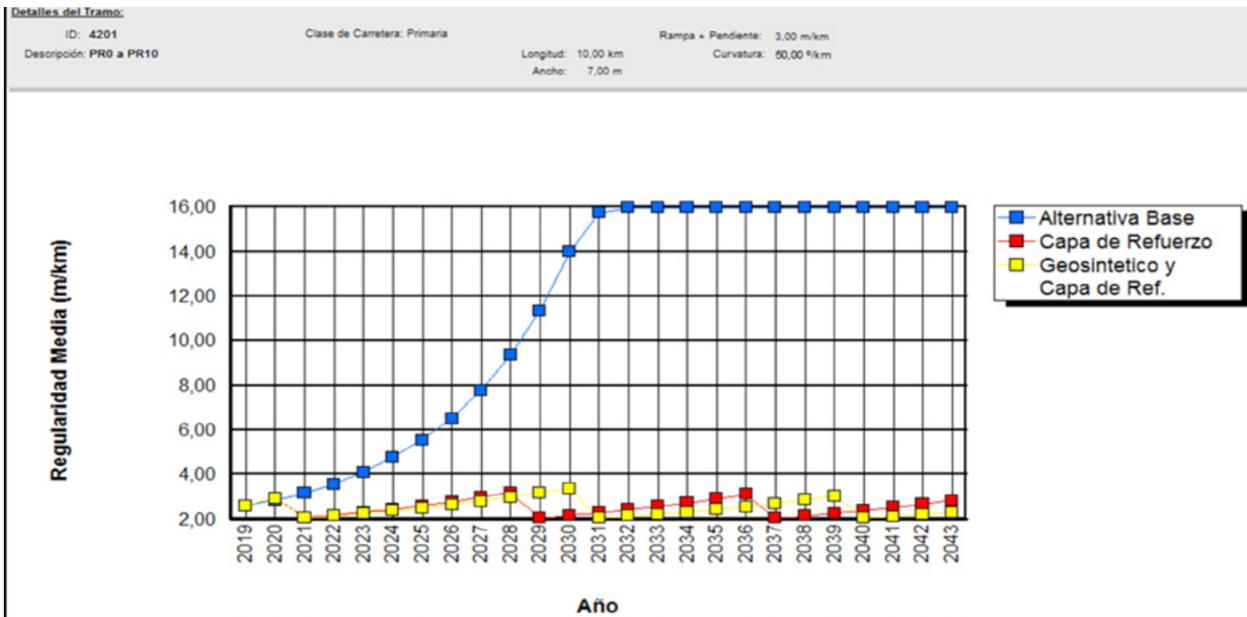


▲ Imagen 8.26 | Simulación de deterioro de pavimento flexible con alternativa "Capa de Refuerzo" en HDM4.

Detalles del tramo:			
ID: 4201	Tipo de carretera: Primaria	Longitud: 10,00 km	Rampa + Pendiente: 3,00 m/km
Descripción: PR0 a PR10		Ancho: 7,00 m	Curvatura: 50,00 °/km
Alternativa: Geosintético y Capa de Ref.			



▲ Imagen 8.27 | Simulación de deterioro de pavimento flexible con alternativa "Geosintético y Capa de Ref." en HDM4.



▲ Imagen 8.28 | Simulación de IRI de las 3 alternativas de conservación en HDM4.

8.7 Proceso constructivo e instalación de Geosintéticos

Para que el desempeño del Geosintético (Geomalla de Fibra de Vidrio o Geotextil de Repavimentación) sea el correcto y su vida de servicio sea la esperada, tanto desde la etapa de concepción de diseño como durante el proceso de instalación, deberán tenerse en cuenta aspectos y variables importantes para que en campo sea un éxito su aplicación.

Las siguientes guías de instalación de Geosintéticos en una pavimentación o repavimentación (numerales 8.6.1 y 8.6.2), contienen las recomendaciones para obtener el éxito mencionado, resaltando en forma de lista de chequeo al inicio de cada paso, los aspectos importantes a prever para durante el proceso constructivo.

8.7.1 Guía de instalación de Geotextiles para Repavimentación REPAV

Paso 1: Determinación de superficie	Ok: <input type="checkbox"/>
Concreto asfáltico envejecido.	<input type="checkbox"/>
Capa de nivelación asfáltica.	<input type="checkbox"/>
Superficie fresada.	<input type="checkbox"/>
Otra superficie, cuál?:	<input type="checkbox"/>

La superficie sobre la cual se instalará el Geotextil de Repavimentación podrá ser un concreto asfáltico envejecido, una capa de nivelación asfáltica o una superficie fresada. Dicha superficie será determinada por el consultor de pavimento según los fines funcionales y/o estructurales que desee para la vía. En pavimentos rígidos también será una alternativa la colocación de un Geotextil saturado bajo la losa para proteger el diseño por erosión o sobre la losa cuando se busque una rehabilitación con black-topping (previo tratamiento de juntas de las losas).



▲ Imagen 8.29 | Repavimentación. Calcado de superficie fresada con Geotextil Repav de Repavimentación saturado. Concesión Autopistas de los Llanos, Colombia.

Paso 2: Limpieza de superficie	Ok: <input type="checkbox"/>
Concreto asfáltico envejecido.	<input type="checkbox"/>

Tal vez el aspecto más importante del proceso de repavimentación con Geosintéticos, consiste en garantizar su adherencia a la superficie, para ello, se debe tener especial cuidado para lograr una superficie limpia y libre de polvo, mugre, agua, vegetación y escombros, los cuales podrían impedir que el ligante que generará la adherencia entre el Geotextil y la superficie tratada, sea óptimo. Los equipos recomendados para esta operación son compresores neumáticos con boquillas adecuadas para limpieza o incluso se permite la utilización de escobas.

Cuando se trabaja sobre fresado se debe realizar una limpieza minuciosa, ya que la superficie debe quedar libre del polvillo que se genera durante el proceso; preferiblemente se debe realizar esta limpieza con aire comprimido o con agua dejando secar muy bien la superficie.



▲ Imagen 8.30 | Soplado con compresor de superficie fresada. Ciudad Verde, Soacha, Colombia.

Paso 3: Tratamiento de fisuras	Ok: <input type="checkbox"/>
Sellado de fisuras.	<input type="checkbox"/>

Después de terminar el proceso de limpieza, todas las fisuras deberán ser sopleteadas y selladas con un llenante apropiado para tal fin, sin sobrepasar la cantidad por encima del nivel existente; dichas fisuras deberán recibir un tratamiento adecuado según su grado de evolución. Los tratamientos de conformación (ruteo) para grietas con aberturas mayores a 6mm son adecuados. Las grietas asociadas a patologías estructurales deben ser analizadas en profundidad para establecer su tratamiento.



▲ Imagen 8.31 | Sellado de grietas. Aeropista, Colombia.

Paso 4: Aplicación del ligante	Ok: <input type="checkbox"/>
Suministro de asfalto o emulsión asfáltica.	<input type="checkbox"/>
Funcionamiento del equipo de aplicación del ligante.	<input type="checkbox"/>
Pruebas previas de dosificación de ligante.	<input type="checkbox"/>

Se usará ligante asfáltico con 3 objetivos:

- i) Adherir el Geotextil de Repavimentación a la superficie inferior.
- ii) Saturar completamente con asfalto el Geotextil de acuerdo a la cantidad recomendada por el proveedor. De allí la importancia que sea un Geotextil No Tejido punzonado por agujas que al ser saturado forma una membrana visco elasto-plástica.
- iii) Adherir el Geotextil de Repavimentación a la superficie superior.

El Geotextil se podrá colocar solo después del correspondiente rompimiento de la emulsión en caso de que esa sea la elección para utilizar como ligante. Para esta aplicación no se podrán utilizar los asfaltos líquidos (asfaltos disueltos en solventes del petróleo).

La cantidad de ligante asfáltico a utilizar depende de la porosidad relativa de la superficie sobre la que se colocara el ligante y del Geotextil a usarse en el proceso de repavimentación, siendo esta una de las consideraciones de mayor relevancia para garantizar el correcto desempeño de esta membrana intercapa viscoelasto-plástica impermeable. En 1982, Button propone la siguiente ecuación para la determinación de la cantidad de ligante asfáltico:

$$Q_d = 0.362 + Q_s + Q_c \quad (\text{Ec. 8.2})$$

Donde:

Q_d = Cantidad de ligante según diseño. (L/m²).

Q_s = Cantidad de ligante necesario para lograr la saturación del Geotextil (L/m²).

Este dato es suministrado por el fabricante. Es importante tener en cuenta que según las recomendaciones de la Task Force 25 de la AASHTO-AGC-ARTBA, este no podrá ser inferior a los 0.9 L/m² para lograr formar una capa absorbidora de esfuerzos, además de la adhesión entre las capas de concreto asfáltico.

Q_c = Valor de corrección dependiendo de las condiciones de la superficie del concreto asfáltico de la capa vieja. Oscila entre 0.05 L/m² para superficies niveladas hasta 0.59 para superficies porosas y oxidadas.

Las dosificaciones de ligante deben ser validadas en obra mediante pruebas de adherencia. Cuando se usen emulsiones, se debe solicitar previamente la especificación técnica para corroborar su tipo. Para la escogencia definitiva de la emulsión se deben tener en cuenta las condiciones climáticas de la zona entre otros aspectos (revisar numeral 8.5 de este Manual). A continuación, se presenta un cuadro de dosificaciones de asfalto a utilizar cuando se usan emulsiones asfálticas.

Para el primero de los casos, por ejemplo, si la cantidad de asfalto determinado en las pruebas de adherencia es 1.30L/m², la cantidad de emulsión 60-40 a aplicar será 2.17L/m².

Tabla 8.6 Dosificación de emulsiones para el uso de Geotextil de Repavimentación

Ligante asfáltico para la instalación de Geotextil No Tejido de Repavimentación		
Cantidad de Asfalto residual requerido (L/m²)	Emulsión Asfáltica	
	Tipo de emulsión (asfalto - agua)	Cantidad (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 la aplicación del ligante, se recomienda colocarlo siempre en dos etapas, en forma homogénea y uniforme, para garantizar la saturación completa del Geotextil y evitar escurrimiento por efectos de la pendiente hacia las cunetas y/o bermas según sea el caso. En peraltes o pendientes longitudinales muy pronunciadas, se debe considerar una porción adicional de ligante a causa del escurrimiento inevitable. En el caso del Geotextil, se recomienda instalar el 50% de la cantidad total de emulsión, esperar a que rompa, luego, se instala el Geotextil, y por último se aplica el 50% restante sobre el Geotextil esperando un tiempo prudencial para que se evapore el agua; por último, se proceder a colocar la nueva carpeta asfáltica encima.

Tenga cuidado con el uso de emulsiones o asfaltos envejecidos cristalizados, ya que perjudicarían en gran medida los resultados de la pavimentación.

Las temperaturas del camión irrigador con asfalto no deben exceder los 150°C cuando se trabaja con asfaltos normalizados; esta temperatura puede ser superada cuando se está trabajando con asfaltos modificados. Para emulsiones, solamente en caso de requerirse el calentamiento de la misma, no se le debe someter a una temperatura mayor a 45°C puesto que a partir de esta puede romperse la emulsión.

Antes de iniciar una repavimentación utilizando el Geotextil, se debe realizar una prueba de adherencia para determinar la cantidad óptima de ligante asfáltico a usarse; esto evitará posibles problemas de exudación e incluso la generación de una superficie de deslizamiento. Una manera rápida y sencilla es mediante el riego de un área determinada que se sugiere sea de 1 m², con diferentes cantidades de ligante, teniendo en cuenta que su distribución sobre la superficie sea uniforme. Una manera de verificar si la cantidad de ligante es la adecuada, es intentando desprender manualmente el Geotextil de la superficie, si esto no se logra, se puede interpretar que se ha logrado el punto óptimo de dosificación.

Usualmente la tasa de aplicación para el ligante asfáltico es mínimo de 1.3 L/m² (asfalto residual) incluida la cantidad necesaria para garantizar la adhesión del conjunto superficie-Geotextil-capa de repavimentación. La cantidad dependerá de la porosidad y oxidación relativa del pavimento existente. La colocación de un Geotextil de Repavimentación sobre una superficie fresada, demandará una mayor cantidad de asfalto que una carpeta envejecida o una capa asfáltica de nivelación.

La colocación del riego requiere que los equipos a usarse coloquen el ligante a una tasa uniforme, siendo conveniente el uso de equipos mecánicos, tales como los tanques o camiones irrigadores.



▲ Imagen 8.32 | Riego de emulsión con equipo irrigador-dosificador. Costa Rica.

Paso 5: Instalación del Geotextil No Tejido de Repavimentación	Ok: <input type="checkbox"/>
Geotextil con certificados de calidad.	<input type="checkbox"/>
Elementos y/o equipos facilitadores de adherencia.	<input type="checkbox"/>
Temperatura de compactación Vs. Temperatura de fusión de Geotextil.	<input type="checkbox"/>

La instalación del rollo de Geotextil puede ser realizada manual o mecánicamente, existiendo equipos patentados para su colocación. Esta instalación se ha venido haciendo manualmente, siendo necesario un personal para el desenvolvimiento, otro para la alineación y otro para el cepillado de adherencia del rollo (eliminando al máximo las arrugas). El Geotextil debe tener un lado termofundido y otro sin termofundir, de tal manera que este último se coloque en contacto directo con el ligante.

También se deben preferir Geotextiles No Tejidos para Repavimentación de color gris, aspecto que facilitará la identificación de las áreas con deficiente o nula cantidad de asfalto.

Para facilitar la adherencia del Geotextil y eliminar en mayor proporción las arrugas, se puede realizar un barrido manual con escoba o cepillo sobre el mismo y luego, pasar un compactador de llantas a baja velocidad. No es necesario realizar la sujeción del Geotextil a la capa vieja mediante clavos o puntillas, esta actividad será opcional para sitios muy puntuales que ofrezcan dificultad para la adherencia.



▲ *Imagen 8.33 | Instalación manual de los rollos de Geotextil de Repavimentación.*
 ▲ *Imagen 8.34 | Paso de irrigador sobre el Geotextil para segundo riego.*

Como regla general cuando se utiliza Geotextil de Repavimentación, se recomienda que los traslajos en cualquier dirección no deben exceder los 15 cm; convencionalmente se usan 10cm en el traslapo

longitudinal al rollo y 15cm en transversal (finales de rollo). En las zonas de traslapos se debe hacer una impregnación adicional con ligante asfáltico para garantizar la saturación total del doble Geotextil.

Cuando se está en zona de curva, para instalar el Geotextil se deben cortar pequeñas secciones en forma rectangular o trapezoidal para conformarla.

Se deben tener cuidados especiales con las condiciones climatológicas, pues nunca se podrá instalar el Geotextil cuando la capa de pavimento antiguo esté en condiciones húmedas. En el caso de querer hacer grandes avances en la instalación, es necesario prever que no lloverá en la zona. Si durante la instalación inicia la lluvia, el Geotextil se debe secar totalmente antes de ser utilizado para esta aplicación. Como recomendación de trabajo en obra, solo se debe instalar la cantidad de Geotextil que sé esté seguro quedará completamente cubierto al finalizar la jornada.



▲ *Imagen 8.35 | Instalación mecánica de los rollos de Geotextil de Repavimentación.*
Imagen 8.36 | Detalle de instalación con adaptación del minicargador.

Otro de los aspectos de mayor cuidado para la instalación del Geotextil es su colocación sobre la superficie de la carretera impregnada con ligante asfáltico, evitando al máximo la formación de arrugas, ya que estas no permitirán la saturación total del Geotextil, limitando su función de barrera impermeable y reduciendo los beneficios a largo plazo de esta membrana de intercapa. Las arrugas generarán fisuras prematuras y/o desprendimientos puntuales de la nueva capa asfáltica.

Los cuidados principales para el tratamiento de las arrugas incluyen los siguientes:

- ◆ Las arrugas y dobleces de más de 25 mm deberán cortarse con un bisturí y aplanarse siempre en el sentido del avance de los equipos utilizados en la pavimentación, para evitar levantamientos.

- En el caso de que la arruga o doblez sobrepase los 50 mm, este exceso deberá ser eliminado.
- Cuando se utiliza Geotextil, en los traslapes necesarios en la reparación de arrugas deberá contemplar el uso de ligante adicional para saturar las dos capas de Geotextil y formar una liga, evitando posibles planos de deslizamiento.

Con el fin de evitar el humedecimiento, contaminación y/o degradación originada por la radiación ultravioleta de los rollos de Geotextil, estos deberán estar protegidos por una envoltura plástica justo hasta el momento de su instalación. Durante su almacenamiento, debe preverse que los rollos estén bajo techo y en una superficie elevada del piso. Debe evitarse la acomodación de los rollos en filas superiores a cuatro niveles.

Por último, es importante chequear la temperatura ideal de compactación para la mezcla asfáltica a usar. Los Geotextiles de Repavimentación No Tejidos punzonados por agujas fabricados en polipropileno virgen, tienen su punto de fusión a los 150°C, por lo tanto, el uso de mezclas asfálticas que requieran temperaturas de compactación mayores a esta, deben ser advertidas al proveedor del Geotextil. Generalmente, las mezclas asfálticas incluso las que contienen asfaltos modificados con polímeros como el GCR, no requieren temperaturas superiores a esta para lograr su óptimo de compactación, dado que, entre otros aspectos, las altas temperaturas envejecen el asfalto.

Paso 6: Colocación de capa de Repavimentación	Ok: <input type="checkbox"/>
Pendientes longitudinales y espesores mínimos.	<input type="checkbox"/>
Funcionamiento de equipos para instalación continua.	<input type="checkbox"/>

La capa de rodadura que se instala sobre un Geotextil de Repavimentación saturado, debe cumplir con espesores mínimos en función de la pendiente longitudinal de la vía. El siguiente cuadro muestra los espesores mínimos recomendados de concreto asfáltico.

Tabla 8.7 Espesores mínimos de mezcla asfáltica sobre Geotextil de Repavimentación

Superficie bajo el Geotextil de Repavimentación	Pendiente longitudinal (S)	Espesor mínimo (cm)
Concreto asfáltico	$S < 4\%$	5
Concreto asfáltico	$4\% \leq S < 6\%$	7
Concreto asfáltico	$6\% \leq S$	(*)

Superficie bajo el Geotextil de Repavimentación	Pendiente longitudinal (S)	Espesor mínimo (cm)
Losa de pavimento rígido	$S < 4\%$	7
Losa de pavimento rígido	$S \geq 4\%$	(*)

(*) Determinado por el consultor de pavimento.

Para lograr un mayor beneficio cuando se rehabilite un pavimento rígido, dependiendo de su nivel de deterioro, se deben nivelar y estabilizar las losas existentes e instalar una capa de concreto asfáltico de gradación abierta previa a la colocación del Geotextil de Repavimentación.

Al colocarse una capa de repavimentación sobre el Geotextil con espesores menores a los recomendados, es posible que esta empiece a absorber esfuerzos muy altos a tracción por efecto del movimiento de los vehículos, esfuerzos para los cuales no está diseñada dicha capa, generándose posibles desplazamientos de la nueva carpeta de repavimentación.

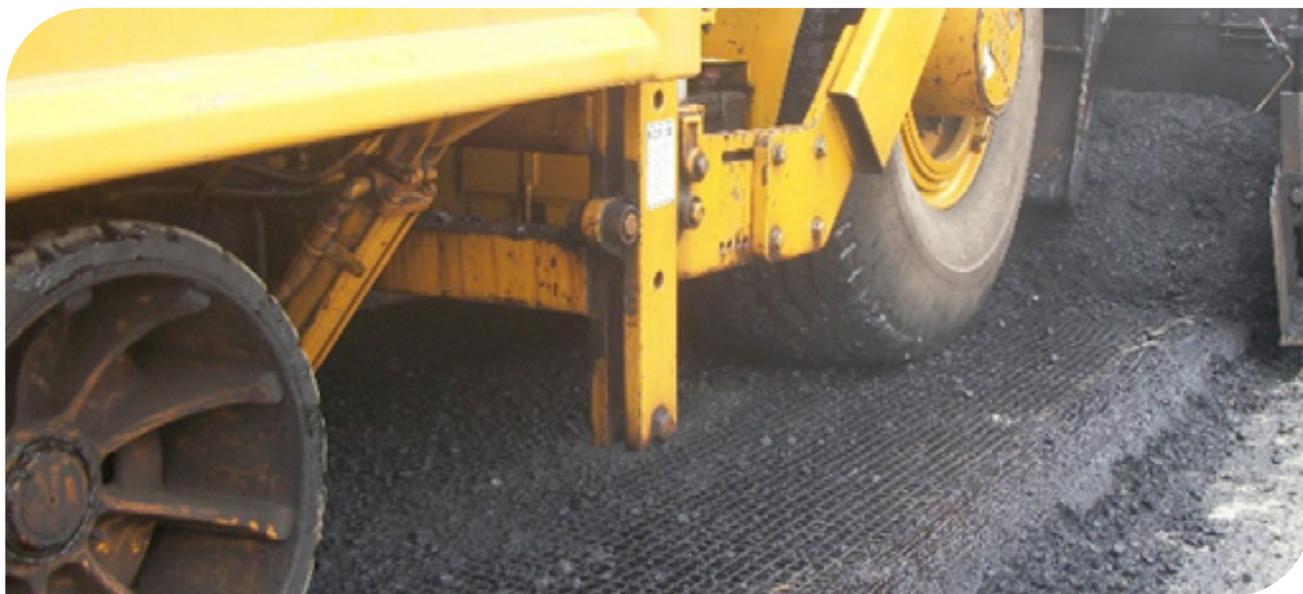
La capa de repavimentación de concreto asfáltico podrá ser colocada inmediatamente después de haber sido instalado el Geotextil, aclarando que dar continuidad y simultaneidad a todas las etapas del proceso de repavimentación sin tiempos muertos dentro de la jornada de trabajo, ofrecerá los mejores resultados. El concreto asfáltico se instalará mediante el empleo de una terminadora de asfalto y se compactará al igual que en cualquier proceso de pavimentación con compactadores de cilindro y de llanta. La única precaución es que los equipos de construcción no realicen giros bruscos sobre el Geotextil.

8.7.2 Guía de instalación de Geomalla de Fibra de Vidrio para Repavimentación

Paso 1: Determinación de superficie	Ok:
Concreto asfáltico envejecido.	<input type="checkbox"/>
Capa de nivelación asfáltica.	<input type="checkbox"/>
Base de concreto asfáltico.	<input type="checkbox"/>
Otra superficie, cuál?:	<input type="checkbox"/>

La superficie sobre la cual se instalará la Geomalla de Fibra de Vidrio podrá ser un concreto asfáltico envejecido, la capa de base asfáltica o una capa de nivelación asfáltica. A diferencia de la alternativa con Geotextil, la Geomalla debe contar con una superficie nivelada para su apoyo con el objetivo de aprovechar al máximo sus beneficios al ser sometida a tensión, por lo tanto, su colocación directamente

sobre una superficie fresada no es adecuada. La superficie será determinada por el consultor de pavimento según los fines funcionales y/o estructurales que desee para la vía. Para rehabilitación de pavimentos rígidos también será una alternativa el uso de una Geomalla de Fibra de Vidrio sobre la losa, anteponiendo preferiblemente una capa de nivelación asfáltica.



▲ Imagen 8.37 | Repavimentación con Geomalla de Fibra de Vidrio. Nariño, Colombia.

Paso 2: Limpieza de superficie	Ok: <input type="checkbox"/>
Soplado o barrido de la superficie.	<input type="checkbox"/>

Tal vez el aspecto más importante del proceso de Repavimentación con Geosintéticos, consiste en garantizar su adherencia a la superficie, para ello, se debe tener especial cuidado para lograr una superficie limpia y libre de polvo, mugre, agua, vegetación, escombros e incluso agregado que cae de las volquetas que traen la nueva mezcla asfáltica, los cuales podrían impedir que el ligante que generará la adherencia entre la Geomalla y la superficie tratada, sea óptimo. Los equipos recomendados para esta operación son compresores neumáticos con boquillas adecuadas para limpieza o incluso se permite la utilización de escobas.

Paso 3: Tratamiento de fisuras	Ok: <input type="checkbox"/>
Sellado de fisuras.	<input type="checkbox"/>

Después de terminar el proceso de limpieza, todas las fisuras deberán ser sopleteadas y selladas con

un llenante apropiado para tal fin, sin sobrepasar la cantidad por encima del nivel existente; dichas fisuras deberán recibir un tratamiento adecuado según su grado de evolución. Los tratamientos de conformación (ruteo) para grietas con aberturas mayores a 6mm son adecuados. Las grietas asociadas a patologías estructurales deben ser analizadas en profundidad para establecer su tratamiento.



▲ Imagen 8.38 | Sellado de fisuras.

Paso 4: Aplicación del ligante	Ok:
Suministro de asfalto o emulsión asfáltica.	<input type="checkbox"/>
Funcionamiento del equipo de aplicación del ligante.	<input type="checkbox"/>
Pruebas previas de dosificación de ligante.	<input type="checkbox"/>

Se usará ligante asfáltico con 2 objetivos:

- i) Adherir la Geomalla de Fibra de Vidrio a la superficie inferior de tal manera que esta logre absorber los esfuerzos actuantes en ella.
- ii) Adherir la Geomalla de Fibra de Vidrio a la superficie superior, es decir a la capa que quedará sobre ella, para controlar directamente las tensiones de las fibras inferiores de la nueva capa asfáltica.

La Geomalla se podrá colocar solo después del correspondiente rompimiento de la emulsión en caso de que esa sea la elección para utilizar como ligante. Para esta aplicación no se podrán utilizar los asfaltos líquidos (asfaltos disueltos en solventes del petróleo).

La cantidad de ligante asfáltico a utilizar depende de la porosidad relativa de la superficie sobre la que se colocara el ligante, siendo esta una de las consideraciones de mayor relevancia para garantizar el correcto desempeño de la Geomalla.

Las dosificaciones de ligante deben ser validadas en obra mediante pruebas de adherencia. Cuando se usen emulsiones, se debe solicitar previamente la especificación técnica para corroborar su tipo. Para la escogencia definitiva de la emulsión se deben tener en cuenta las condiciones climáticas de la zona entre otros aspectos (revisar numeral 8.5 de este Manual). A continuación, se presenta un cuadro de dosificaciones de asfalto a utilizar cuando se usan emulsiones asfálticas.

Para el primero de los casos, por ejemplo, si la cantidad de cemento asfáltico determinado en las pruebas de adherencia es 0.70L/m², la cantidad de emulsión 60-40 a aplicar será 1.17L/m².

Tabla 8.8 Dosificación de emulsiones para el uso de Geomalla Fibra de Vidrio

Ligante asfáltico para la instalación de Geomalla de Fibra de Vidrio de Repavimentación		
Cantidad de asfalto residual requerido (L/m²). Incluye riego inicial y final	Emulsión Asfáltica	
	Tipo de emulsión (asfalto - agua)	Cantidad (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

Tenga cuidado con el uso de emulsiones o asfaltos envejecidos cristalizados, ya que perjudicarían en gran medida los resultados de la pavimentación.

El riego de liga se debe aplicar de manera uniforme sobre toda la superficie asfáltica en dos partes. La primera antes de instalar la Geomalla de Fibra de Vidrio sobre la carpeta asfáltica nueva o la capa de nivelación (dependiendo si es un pavimento flexible nuevo o una rehabilitación respectivamente) y la segunda posterior a la instalación de la Geomalla, antes de instalar la nueva carpeta.

La primera dosis de riego de liga no debe ser inferior a 0.5 L/m^2 (asfalto residual) y debe ser la mínima que garantice una adherencia de la Geomalla a la superficie de al menos 5 Kgf medido mediante el ensayo de adherencia. Se debe permitir que la emulsión rompa antes de instalar la Geomalla en caso de que este sea el tipo de ligante elegido.

La segunda dosis de riego de liga es para garantizar la debida impregnación de la cara superior de la Geomalla y su adherencia a la nueva capa de concreto asfáltico. La cantidad del segundo riego de liga no debe ser menor a 0.2 L/m^2 (asfalto residual). Si se utiliza emulsión, se debe permitir que la emulsión rompa antes de instalar la capa de rodadura. El segundo riego de liga se aplicará después de estar la Geomalla adherida a la superficie, posterior al paso del equipo de compactación (este último para potenciar la adherencia).

Al igual que en el Geotextil, las técnicas de riego requieren que los equipos a usarse coloquen el ligante a una tasa uniforme.

El ensayo de adherencia se ejecuta para determinar la dosis mínima del primer riego de liga. Las pruebas de adherencia se deben ejecutar en situ al menos cada 200 m de longitud teniendo en cuenta el siguiente procedimiento:

Cortar una pieza de un $(1) \text{ m}^2$ de Geomalla e instalarla sobre la capa asfáltica nueva o de nivelación previa colocación y rompimiento de una cuantía establecida de riego de liga (se recomienda iniciar con la cuantía mínima de 0.5 L/m^2). La pieza de Geomalla deberá someterse al paso de un equipo compactador para asegurar su adherencia. Una vez adherida la Geomalla se inserta en la parte central el gancho de una balanza de resorte (dinamómetro) por debajo de la Geomalla. Halar el dinamómetro de un solo impulso hasta que se desprenda la Geomalla. La cantidad de emulsión será aquella para la cual la resistencia a la adherencia sea igual o mayor a 5 Kg-f.



▲ Imagen 8.39 | Riego de emulsión con equipo aspersor.

Paso 5: Instalación de Geomalla de Fibra de Vidrio de Repavimentación	Ok:
Geomalla con certificados de calidad.	<input type="checkbox"/>
Elementos y/o equipos facilitadores de adherencia.	<input type="checkbox"/>
Equipo o dispositivo para soporte y desenvolvimiento de rollo.	<input type="checkbox"/>
Puntillas y arandelas para anclaje de Geomalla.	<input type="checkbox"/>

Si la superficie no está nivelada, un espesor mínimo de 3 cm de concreto asfáltico como nivelación sobre la superficie de asfalto existente debe ser colocado. Si la carretera es en concreto hidráulico el espesor mínimo de nivelación será de 4 cm. Es importante tener en cuenta un riego de liga entre la carpeta asfáltica antigua o sobre la losa de concreto antes de aplicar la capa de nivelación.

La capa de nivelación debe proveer suficiente adhesivo a la Geomalla. Aunque la Geomalla de Fibra de Vidrio posee un recubrimiento bituminoso que garantiza la correcta adherencia de la Geomalla a las capas de asfalto, se debe emplear un riego de liga entre las capas asfálticas para garantizar una completa adherencia entre estas.

La Geomalla de Fibra de Vidrio es fabricada por un proceso de tejido de punto usando una serie de filamentos de fibra de vidrio que forman una estructura de rejilla. Estos filamentos están recubiertos con un polímero que permite que la Geomalla posea una buena adherencia a las capas asfálticas. Cada filamento posee alta resistencia a la tensión y alto módulo de elasticidad (69,000 Mpa) para

elongaciones bajas. Esta combinación hace a la Geomalla de Fibra de Vidrio más fuerte que el acero libra por libra.

Según las solicitaciones de tensión para la estructura de pavimento, puede optarse por usar Geomallas de 50KN/m o 100KN/m.

La instalación del rollo de Geomalla puede ser realizada manual o mecánicamente, existiendo equipos patentados para su colocación. Para una más fácil manipulación de los rollos, se recomienda el uso de elementos o estructuras para su soporte y desenvolvimiento. Se debe confirmar con el proveedor de la Geomalla, el lado que contiene el pegamento facilitador de adherencia, caso en el cual, dicho lado deberá colocarse en contacto con el piso. El personal que manipule los rollos de Geomalla de Fibra de Vidrio deberá protegerse con guantes para evitar picazón en la piel.

Para facilitar la adherencia de la Geomalla y eliminar las arrugas u ondas, se puede realizar un barrido manual con elementos de madera sin cerdas y luego, pasar un compactador liviano (3 ton. Máx.) sin vibración y a baja velocidad.



▲ *Imagen 8.40 | Instalación manual de los rollos de Geomalla de Fibra de Vidrio.*

Imagen 8.41 | Uso de facilitadores de adherencia manual para instalación de Geomalla.

Como regla general cuando se utiliza Geomalla de Repavimentación, se recomienda usar traslapes de 10cm en el traslapo longitudinal al rollo y 20cm en transversal (finales de rollo). Los traslapes deben superponerse en el sentido de la colocación de la mezcla y deben impregnarse adicionalmente con ligante asfáltico para garantizar una completa adherencia. En el traslapo transversal, presente en inicios de rollo o conformación de curva, se recomienda anclar la Geomalla con puntilla acerada y arandela (distanciando cada puntilla de 20 a 25cm). El anclaje longitudinal se recomienda hacerlo

solamente cuando sea necesario ante la imposibilidad de mantener la Geomalla adherida, espaciando puntillas aceradas con arandela entre 2 a 5m. Se recomienda que las puntillas no queden ubicadas en los bordes de la Geomalla, se prefiere colocarlas una hebra adentro del rollo (3cm aprox).

En zona de curva, para instalar la Geomalla se deben cortar los tramos del largo tal que permitan conformarla bien, realizando los recortes necesarios. Perimetral a los bordes de la vía, en sardineles, pozos, cámaras y estructuras hidráulicas, se debe dejar la Geomalla de Fibra de Vidrio separada con un margen de 10cm, para evitar absorción de agua por acción capilar.

Se deben tener cuidados especiales con las condiciones climatológicas, pues nunca se podrá instalar la Geomalla cuando la capa de pavimento antiguo esté en condiciones húmedas. En el caso de querer hacer grandes avances en la instalación, es necesario prever que no lloverá en la zona. Si durante la instalación inicia la lluvia, la Geomalla se debe secar totalmente antes de ser cubierta. Como recomendación de trabajo en obra, solo se debe instalar la cantidad de Geomalla que sé está seguro quedará completamente cubierta al finalizar la jornada.



▲ Imagen 8.42 | Instalación de Geomalla en curva en fase de recorte.

Imagen 8.43 | Instalación de Geomalla de Fibra de Vidrio en curva terminada.

Otro de los aspectos de mayor cuidado para la instalación de la Geomalla es su colocación sobre la superficie de la carretera impregnada con ligante asfáltico, evitando al máximo la formación de arrugas y ondas. Las arrugas generarán fisuras prematuras y/o desprendimientos puntuales de la nueva capa asfáltica.

Los cuidados principales para el tratamiento de las arrugas incluyen los siguientes:

- Las arrugas y dobleces de más de 25 mm deberán cortarse con un bisturí y aplanarse siempre en el sentido del avance de los equipos utilizados en la pavimentación, para evitar levantamientos.
- En el caso de que la arruga o doblez sobrepase los 50 mm, este exceso deberá ser eliminado.

Con el fin de evitar el humedecimiento y/o contaminación y/o degradación de los rollos de Geomalla, estos deberán estar protegidos por una envoltura plástica justo hasta el momento de su instalación. Durante su almacenamiento, debe preverse que los rollos estén bajo techo y en una superficie elevada del piso. Debe evitarse la acomodación de los rollos en filas superiores a cuatro niveles y evitar recostarlos contra parales rígidos que puedan averiar o marcar el rollo con sus aristas.

Paso 6: Colocación de capa de Repavimentación	Ok: <input type="checkbox"/>
Pendientes longitudinales y espesores mínimos.	<input type="checkbox"/>
Funcionamiento de equipos para instalación continua.	<input type="checkbox"/>

La capa de rodadura que se instala sobre una Geomalla de Fibra de Vidrio de Repavimentación, debe cumplir con espesores mínimos en función de la pendiente longitudinal de la vía. El siguiente cuadro muestra los espesores mínimos recomendados de concreto asfáltico

Tabla 8.9 Espesores mínimos de mezcla asfáltica sobre Geomalla de Fibra de Vidrio

Superficie bajo la Geomalla de Repavimentación	Pendiente longitudinal (S)	Espesor mínimo (cm)
Concreto asfáltico	$S < 4\%$	5
Concreto asfáltico	$4\% \leq S < 6\%$	7
Concreto asfáltico	$6\% \leq S$	(*)

(*) Determinado por el consultor de pavimento

Nota: Estos espesores no aplican para rehabilitación de pavimentos rígidos.

Para lograr un mayor beneficio cuando se rehabilite un pavimento rígido, dependiendo de su nivel de deterioro, se deben nivelar y estabilizar las losas existentes e instalar una capa de concreto asfáltico de gradación abierta preferiblemente, previa a la colocación de la Geomalla de Repavimentación. Adicionalmente, el espesor mínimo recomendado de carpeta asfáltica sobre la Geomalla será de 6cm. Así mismo, el espesor mínimo de nivelación sobre las losas de concreto recomendado será de 4cm. Es importante tener en cuenta un riego de liga sobre la losa de concreto antes de aplicar la capa de

nivelación. El consultor de pavimento bajo su criterio evaluará la variable tráfico y definirá espesores definitivos.

Al colocarse capas de repavimentación sobre la Geomalla con espesores menores a los recomendados, es posible que esta empiece a absorber esfuerzos muy altos a tracción por efecto del movimiento de los vehículos, esfuerzos para los cuales no está diseñada dicha capa, generándose posibles desplazamientos de la nueva carpeta de repavimentación.

La capa de repavimentación de concreto asfáltico podrá ser colocada inmediatamente después de haber sido instalada la Geomalla, aclarando que dar continuidad y simultaneidad a todas las etapas del proceso de repavimentación sin tiempos muertos dentro de la jornada de trabajo, ofrecerá los mejores resultados. El concreto asfáltico se instalará mediante el empleo de una terminadora de asfalto y se compactará al igual que en cualquier proceso de pavimentación con compactadores de cilindro y de llanta. La única precaución es que los equipos de construcción no realicen giros bruscos sobre la Geomalla.



▲ Imagen 8.44 | Repavimentación con Geomalla de Fibra de Vidrio. Proceso continuo y simultáneo.

8.8 Bibliografía

- ◆ 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. Contribuicao para a elaboraçao de método de projeto de restauraçao de pavimentos asfálticos utilizando geossinteticos em sistemas anti-reflexao de trincas. Estado do São Pablo, Brasil. 2006.



Capítulo 9

SISTEMAS DE SUBDRENAJE PARA
Vías con filtro francés

9.1 Generalidades

Un buen sistema de drenaje y/o subdrenaje está íntimamente relacionado con una mayor durabilidad de las obras; de hecho, la vida útil de las carreteras depende en gran medida del periodo de tiempo en que el exceso de agua esté presente en su estructura. El exceso de agua en algunos suelos, especialmente los de grano fino, afecta sus parámetros de resistencia, los hace susceptibles a los cambios volumétricos y modifica los mecanismos de transmisión de presiones aplicadas.

El diseño de un sistema de subdrenaje que involucre la utilización de Geotextiles en las obras civiles será, sin lugar a duda, un aporte fundamental para la calidad de dichas obras, toda vez que brindará un mejor desempeño del sistema y extenderá la vida útil de la solución.

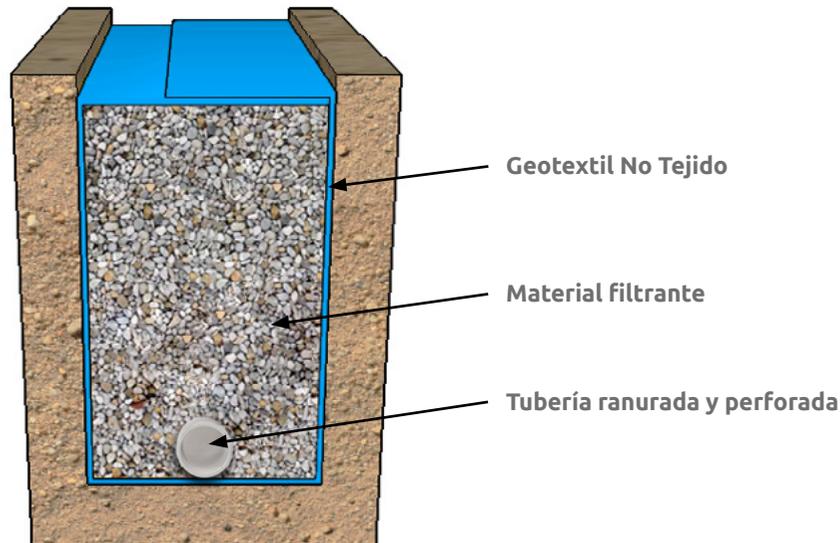
Este documento es una guía práctica para diseñar sistemas de subdrenaje involucrando Geosintéticos, de tal forma que se llegue al diseño más conveniente en lo técnico y económico.

9.2 Introducción

El objetivo de los subdrenes en las carreteras es evitar la saturación total de la estructura, captando, conduciendo y evacuando el agua que pueda entrar en la estructura del pavimento.

Un sistema de drenaje subsuperficial eficiente y estable, está compuesto por un medio filtrante y otro drenante. Convencionalmente, un sistema de drenaje está constituido por agregados pétreos como gravas y bolos de diferentes tamaños, un Geotextil No Tejido punzonado por agujas y una tubería de drenaje.

El Geotextil actúa como elemento filtrante permitiendo el paso de agua y reteniendo los finos, mientras que el material granular y la tubería se encargan del abatimiento y evacuación del agua (ver figura 9.1). El uso de los Geotextiles ha venido imponiéndose como el sistema de filtración más ventajoso, debido principalmente al incremento de la vida útil de las obras, la facilidad de instalación, reducción de costos de construcción y por tratarse de un sistema constructivo ambientalmente eficiente.



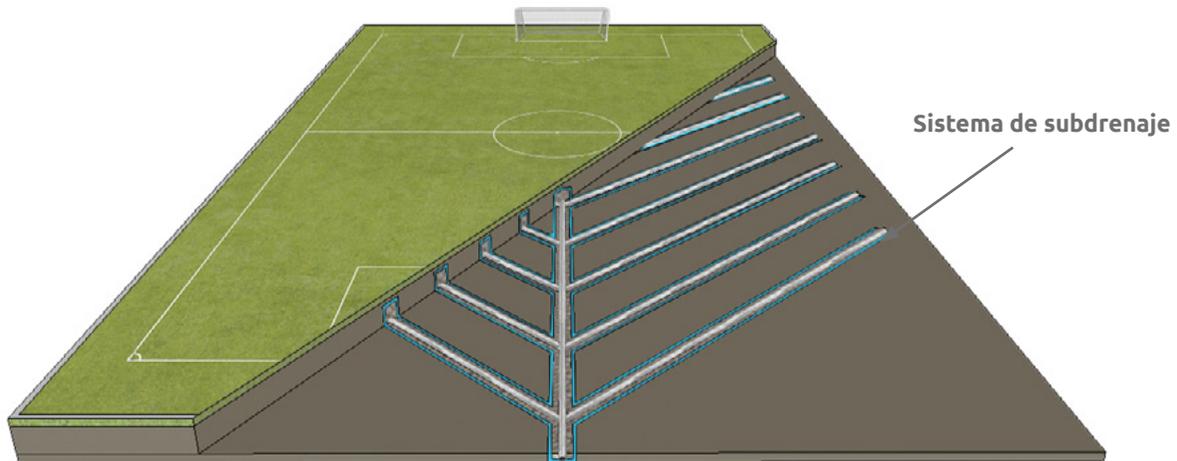
▲ *Figura 9.1* | *Componente del dren francés.*

Además del uso en carreteras, existe un sin número de aplicaciones en obras civiles en las cuales el involucrar un sistema de subdrenaje garantiza el adecuado desempeño de la obra a corto y largo plazo. Dentro de estas aplicaciones se tienen: Los campos deportivos, los muros de contención y terraplenes, los sótanos y cimentaciones en edificaciones, los rellenos sanitarios y la minería. Muchos de los aspectos del diseño de subdrenajes que aquí se presentan se pueden extender a dichas aplicaciones.

En las figuras 9.2 a 9.5, se muestran algunas de las aplicaciones mencionadas, en las que con más frecuencia debemos considerar incluir un sistema de subdrenaje.



▲ *Figura 9.2* | *Subdrenaje en carreteras.*



▲ Figura 9.3 | Subdrenaje en campos deportivos.



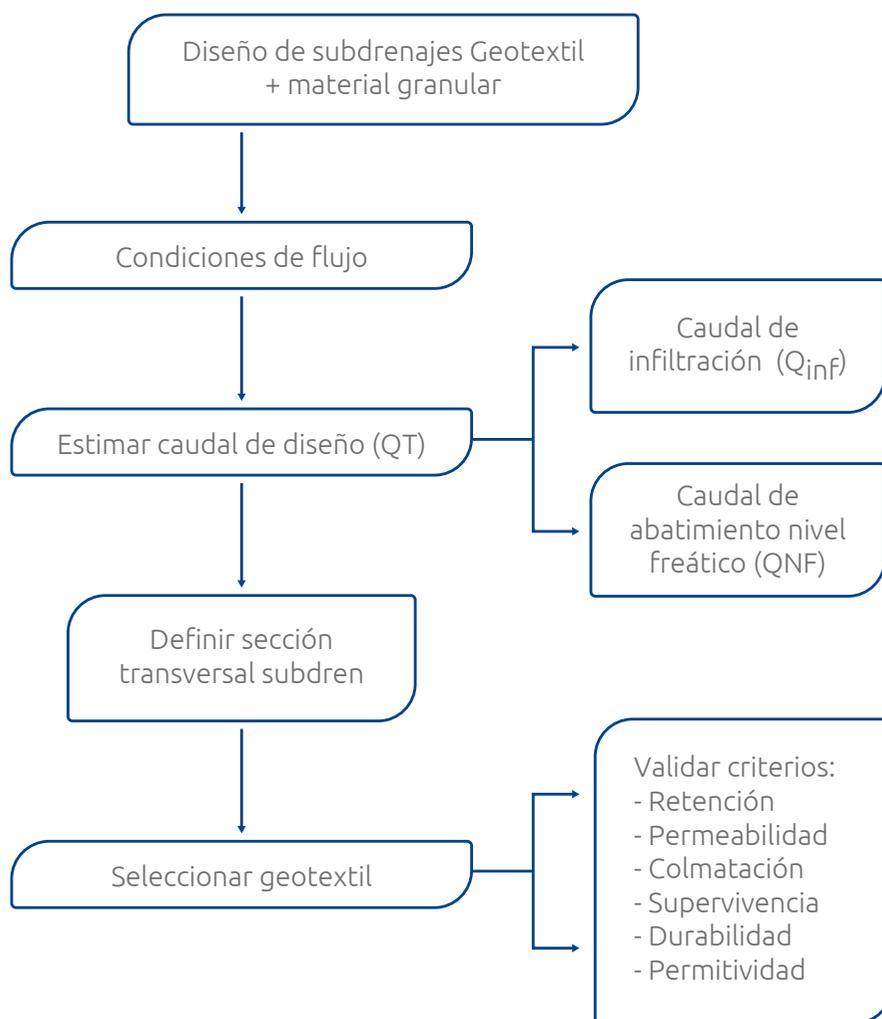
▲ Figura 9.4 | Subdrenaje en muros de contención.



▲ Figura 9.5 | Subdrenaje en edificaciones.

9.3 Metodología de diseño de subdrenajes

Tal como se indica en la Figura 9.6, el proceso de diseño de subdrenes con Geotextil y material granular involucra cuatro aspectos principales: a) Determinar la ubicación y profundidad de la dirección del flujo, b) Estimar el caudal crítico para la longitud de descarga, c) Dimensionar la sección transversal del subdrén y d) Establecer un sistema de filtración adecuado.



▲ Figura 9.6 | Diagrama de flujo diseño de subdrenaje con Geotextil y material granular.

9.3.1 Condiciones del flujo

Con base en las condiciones geomorfológicas y geométricas de la carretera se deberán establecer los tramos entre sitios de descarga. Se deberá identificar la ubicación y profundidad de la dirección del flujo. En carreteras, el flujo puede ir en sentido longitudinal o transversal con respecto al eje de la carretera.

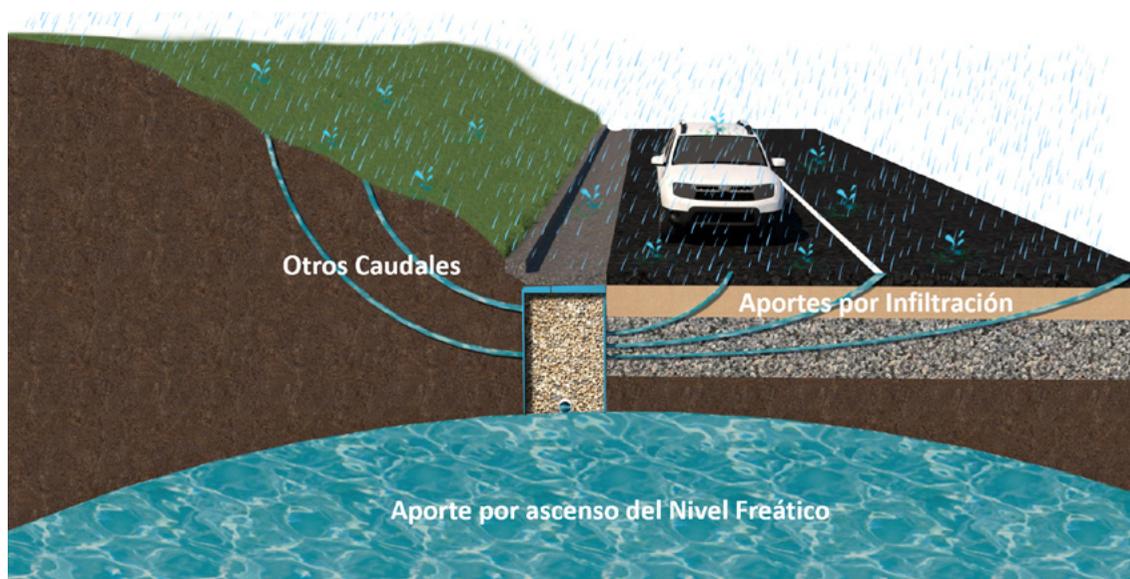
Para captar aguas subsuperficiales es conveniente tener en cuenta el diseño de un sistema de captación, que asegure la rápida llegada del agua al subdrén, verificando la velocidad de llegada.

9.3.2 Estimación del caudal de diseño

Establecidos los tramos entre sitios de descarga, se deben identificar las fuentes de aporte de caudal a lo largo de los tramos. Los caudales de aporte que conforman el caudal total o crítico para el diseño de un sistema de subdrenaje en una estructura de un pavimento son:

- ◆ El caudal generado por la infiltración de agua lluvia
- ◆ El caudal generado por el abatimiento del nivel de agua subterránea

El agua de infiltración proviene de aguas lluvias y superficiales que se filtran directamente a través de la carpeta del pavimento o a través del suelo aledaño al tramo de carretera en consideración. Es importante determinar adecuadamente las áreas aferentes para el cálculo del caudal por infiltración, teniendo en cuenta que muchas veces el subdrén puede también captar agua de infiltración proveniente de los taludes aledaños.



▲ Figura 9.7 | Caudales a abatir.

Entre más largo sea el recorrido del agua dentro de un subdrén, mayor tendrá que ser su capacidad de transporte, dado que a lo largo del sistema de subdrenaje se van sumando caudales de aporte.

Un sistema eficiente de drenaje en carreteras debe complementar el sistema de subdrenaje con estructuras de drenaje superficial como son: cunetas, zanjas de coronación, trincheras drenantes, de

manera que ayuden a reducir la infiltración del agua al subsuelo.

Caudal por infiltración (Q_{inf})

Parte del agua lluvia que cae directamente en la carpeta de pavimento, tanto rígida como flexible, se infiltra en la estructura del pavimento debido a la permeabilidad de las mismas. El cálculo de este caudal de infiltración se efectúa de la siguiente manera:

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R \quad (\text{Ec. 9.1})$$

Donde:

- I_R = Precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en la zona del proyecto. (ver anexo C) (m/s).
- B = Para subdrenes longitudinales, B es la semibanca de la carretera (ancho de la vía/2). Para el caso de subdrenajes transversales, B es la distancia entre subdrenajes (m).
- L = Longitud del tramo de drenaje (m).
- F_i = Factor de infiltración. (Ver Tabla 9.1).
- F_R = Factor de retención de la base, refleja el hecho de que las bases dado su tiempo de servicio disminuyen su permeabilidad. (Ver Tabla 9.2).

La precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en la zona del proyecto, se puede extraer de las curvas intensidad – duración – frecuencia para las diferentes zonas del territorio colombiano, incluidas en el Anexo C. Usualmente se toma el intervalo entre 60 y 120 minutos y se escoge la curva de 2 años.

Alternativamente, a criterio del diseñador, la precipitación se puede determinar empleando ecuaciones correlacionadas con datos pluviométricos medidos en campo para el territorio colombiano. Para tal efecto se presenta en este documento la investigación realizada por Vargas y Díaz-Granados para determinar la ecuación más apropiada (ver anexo D).

Tabla 9.1 Valores recomendados para F_i

Tipo de Carpeta	F_i
Carpetas asfáltadas muy bien conservadas	0.30
Carpetas asfáltadas normalmente conservadas	0.40

Tipo de Carpeta	F_i
Carpetas asfáltadas probablemente conservadas	0.50
Carpetas de concreto de cemento Portland	0.67

Tabla 9.2 Valores recomendados para F_R

Tipo de Carpeta	F_R
Bases bien gradadas, en servicio 5 años o más	1/4
Bases bien gradadas, en servicio menos de 5 años	1/3
Bases de gradación abierta, en servicio 5 años o más	1/3
Bases de gradación abierta, en servicio menos de 5 años	1/2

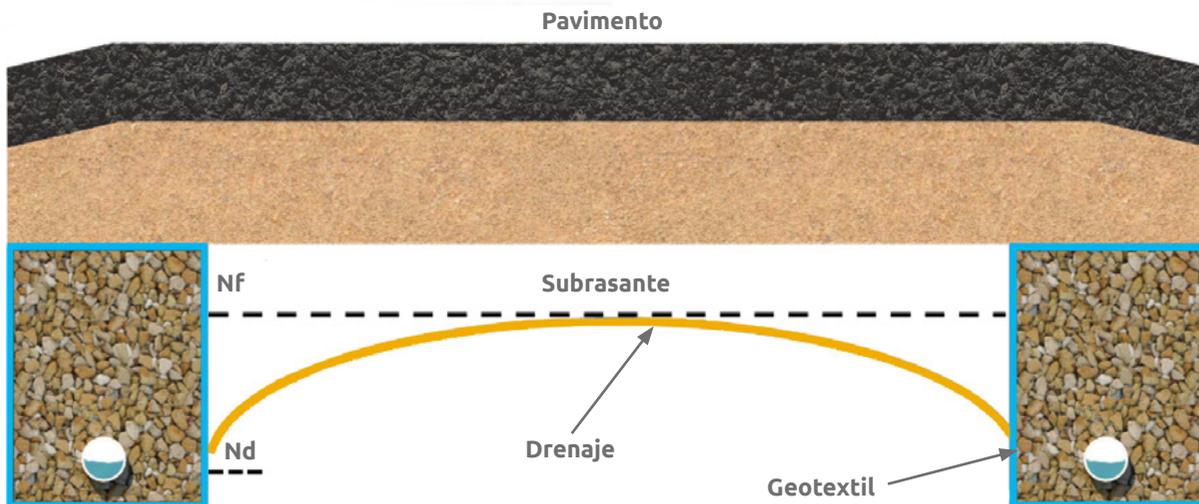
Caudal por abatimiento del nivel freático

En sitios donde el nivel freático o el agua proveniente a presión alcancen una altura tal que supere el nivel de subrasante afectando a la estructura del pavimento, es necesario abatir este nivel de manera que no genere inconvenientes por excesos de agua. El cálculo de este caudal se basa en los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned}
 Q_{NF} &= k * i * A_a \\
 i &= (N_d - N_f) / B \\
 A_a &= (N_d - N_f) * L
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 9.2}$$

Donde:

- k = Es el coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente (m/s).
- i = Es el gradiente hidráulico.
- N_d = Cota inferior del subdrén. (Ver Figura 9.8) (m).
- N_f = Cota superior del nivel freático. (Ver Figura 9.8) (m).
- A_a = Es el área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático (m²).
- B = Para subdrenajes longitudinales, B es la semibanca de la vía. Para el caso de subdrenajes transversales, B es la distancia entre subdrenajes (m).
- L = Longitud del tramo de drenaje (m).



▲ Figura 9.8 | Sistema de subdrenaje lateral en carreteras.

Una vez estimados los caudales de aporte al sistema se obtiene el caudal de diseño:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF} \quad (\text{Ec. 9.3})$$

Nota: El caudal por abatimiento del nivel freático debe ser duplicado cuando se presenta a los dos lados de la sección transversal.

La línea superior de flujo o nivel freático no debe superar en ningún momento la cota de subrasante, con este criterio se debe establecer la profundidad del subdrén Nd.

Caudal por escorrentía superficial

El caudal proveniente de la escorrentía superficial puede ser controlado con métodos de captación tales como cunetas, contracunetas y alcantarillas, de manera tal que se limite el aporte de agua a la estructura del pavimento. En tramos donde se considere que habrá aporte por escorrentía superficial, el caudal se debe estimar teniendo en cuenta los métodos hidrológicos.

9.3.3 Dimensionamiento de la sección transversal

Partiendo de la expresión que define el caudal total Q_T (Ec. 9.4), se determina el área de la sección transversal requerida para el subdrén que sea capaz de conducir el caudal crítico con una velocidad de evacuación adecuada.

$$Q_T = V * i * A \quad (\text{Ec. 9.4})$$

Donde:

Q_T = Caudal total (m^3/s).

V = Velocidad de flujo, la cual depende de la pendiente longitudinal y del tamaño del agregado usado en el subdrén. (Ver Figura 9.8) (m/s).

i = Gradiente hidráulico que para el caso de subdrenajes es = 1.

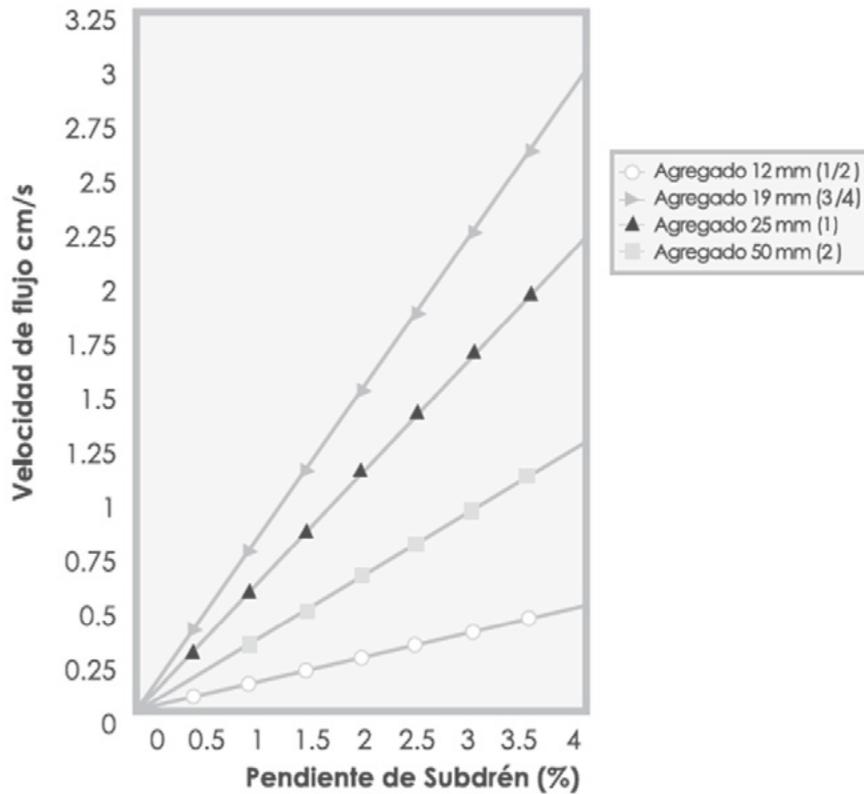
A = Área de la sección transversal del subdrén, se asume una profundidad del filtro y se despeja el ancho (m^2).

La profundidad del subdrén se debe estimar según la posición del nivel freático y la estructura de pavimento a proteger, se recomienda asumir un H como mínimo de la máxima profundidad de las capas granulares; calculado el ancho, debe verificarse que cumpla con un ancho construible de acuerdo al equipo de construcción, el ancho mínimo de una pala típica de retro-excavadora es de 60cm, por tanto este debe ser el mínimo contemplado.



▲ *Figura 9.9 | Variables geométricas de diseño.*

Conocida la pendiente del subdrén y el tamaño de agregado disponible para usar como material drenante, a partir de la Figura 9.10 se determina la velocidad de flujo del sistema. Establecida la velocidad y el caudal de diseño, se emplea la ecuación Ec. 9.4 y se determina el área de la sección transversal requerida para el subdrén.



▲ Figura 9.10 | Pendiente Vs. Velocidad, según el tamaño del agregado (Para agregados de tamaño uniforme).

En el anexo E, se incluyen algunos ábacos que permiten validar para diferentes secciones transversales del subdrén, el cumplimiento de los caudales requeridos con relación a la pendiente del subdrén y el tamaño del agregado disponible como material drenante.

Obtenida la sección transversal del subdrén, se determina la longitud de desarrollo del Geotextil correspondiente al perímetro más el traslapo. Las longitudes de traslapo recomendadas varían entre 0.25m y 0.35m.

Para aumentar la eficiencia de los subdrenajes es recomendable usar tubería de drenaje dentro del subdrén, permitiendo el paso a un caudal mayor en una misma sección transversal. El diámetro de la tubería de drenaje a usar se puede estimar haciendo uso de la ecuación de Manning. Se asume un diámetro de tubería y por tanteo se rectifica si cumple la siguiente igualdad:

$$Q_T = (1/n) * A * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (\text{Ec. 9.5})$$

Donde:

Q_T = Caudal total calculado (m^3/s).

n = Coeficiente de Manning. Para tubería perforada usualmente es 0.013.

A = Área del tubo (m^2).

R = A_T/P_T (Área total / Perímetro total) A tubo lleno (m).

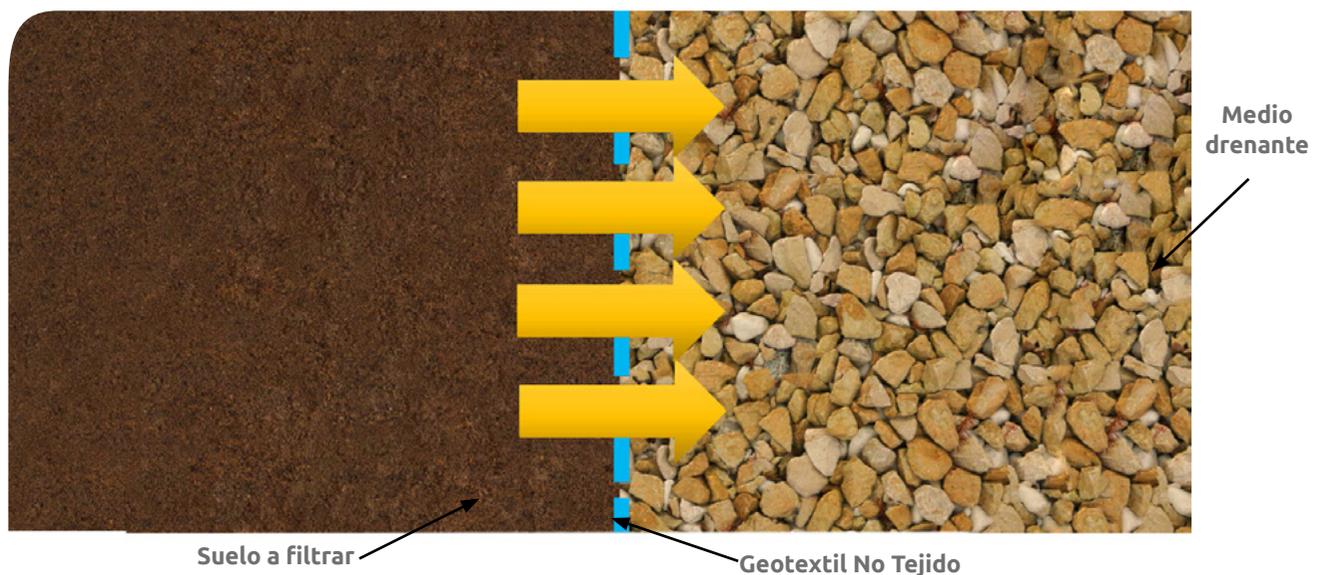
S = Pendiente del subdrén (m/m).

9.3.4 Selección del Geotextil como filtro

El establecer un sistema de filtración adecuado, asegurará una mayor vida útil del sistema y por consiguiente de la estructura del pavimento.

El filtro evita una excesiva migración de partículas de suelo y simultáneamente permite el paso del agua, lo que implica que el Geotextil debe tener una abertura aparente máxima adecuada para retener el suelo, cumpliendo a su vez con un valor mínimo admisible de permeabilidad, que permita el paso del flujo de una manera eficiente. La selección del Geotextil debe contemplar además la evaluación de los criterios de supervivencia, durabilidad y resistencia a la colmatación.

Finalmente, el Geotextil seleccionado como filtro debe satisfacer las características hidráulicas y mecánicas que resulten de la revisión de los criterios de diseño que se presentan a continuación:



▲ Figura 9.11 | Paso del agua a través del sistema de filtración.

Criterio de Retención (TAA)¹

Este criterio asegura que las aberturas del Geotextil sean lo suficientemente pequeñas para evitar la migración del suelo hacia el medio drenante o hacia donde se dirige el flujo.

De acuerdo con lo establecido en "Geotextiles Engineering Manual" de la Federal Highway Administration (FHWA) y basados en los criterios de retención de Christopher y Holtz (1989), Carroll (1983), un Geotextil debe cumplir con la siguiente condición:

$$TAA < D_{85} * B \quad (\text{Ec. 9.6})$$

Donde:

TAA = Tamaño de abertura aparente (mm).

D_{85} = Tamaño de partículas (en milímetros) que corresponde al 85% del suelo que pasa al ser tamizado. Este dato se obtiene de la curva granulométrica del suelo en consideración.

B = Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo a filtrar, de las condiciones de flujo y del tipo del Geotextil.

El tamaño de abertura aparente TAA del Geotextil es suministrado por el fabricante y corresponde a la abertura de los espacios libres (en milímetros). El TAA se obtiene tamizando unas esferas de vidrio de diámetros conocidos y cuando el 5% de un tamaño determinado de esferas pasa a través del Geotextil, se define el TAA, tal como lo establecen los ensayos ASTM D4751.

Según Christopher y Holtz, para suelos cohesivos con un índice de plasticidad mayor a 7, el valor del Tamaño de Abertura Aparente debe ser de $TAA < 0.30 \text{ mm}$.

Por su parte, el coeficiente B se determina con base en las siguientes consideraciones:

🟢 Para arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos del 50% pasa tamiz #200), B es función del coeficiente de uniformidad C_u , donde $C_u = D_{60}/D_{10}$, de la siguiente manera:

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

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

- Para suelos arenosos mal gradados usar B entre 1.5 y 2.
- Para suelos finos (más del 50% pasa tamiz #200) B es función del tipo de Geotextil.

$$\begin{array}{ll} \text{Para Tejidos:} & B = 1 \quad \rightarrow \quad TAA \leq D_{85} \\ \text{Para No Tejidos:} & B = 1.8 \quad \rightarrow \quad TAA \leq 1.8 * D_{85} \end{array}$$

Criterio de permeabilidad

La permeabilidad es la propiedad hidráulica por medio de la cual el Geotextil permite un adecuado paso de flujo perpendicular al plano del mismo. Para revisar la permeabilidad del Geotextil se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Para condiciones de flujo estable o flujo laminar² y suelos no dispersivos³, con porcentajes de finos no mayores al 50% y de acuerdo con el criterio de Schober y Teindl (1979); Wates (1980); Carroll (1983); Christopher y Holtz (1985) y otros:

$$k_g > k_s \quad (\text{Ec. 9.7})$$

Donde:

$$\begin{array}{ll} k_g = & \text{Permeabilidad del Geotextil} \\ k_s = & \text{Permeabilidad del suelo} \end{array}$$

- Para condiciones de flujo crítico⁴, altos gradientes hidráulicos y buscando un correcto desempeño a largo plazo reduciendo riesgo, colmatación se recomienda usar el criterio de Carroll (1983); Christopher y Holtz (1985):

$$k_g > 10 * k_s \quad (\text{Ec. 9.8})$$

En estas condiciones se recomienda además del Geotextil, colocar una capa de arena media a gruesa.

Criterio de Colmatación

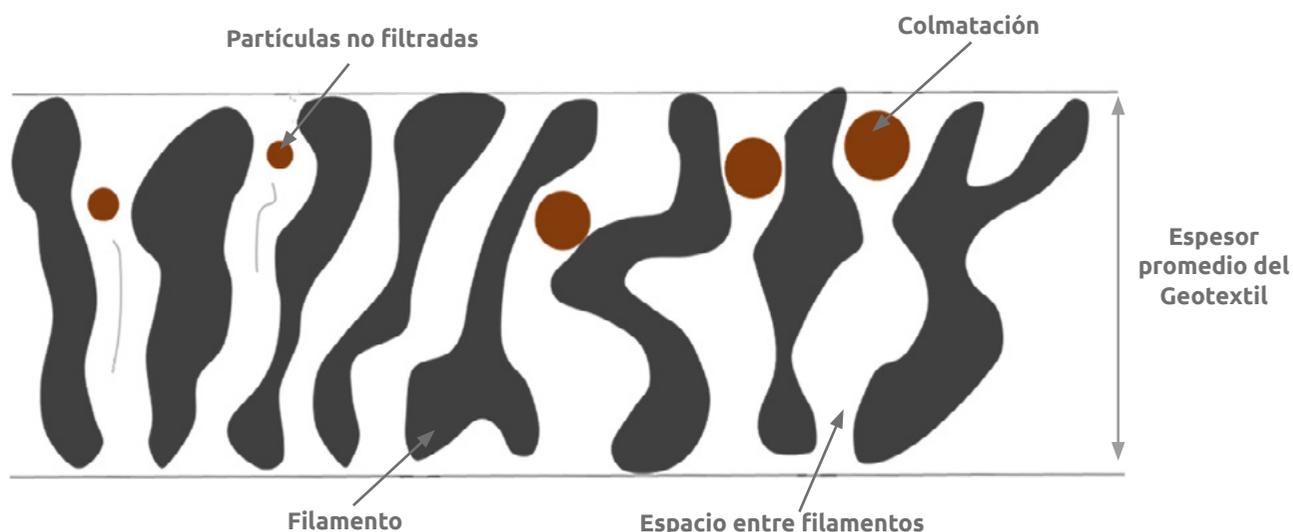
La colmatación resulta cuando partículas finas de suelo penetran dentro del Geotextil, bloqueando sus canales de poros, o cuando son depositadas del lado aguas arriba del Geotextil, produciendo una

² El comportamiento hidráulico de drenajes convencionales como cortinas drenantes o sistemas de captación de lixiviados se asemeja más a las características de flujo laminar.

³ Los suelos dispersivos son aquellos que efervescen en contacto con el agua, tienen relaciones de vacíos altas, altos contenidos de sales y generan flujos.

⁴ El comportamiento hidráulico de subdrenajes laterales en una vía, protecciones de orillas bajo rip-rap o Bolsacretos se asemeja más a condiciones de flujo dinámico por el incremento de las presiones de poros bajo cargas cíclicas.

reducción significativa de la permeabilidad, lo que obliga a que el Geotextil cumpla con un porcentaje mínimo de espacios vacíos.



▲ *Figura 9.12 | Colmatación del filtro por penetración de partículas.*

Los Geotextiles con una mayor resistencia a la colmatación son los Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas, en los cuales el riesgo a que se taponen gran parte de sus orificios es muy bajo debido al espesor que poseen y a los altos valores de porosidad que presentan. Por el contrario, los Geotextiles No Tejidos unidos por temperatura o calandrados, son mucho más delgados y rígidos, razón por la cual se parecen en su comportamiento a los Geotextiles Tejidos, Leuttich (1993).

Los Geotextiles Tejidos tienen baja porosidad y un riesgo de colmatación muy alto, con la consecuencia de una pérdida súbita en la permeabilidad, razón por la cual no se recomienda usarlos como filtros en sistemas de drenaje. De acuerdo con el criterio de Chistopher y Holtz, 1985; R. Koerner, 1990, los Geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad > 50%, razón por la cual no se deben usar Geotextiles Tejidos en sistemas de subdrenaje.

En aplicaciones críticas o en proyectos que involucren suelos muy finos se recomienda realizar ensayos de colmatación con los suelos del sitio, siguiendo la metodología de ensayo descrita en la norma ASTM 5101 – 90.

Una investigación relacionada con el estudio de este comportamiento es el “Diseño Racional De Elementos Filtrantes Para Sistemas De Subdrenaje”⁵, de la Pontificia Universidad Javeriana, proyecto

⁵ FAJARDO A., RODRÍGUEZ S., Diseño Racional De Elementos Filtrantes Para Sistemas De Subdrenaje, P.U.J., 1999.

en el cual se evaluaron diferentes fenómenos que afectan a los sistemas de drenaje a largo plazo, entre estos la variación de la permeabilidad del sistema con el paso del tiempo, el taponamiento que se produce por las partículas de suelo dentro del Geotextil, el porcentaje de colmatación, entre otros. Los ensayos fueron realizados para observar el impacto de diferentes tipos de suelo y su afectación en la permeabilidad del filtro o Geotextil.

Los ensayos fueron realizados según la norma ASTM 5101 en la que a un gradiente determinado se realizaban mediciones de la permeabilidad del sistema suelo – Geotextil en un lapso mayor a las 24 horas. Una vez realizado el ensayo, el Geotextil era extraído para determinar el nivel de taponamiento o relación entre la permeabilidad del Geotextil virgen y la permeabilidad después de realizado el ensayo. La colmatación del Geotextil era obtenida mediante la diferencia de la porosidad inicial del Geotextil y la porosidad de este después del ensayo. La porosidad fue calculada como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del Geotextil.

Los suelos utilizados en los ensayos correspondieron a limos y arenas, enfatizando en el comportamiento del sistema en presencia de material fino, en el cual la porosidad del Geotextil se redujo del 89% al 68%, registrando un taponamiento del 62% debido al tamaño de las partículas de suelo empleadas en el ensayo, sin embargo, la permeabilidad del Geotextil después del ensayo seguía siendo muy superior a la permeabilidad del suelo a filtrar.

Con el fin de mejorar el comportamiento del sistema, se optó por incluir una capa de arena entre el limo y el Geotextil con el fin de reducir la colmatación del filtro. Después de realizado el ensayo, la permeabilidad del Geotextil siguió siendo alta, pero la porosidad del Geotextil disminuyó tan solo un 4% comparado al 21% en el ensayo sin esta capa de transición.

Según los ensayos realizados, se pudo concluir que al añadir una capa de arena de transición al sistema, el comportamiento para el Geotextil No Tejido punzonado por agujas en cuanto al tiempo de estabilización y disminución de la permeabilidad del sistema a través del tiempo, sería prácticamente la misma que la del sistema sin dicha capa; no obstante, la magnitud de la permeabilidad del Geotextil y el valor de la porosidad mejoran de manera significativa, disminuyendo la colmatación en casi un 70%.

El factor de taponamiento medido en los experimentos para filtros de Geotextil No Tejido punzonado por agujas se encuentra en un rango entre 33 y 74%, sin embargo, el nivel de taponamiento no afecta la eficiencia del filtro, puesto que la permeabilidad obtenida en los Geotextiles después de ser ensayados, fue en orden de magnitud mucho mayor que la permeabilidad del suelo base.

Un incremento de la permeabilidad implica un aumento de la porosidad para suelos finos, mientras

que todo lo contrario ocurre para suelos granulares, ya que la arena mostró que a medida que la permeabilidad del sistema aumenta la porosidad disminuye. Esto ocurre porque después de un tiempo la permeabilidad de la arena y de Geotextil se estabilizan creando un régimen de agua determinado por lo cual el conjunto termina trabajando como un solo elemento de filtro.

Para la evaluación de los criterios de colmatación, la mayoría de los autores tienen en cuenta una serie de parámetros que no cuantifican verdaderamente el potencial de colmatación en los filtros, puesto que el aspecto fundamental a tener en cuenta es la porosidad, ya que esta establece la cantidad de partículas de suelo que quedan retenidas en el Geotextil permitiendo que a pesar de esto se mantenga el flujo de agua, siendo este el factor de mayor importancia para la evaluación del criterio de colmatación, por tanto se recomienda que los Geotextiles usados como medios filtrantes deban tener una porosidad mayor del 50% lo que garantiza que, en caso de colmatación parcial del material, siga existiendo una alta porosidad, suficiente para permitir el paso del flujo en el sistema.

Criterio de supervivencia

El Geotextil en el proceso de instalación y a lo largo de su vida útil puede estar sometido a esfuerzos, los cuales deben ser soportados de tal manera que no afecten drásticamente sus propiedades hidráulicas y físicas. S.M. Leuttich, J.P. Giroud, R.C. Bachus 1992.

Durante el proceso de instalación y a lo largo de su vida útil, los Geotextiles pueden estar sometidos a esfuerzos que pueden afectar drásticamente sus propiedades hidráulicas y físicas por lo que el Geotextil debe contar con unos valores mínimos de resistencia mecánica con el objeto de tolerar los esfuerzos inducidos en las actividades de instalación y manipulación.

En la Tabla 9.3 se citan los valores mínimos de resistencia que deben cumplir los Geotextiles conforme al criterio de supervivencia.

Tabla 9.3 Especificaciones generales de construcción de carreteras AASHTO M288-17

Propiedad	Resistencia a la tensión (GRAB)	Resistencia a la costura	Resistencia a la penetración con pistón 50 mm de diámetro	Resistencia al rasgado trapezoidal
Norma de ensayo	ASTM D4632	ASTM D4632	ASTM D6241	ASTM D4533
Valor Mínimo promedio por rollo	700 N	630 N	1,375 N	250 N

Criterio de durabilidad

El criterio de durabilidad de un Geotextil está asociado a su resistencia en el tiempo ante ataques químicos, biológicos o por intemperismo.

Al respecto, los Geotextiles son fabricados en polipropileno lo que los hace no biodegradables y altamente resistentes al ataque químico incluso en aplicaciones con manejo de lixiviados.

Criterio de permitividad

Cuando los Geotextiles se usan como medios filtrantes para grandes caudales, se debe revisar la cantidad de flujo volumétrico que puede pasar por unidad de área (tasa de flujo) en el plano normal al Geotextil, frente a la cantidad de flujo volumétrico a evacuar por metro lineal. Para esto se realiza el siguiente procedimiento:

1. Teniendo el caudal que se requiere pasar por el filtro o caudal calculado por metro lineal de subdrén, se calcula la permitividad requerida del Geotextil, haciendo uso de la ecuación de Darcy enunciada en la Ec.9.10 y la expresión que define la permitividad del Geotextil en la Ec.9.11.

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (\text{Ec. 9.10})$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s).

k = Permeabilidad (m/s).

i = Gradiente hidráulico, igual a $\Delta h/t$.

A = Área de la sección transversal (m²) igual a Hxb.

$$\psi = k / t \quad (\text{Ec. 9.11})$$

Donde:

ψ = Permitividad. (s⁻¹).

k = Permeabilidad del Geotextil. (m/s).

t = Espesor del Geotextil. (m).

Combinando las ecuaciones Ec.9.10 y Ec.9.11, se determina que la permitividad requerida para el Geotextil ψ_{req} , corresponde a la expresada con la Ec. 9.12

$$\psi_{req} = q_w / (\Delta h * H) \quad (\text{Ec. 9.12})$$

Donde:

ψ_{req} = Permitividad requerida del Geotextil, k/t.

q_w = Caudal por unidad de longitud, Q/ L. Siendo Q el caudal total a evacuar y L, la longitud del tramo de drenaje en consideración.

Δh = Cabeza hidráulica, que es igual a la altura del subdrenaje.

H = Altura del subdrén.

2. Se determina la permitividad admisible del Geotextil, Ec.9.13, la cual se obtiene de la información entregada por el fabricante (Norma ASTM D4491) y afectada por los factores de reducción según el tipo de proyecto (Ver Tabla 3.3).

$$\psi_{adm} = \psi_{ult} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}) \quad (\text{Ec. 9.13})$$

Donde:

ψ_{adm} = Permitividad admisible.

ψ_{ult} = Permitividad última, entregada por el fabricante.

FR_{SCB} = Factor de reducción por colmatación y taponamiento.

FR_{CR} = Factor de reducción por creep o fluencia.

FR_{IN} = Factor de reducción por intrusión.

FR_{CC} = Factor de reducción por colmatación química.

FR_{BC} = Factor de reducción por colmatación biológica.

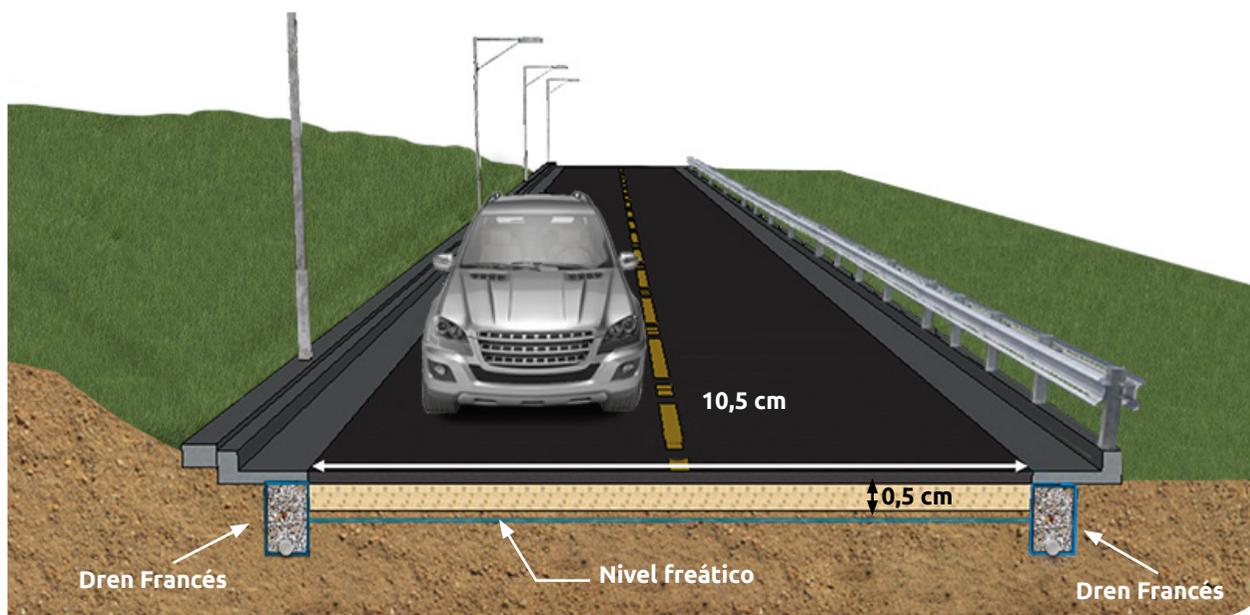
3. Se calcula el factor de seguridad global, conforme a la Ec.9.14, y se valida que el mismo sea superior a 1.0.

$$FSg = \text{Permitividad admisible} / \text{Permitividad requerida}; FSg > 1.0 \quad (\text{Ec. 9.14})$$

9.4 Ejemplo de diseño

Se requiere diseñar los subdrenes longitudinales en una carretera de 10.5m de ancho, que se ubicará en la zona Andina. El tramo seleccionado tiene una longitud de 50 metros y una pendiente longitudinal del 1%. En la exploración del subsuelo se detectó el nivel freático a una profundidad de 0.50 metros bajo el nivel del terreno y se encontró como material de subrasante un limo arenoso (ML) caracterizado por una permeabilidad (k) = 2.5×10^{-5} m/s y un $D_{85} = 0.085$ mm.

El diseño de la estructura de pavimento determinó excavar 0.40m, disponer una capa de igual espesor de subbase granular compactada al 95% del proctor modificado y, sobre esta, instalar una carpeta rígida de 20cm de espesor.



▲ Figura 9.13 | Ejemplo de diseño.

El diseño de los subdrenes laterales se enfoca entonces en dos aspectos: el establecimiento de la sección transversal del subdren y las características mecánicas e hidráulicas que debe tener el Geotextil que servirá de filtro. Para esto se sigue el procedimiento descrito utilizando las ecuaciones presentadas en este capítulo.

1. Determinación del caudal total de diseño

◆ Caudal por infiltración

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

Donde:

$$I_R = 60 \text{ mm/h} = 1.67 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$$

$$B = 5.25 \text{ m (Semibanca).}$$

$$L = 50.0 \text{ m.}$$

$$F_i = 0.67 \quad (\text{Ver Tabla 9.1}).$$

$$F_R = 1/3 \quad (\text{Ver Tabla 9.2}).$$

Entonces:

$$Q_{\text{inf}} = 9.77 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces:

$$Q_{\text{inf}} = 9.77 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

🍃 Caudal por abatimiento del nivel freático

$$Q_{\text{NF}} = k * i * A_a$$

Donde:

$$k = 2.5 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$$

$$i = (N_d - N_f) / B = (1.0\text{m} - 0.5\text{m}) / 5.25\text{m} = 0.095238.$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L = (1.0\text{m} - 0.5\text{m}) * 50.0 \text{ m} = 25.0 \text{ m}^2.$$

Entonces:

$$Q_{\text{NF}} = 5.95 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

Y Considerando nivel freático en ambos lados del subdrén:

$$Q_{\text{NF}} = 1.19 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

🍃 Caudal total

$$Q_T = Q_{\text{inf}} + Q_{\text{NF}}$$

$$Q_T = 1.096 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

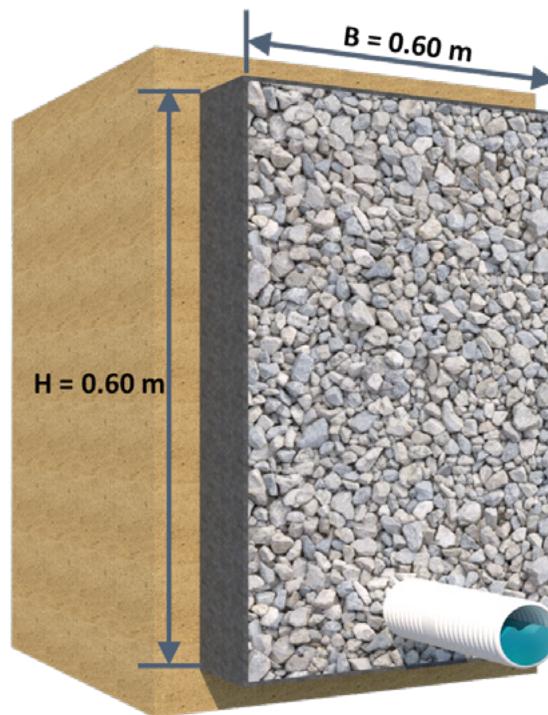
2. Determinación de la sección transversal del subdrén

Utilizando el ábaco de la Figura 9.8 se determina la velocidad para la pendiente del 1% establecida para el subdrén y utilizando como material drenante una grava con tamaño uniforme de 19mm (3/4"). En estas condiciones la velocidad es de 0.32cm/s.

Con la velocidad determinada, y utilizando la ecuación de Darcy, se calcula el área de la sección transversal requerida para el subdrén. Se recuerda que para este caso el gradiente hidráulico $i=1.0$

$$\begin{aligned} A &= QT / (V * i) \\ A &= (1.096 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}) / (0.0032 \text{ m/s}) \\ A &= 0.3425 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Considerando una altura H: 0,6m dada la estructura de pavimento que se tiene, la sección recomendada sería de 0.60m x 0.60m, a fin de cumplir con el área requerida.



3. Evaluación del Geotextil a usar en el filtro

🌿 Criterio de retención (TAA)

$$\begin{aligned} TAA &< D_{85} * B \\ B &= 1.8; \text{ Para Geotextiles No Tejidos} \end{aligned}$$

$$D_{85} = 0.085 \text{ mm}$$

$$TAA < 0.153 \text{ mm}$$

🍃 Criterio de permeabilidad

Como es un suelo fino, se debe cumplir:

$$k_g > 10 * k_s$$

$$k_s = 2.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$k_g > 2.5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

🍃 Criterio de colmatación

La porosidad de los Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas son superiores al 80%, por lo tanto, este tipo de Geotextiles cumplen con este criterio. Los Geotextiles Tejidos y los No Tejidos termounidos o calandrados no cumplen este criterio.

🍃 Criterio de supervivencia

Cuando se presentan condiciones severas de instalación con esfuerzos de contacto altos, se evaluarán todas las características mecánicas que tienen los posibles Geotextiles a usar frente las especificaciones según el artículo de la norma AASHTO M288-05 (Ver Tabla 9.3).

Con base en los criterios anteriores y comparando las especificaciones de los Geotextiles (Ver Anexo B), los Geotextiles que cumplen estos criterios son: NT2500, NT3000, NT4000, NT5000, NT6000 y NT7000. Se selecciona el Geotextil NT2500 por ser técnica y económicamente más conveniente.

🍃 Criterio de permitividad

Cálculo de la permitividad requerida por el Geotextil como medio filtrante.

$$\psi_{req} = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\psi_{req} = 1.096 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / (0.6 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 50.0 \text{ m})$$

$$\psi_{req} = 6.09 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

Una vez calculada la permitividad requerida por el sistema, se contrasta con la permitividad admisible del Geotextil NT2500, el cual cuenta con una $\psi_{ult} = 1.7 \text{ s}^{-1}$, según lo establecido en el 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 lo anterior, se calcula el factor de seguridad global:

$$\begin{aligned}FS_g &= \Psi_{adm} / \Psi_{req} \\ FS_g &= 0.29 \text{ s}^{-1} / 6.09 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1} \\ FS_g &>> 1.0: \text{ Cumple}\end{aligned}$$

Por lo que el Geotextil NT 2500 es apto como medio “filtrante” en el sistema.

9.5 Ejemplo de relación beneficio – durabilidad

Evaluar la reducción del índice de serviciabilidad en función de las cargas equivalentes entre una estructura de pavimento con un sistema de drenaje adecuado y una estructura de pavimento sin ningún tipo de sistema de captación de aguas. Adicionalmente, determinar la disminución del número de ejes equivalentes, lo cual se traduce en la durabilidad de la vía.

Espesor de la carpeta asfáltica:	7.5cm
Espesor de la base granular:	30cm
Espesor de la subbase granular:	40cm
CBR de la subrasante:	5%

Solución

🍀 Cálculo estructura con drenaje

1. Basándose en la metodología AASHTO para el cálculo de pavimentos flexibles, se calcula el número estructural de la siguiente forma

$$SN = a_1 D_1 m_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Donde:

a_i = Coeficiente de la capa (1/pulg).

D_i = Espesor de la capa (pulg).

m_i = Coeficiente de drenaje de la capa.

Realizando el cálculo de SN, para nuestra estructura se obtiene un valor de 4.45

The screenshot shows the Geosoft software interface for flexible pavement design. It includes a navigation bar with tabs for 'Parámetros de Refuerzo', 'Diseño de Pavimento Flexible', 'Resultados', and 'Reporte'. The 'Diseño de Pavimento Flexible' tab is active, showing a dropdown menu for 'Número de capas granulares' set to 2. Below this is a table with columns: 'Capa', 'Di', 'Unidades Di', 'Ai', and 'Mi'. The table contains three rows of data for different pavement layers. To the right of the table, the 'Número Estructural Calculado' is displayed as 4.45.

Capa	Di	Unidades Di	Ai	Mi
Concreto Asfáltico	7.5	cm	0.42	-----
Base Granular	30.0	cm	0.14	1.0
Subbase granular	40.0	cm	0.11	0.9

Número Estructural Calculado: 4.45

Los datos utilizados en los coeficientes de capa m_1 , m_2 , m_3 se tomaron de la Tabla 8.4 donde se especifica el rango de valores recomendados por AASHTO.

Tabla 9.4 Valores de coeficiente de drenaje m_1 recomendados

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo en que la estructura de pavimento esta expuesta a niveles de humedad acercandose a saturación			
	Menos de 1%	Entre 1 - 5%	Entre 5 - 25%	Mayor de 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.2
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.0
Justo	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
Muy deficiente	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.4

- Con el número estructural calculado, determinamos el número de ejes equivalentes que es capaz de soportar la estructura.

Parámetros para el cálculo:

Confiabilidad: 95% (Para autopistas y carreteras principales)

Desviación global: 0.45 (Pavimentos flexibles y construcciones nuevas)

Módulo Resiliente: CBR Subrasante x 1,500 = 5 x 1,500 = 7,500 psi

Índice de serviciabilidad inicial: 4.0 (Bueno)

Índice de serviciabilidad final: 2.5 (Para autopistas y carreteras principales)

Geosoft®

Parámetros de Refuerzo | **Diseño de Pavimento Flexible** | Resultados | Reporte

Confiabilidad R [%]

Desviación estándar S_o

Índice de servicio inicial P_o

Índice de servicio final P_t

Módulo de la subrasante MR (PSI)

Tipo de Calculo

Calcular número estructural

Calcular número de ejes

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.35 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(M_R) - 8.07$$

Número de Ejes

Número Estructural SN

Número de Ejes equivalentes Calculado

🌿 CÁLCULO ESTRUCTURA SIN DRENAJE

- Se calcula el nuevo número estructural considerando una reducción en los coeficientes de drenaje, ocasionados por la presencia de agua en la estructura del pavimento, por la falta de un sistema de drenaje adecuado.

Número de capas granulares: 2

Capa	Di	Unidades Di	Ai	Mi
Concreto Asfáltico	7.5	cm	0.42	-----
Base Granular	30.0	cm	0.14	0.75
Subbase granular	40.0	cm	0.11	0.75

Número Estructural Calculado: 3,78

4. Con el nuevo SN, se calcula el nuevo número de ejes equivalentes que soportará la vía:

Confiabilidad R [%]: 95% Zr...

Desviación estándar S_o : 0.45

Índice de servicio inicial P_o : 4.0

Índice de servicio final P_t : 2.5

Módulo de la subrasante MR (PSI): 7500.0

Tipo de Calculo:

- Calcular número estructural
- Calcular número de ejes

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(M_R) - 8.07$$

Número de Ejes:

Número Estructural SN: 3.78

Número de Ejes equivalentes Calculado: 971774

5. Se calcula la reducción del índice de serviciabilidad en el periodo de vida útil de la vía, relacionando la variación de ejes equivalentes en las dos situaciones antes evaluadas:

Nº ejes equivalentes con drenaje: 2,634,164

Nº ejes equivalentes sin drenaje: 971,774

Podemos concluir que cuando se diseña una estructura de pavimento sin contemplar ningún sistema de captación y evacuación de agua, su durabilidad se reduce en más de un **63%**.

9.6 Bibliografía

- ◆ 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 SUBDRENAJE CON

Geocompuestos de drenaje

10.1 Generalidades

El agua siendo un elemento fundamental para la existencia de la vida, es también la principal causa de los problemas en la Ingeniería Geotécnica y una de las causas más relevantes del deterioro prematuro de las obras civiles. Es por eso que es necesaria la construcción de obras de drenaje adecuadas para cada caso. Un correcto manejo de los fluidos debe involucrar procesos de captación, conducción y evacuación.

Cuanto más rápido se capte el agua en las obras civiles, se garantiza una mayor durabilidad de estas. Debido a que el exceso de agua en los suelos afecta sus propiedades geomecánicas, los mecanismos de transferencia de carga, incrementos de presiones de poros, subpresiones de flujo, presiones hidrostáticas y afecta la susceptibilidad a los cambios volumétricos.

El uso de geocompuestos de drenaje es una excelente alternativa para el manejo del agua, ya que permite captar y conducir los fluidos, de una manera rápida y eficiente, disminuyendo notablemente el tiempo de construcción de los subdrenes por su facilidad de instalación. Esto da como resultado una disminución de costos frente a otras alternativas convencionales al reemplazar la explotación y transporte de materiales pétreos no renovables, asimismo, disminuye el fuerte impacto ambiental que esto genera.

Por tal motivo, los geocompuestos de drenaje representan una novedosa solución de Ingeniería en obras de infraestructura y en obras del sector predial, conllevando grandes rendimientos en la construcción, disminución de materiales pétreos no renovables y menores costos de ejecución en las obras de subdrenaje.

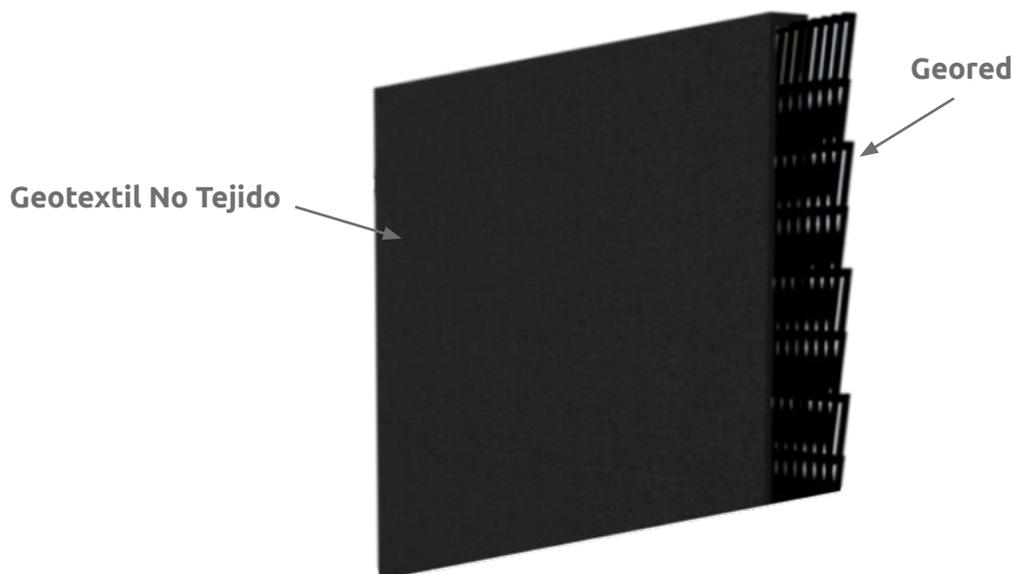
10.2 Introducción

Conforme la Ingeniería ha avanzado, lo que tradicionalmente se le ha llamado filtros, realmente es un sistema de drenaje o subdrenaje, para que este sistema sea eficiente y estable es necesario que esté compuesto por un medio filtrante y otro drenante. Para el caso de los geocompuestos de drenaje, la función de filtración (retener el suelo permitiendo el paso del agua) la desempeña el Geotextil No Tejido punzonado por agujas y el medio drenante (encargado de captar y conducir el agua que pasa a través del filtro) la desempeña un elemento sintético que se conoce con el nombre de geored o lamina drenante.

El desarrollo de nuevas tecnologías ha traído consigo innumerables productos y soluciones para los sistemas de subdrenaje, a continuación, se describen 4 geocompuestos de drenaje los cuales son

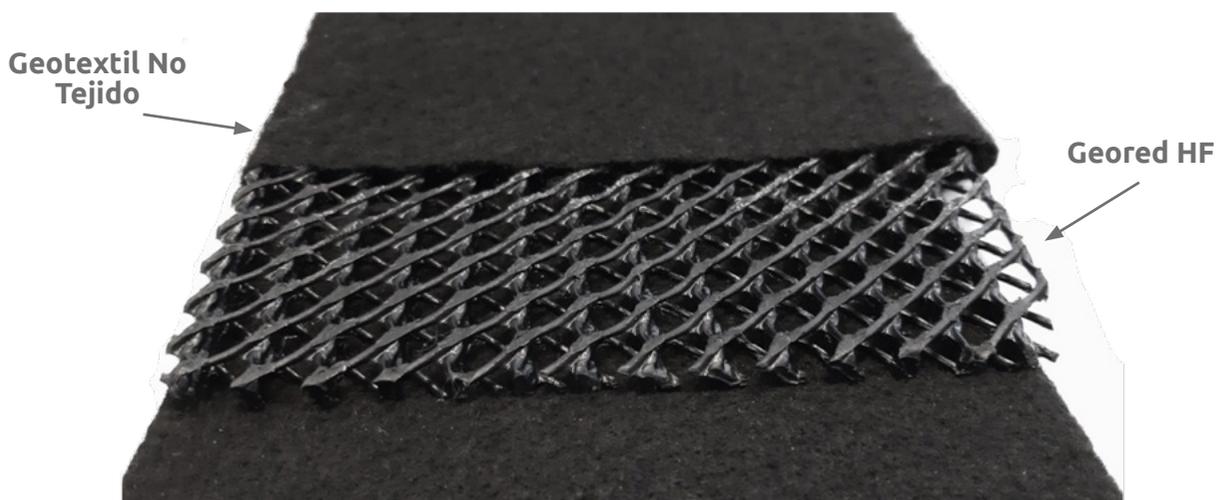
diseñados para la captación, conducción y evacuación de fluidos de manera segura y continua en aplicaciones verticales y horizontales:

- El Geodrén Planar es un geocompuesto que combina dos Geosintéticos, Geotextil No Tejido punzonado por agujas y geored como se muestra en la figura 10.1.



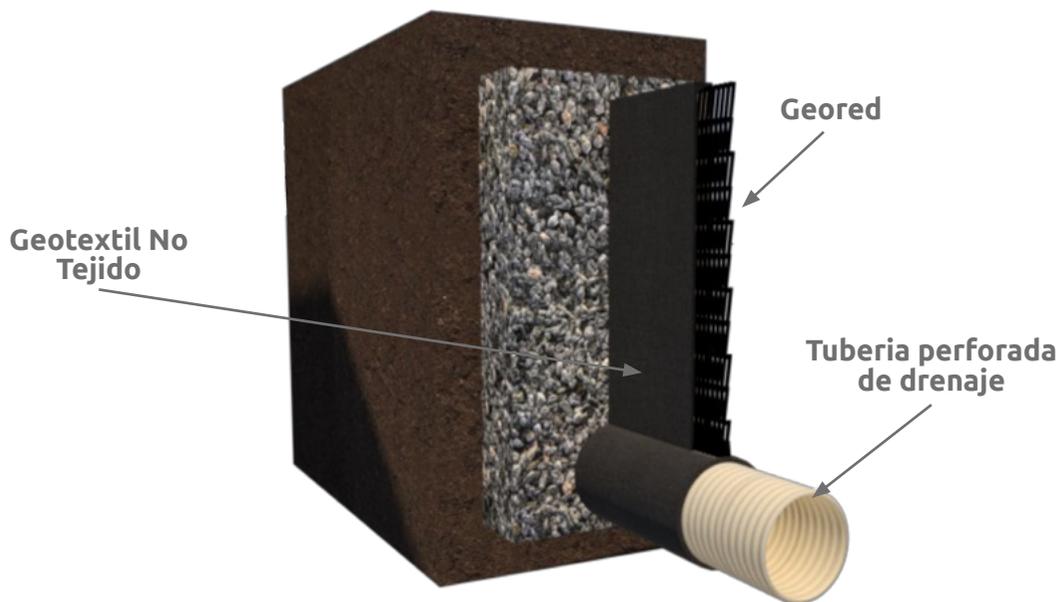
▲ *Figura 10.1 | Diagrama de Geodrén Planar.*

- El Geodrén HF (High Flow), es un geocompuesto de drenaje que combina dos Geosintéticos, un Geotextil No Tejido y una geored de alta capacidad drenante a altas presiones, haciendo de este geocompuesto ideal para lugares donde estará sometido a altos esfuerzos y bajas pendientes de drenaje. En la siguiente fotografía se observa el Geodrén HF.



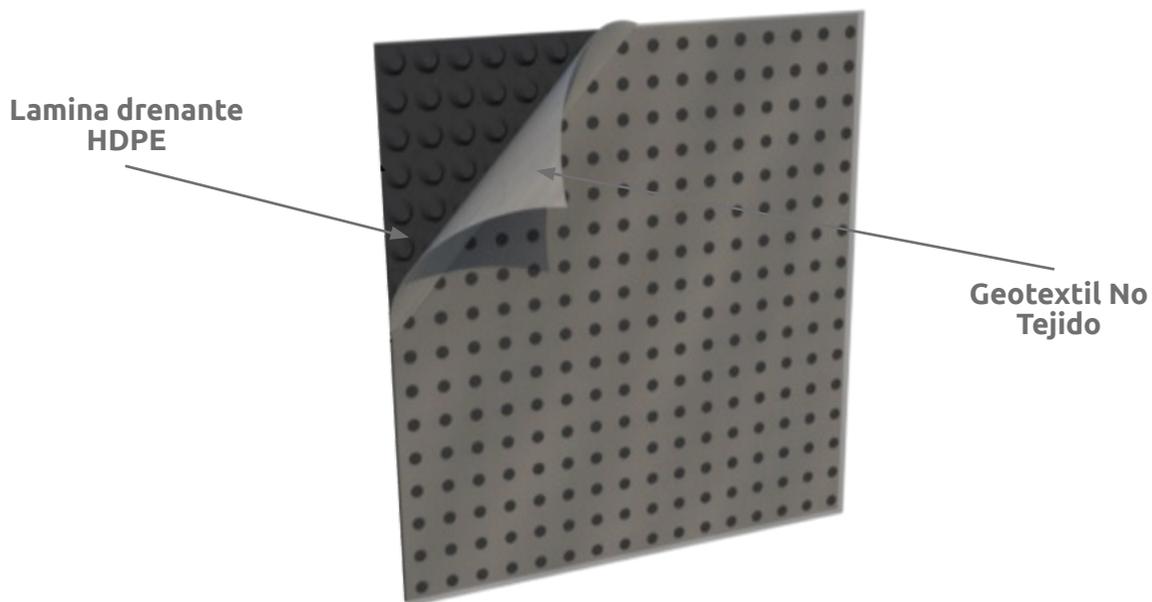
▲ *Fotografía 10.1 | Geodrén HF.*

- Al combinar el Geodrén Planar con una tubería de drenaje perforada para evacuar los fluidos captados se le denomina Geodrén Vial. (Ver Figura 10.2).



▲ Figura 10.2 | Diagrama de Geodrén Vial.

- El TecDren es una lámina drenante con alta resistencia a la compresión y a la acción de agentes químicos. El sistema está concebido como una unidad compuesta por un Geotextil No Tejido en polipropileno unido a una lámina de HDPE mediante un tratamiento térmico especial (Ver figura 10.3).



▲ Figura 10.3 | Diagrama de TecDren.

Además del uso en carreteras, existe un sin número de aplicaciones en obras civiles donde es necesario involucrar un sistema de subdrenaje para garantizar el adecuado desempeño de las estructuras a corto y largo plazo, con el fin de mantener disipadas las presiones hidrostáticas y/o subpresiones de flujo. Para estos casos los geocompuestos de drenaje presentan excelentes ventajas, principalmente por la gran área geométrica que se puede llegar a tener en contacto con los suelos y su gran capacidad de recibir grandes caudales y esfuerzos de compresión. (Ver ejemplos de diseño).

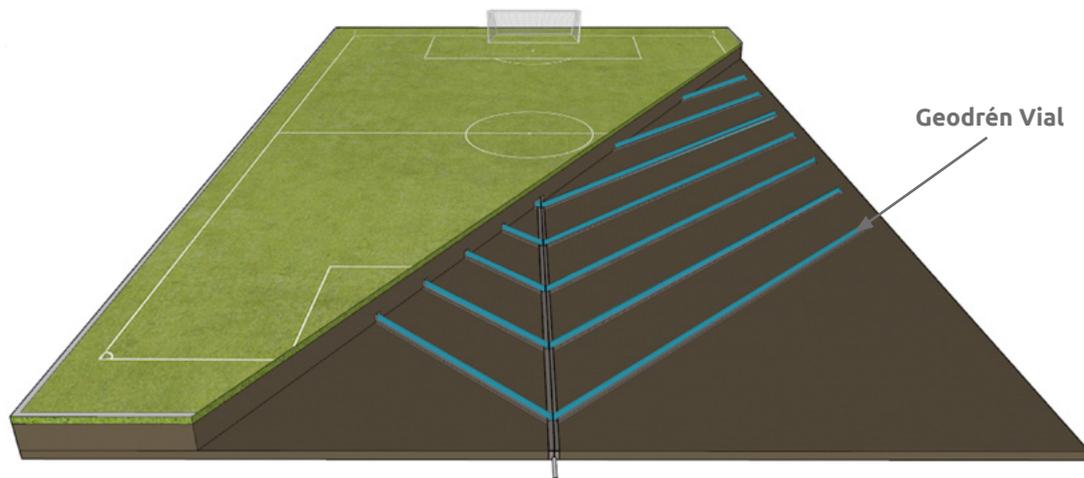
Dentro de las aplicaciones donde los geocompuestos de drenaje hacen parte fundamental para lograr disipar las presiones hidrostáticas y/o subpresiones de flujo, se tienen:

- ◆ Campos deportivos.
- ◆ Muros en suelo reforzado y terraplenes.
- ◆ Muros en concreto.
- ◆ Presas.
- ◆ Diques.
- ◆ Zonas ajardinadas.
- ◆ Sótanos y cimentaciones en edificaciones.
- ◆ Rellenos sanitarios y la minería.

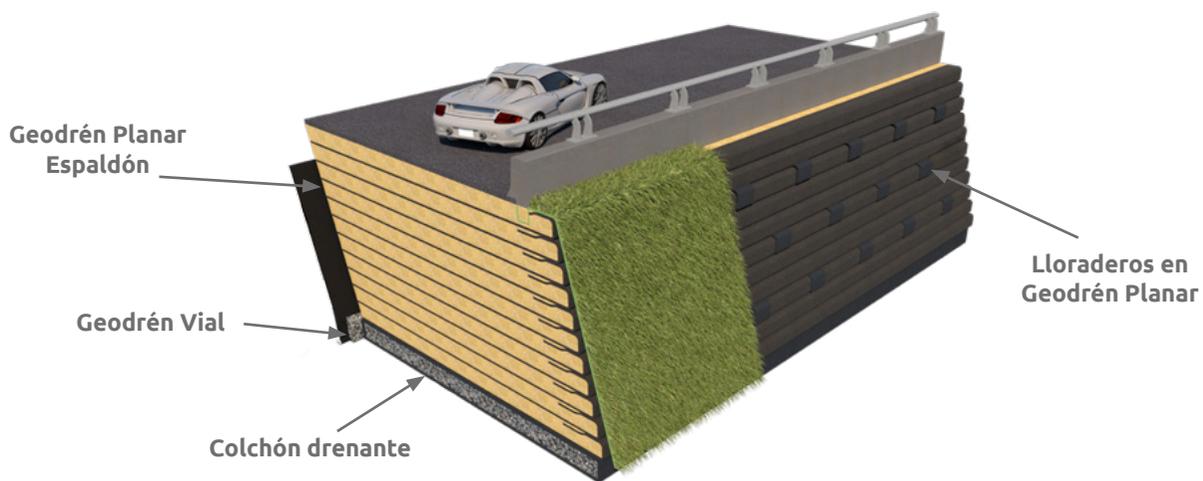
En las figuras 10.4 a 10.8, se muestran algunas de las aplicaciones mencionadas, en las que debemos considerar incluir un sistema de subdrenaje.



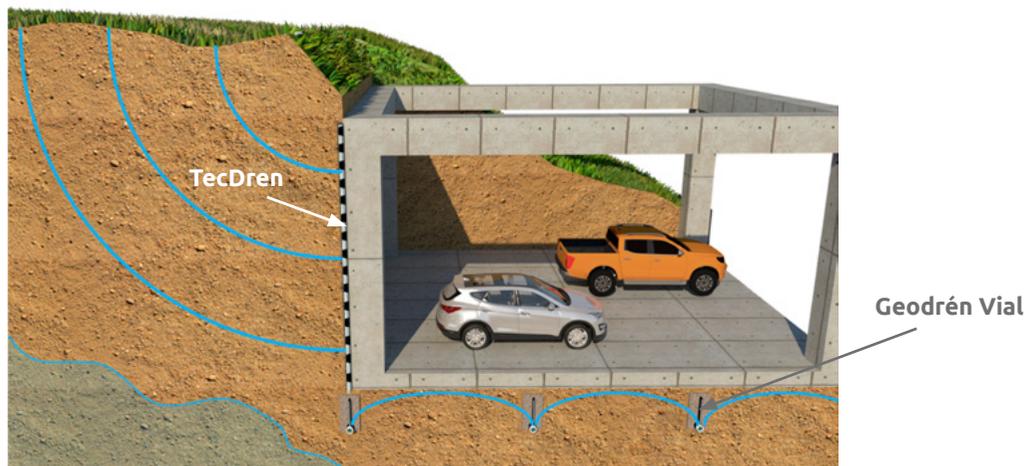
▲ Figura 10.4 | Subdrenaje en carreteras con Geodrén Vial.



▲ Figura 10.5 | Subdrenaje en campos deportivos con Geodrén vial.



▲ Figura 10.6 | Subdrenaje en muros de contención con Geodrén vial.



▲ Figura 10.7 | Subdrenaje en edificaciones con geocompuestos de drenaje.



▲ Figura 10.8 | Subdrenaje en rellenos sanitarios con geocompuestos de drenaje.

10.3 Metodología de diseño con geocompuestos de drenaje

Para lograr un buen diseño de un sistema de drenaje usando geocompuesto se deben tener en cuenta los siguientes aspectos fundamentales:

1. Establecer el sitio o los sitios más convenientes en donde se requieran captar los fluidos.
2. Estimar el caudal crítico para un tramo de diseño, el cual es la sumatoria de los caudales de aporte que provienen del agua subterránea y/o infiltrada superficialmente.
3. Establecer el geocompuestos de drenaje a usar en el sistema de filtración. El uso de los geocompuestos de drenaje ha venido desplazando los sistemas tradicionales de filtración, debido principalmente al aumento de la vida útil del sistema de drenaje, facilidad de instalación y reducción de los costos totales de la construcción. Adicional a esto los geocompuestos de drenaje son materiales de alta calidad que se fabrican siguiendo unos procesos normalizados, con el fin de lograr unas resistencias mecánicas y propiedades hidráulicas establecidas según normas internacionales.
4. Establecer el sistema de evacuación de los líquidos que capta el geocompuestos de drenaje. Es necesario que este sistema sea un tubo especial para drenaje.

10.3.1 Sitios en donde se requieren captar los fluidos

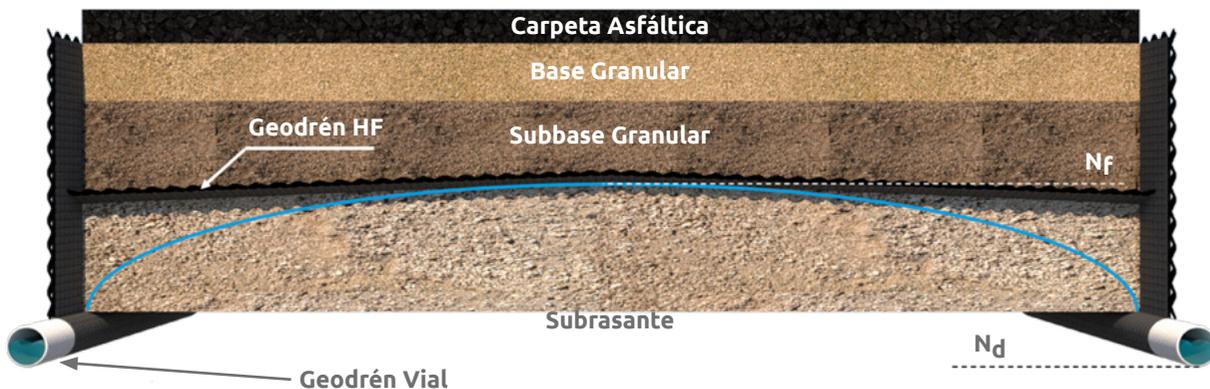
Teniendo en cuenta las diferentes aplicaciones de los geocompuestos de drenaje, es necesario contemplar las condiciones geomorfológicas, hidrológicas y geométricas de las zonas donde se requieran sistema de subdrenaje. Asimismo, entre más largo sea el recorrido del agua dentro de un subdrén mayor tendrá que ser su capacidad de transporte, dado que a lo largo del sistema de subdrenaje se van sumando caudales de aporte.

10.3.1.1 Drenaje en carreteras

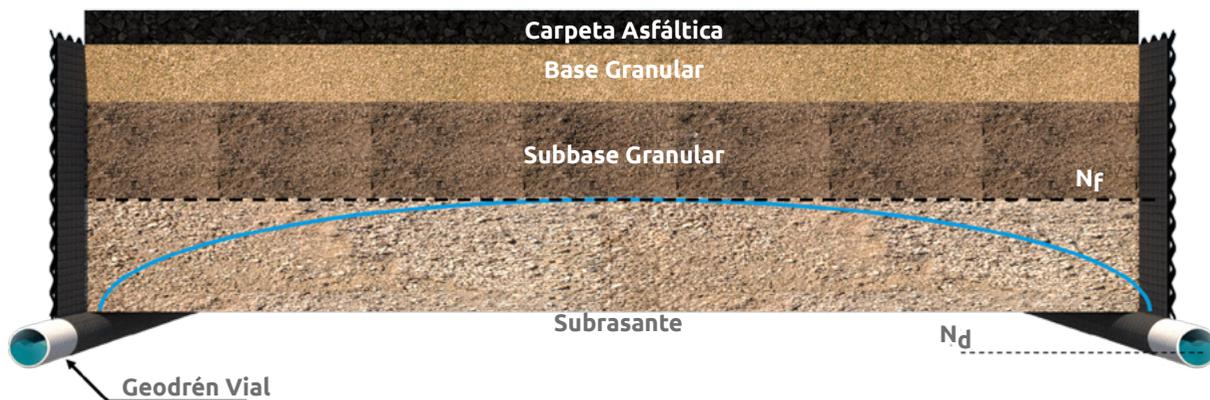
Un sistema eficiente de subdrenaje en carreteras se debe complementar con estructuras de drenaje superficial como son: cunetas, zanjas de coronación, trincheras drenantes, de manera que ayuden a reducir la infiltración del agua al subsuelo.

Entre más cortas sean las líneas de flujo menor va a ser el tiempo en que una estructura de pavimento permanezca saturada, razón por la cual se recomienda colocar Geodrén HF en contacto con los materiales granulares. En este caso el gradiente hidráulico será bajo, pero la alta capacidad drenante del geocompuesto transportará el agua y la máxima distancia que deberá recorrer será el espesor de la estructura de pavimento, la línea superior de flujo por abatimiento del nivel freático no llegaría a la estructura de pavimento.

Además, el Geodrén HF cumple la función de separar los materiales seleccionados de la estructura con el suelo de subrasante, impidiendo la contaminación. (Ver Figuras 10.9a y 10.9b).



▲ Figura 10.9a | Trayectoria de las líneas de flujo con Geodrén HF.



▲ Figura 10.9b | Trayectoria de las líneas de flujo.

La profundidad del subdrén debe ser tal, que la línea superior de flujo generada por abatimiento del nivel freático no toque la estructura de pavimento.

10.3.1.2 Drenaje en estructuras de concreto y predial

La principal aplicación en este sector se presenta para protección de los muros de sótanos en edificios y el ascenso de nivel freático en las cimentaciones, los cuales, debido a su condición de encontrarse bajo el nivel final del terreno pueden verse afectados por fuerzas hidrostáticas para los cuales no están diseñados y que deben ser disipadas. Adicionalmente la presencia del geocompuesto de drenaje sirve como complemento de un sistema para controlar humedades en estas estructuras.

El emplear un sistema de sub-drenaje incluyendo Geodrén Planar o TecDren combinado con un Geodrén Vial en la parte baja de estas estructuras (ver figura 10.24), permite obtener varias ventajas, entre las que se encuentran principalmente grandes rendimientos de instalación que representan menores costos de construcción, manejo adecuado de aguas de infiltración y subsuperficiales que pueden generar problemas en los muros, asimismo, su flexibilidad al poder abarcar diversas alturas.

El caudal de agua que deberá ser evacuado por un sistema de subdrenaje de este tipo, es el aportado por precipitaciones directas en estas zonas que aporta el caudal por infiltración (si se tienen zonas verdes aledañas al muro), más el caudal generado por ascenso del nivel freático cuando hay presencia de este último.

Con el fin de determinar el caudal aportado por infiltración y por abatimiento de nivel freático, se deberán emplear las metodologías expuestas en el numeral 10.3.2. Con el fin de presentar una ilustración más clara para aplicaciones en predial ver figura 10.7.

10.3.1.3 Drenaje en campos deportivos

El sistema de subdrenaje en campos deportivos es de vital importancia debido a que el manejo adecuado del agua es parte del funcionamiento óptimo de estas zonas, permitiendo el desarrollo de la actividad deportiva.

Adicionalmente el correcto manejo del agua de exceso, permite el desarrollo de la capa vegetal, proporcionando la aireación necesaria para la respiración de las plantas, de tal manera que se evita condiciones anaeróbicas, con la consecuente muerte de la vegetación.

El caudal de agua de excesos que se debe manejar en los campos deportivos, con un sistema de subdrenaje, es el aportado por precipitaciones directas en estas zonas, más el caudal generado por

Estos sumideros son elementos de drenaje vertical que pueden ser cortinas de Geotextil con capacidad de drenaje en su plano o sifones de Geotextil o de arena (Ver Figura 10.10). Estos elementos de drenaje vertical se deben colocar mínimo uno por metro cuadrado.

Una vez el agua se ha infiltrado a través de la capa orgánica esta se debe captar para ser llevada a los sistemas de subdrenaje.

La captación del agua se puede hacer de las siguientes maneras:

- ◆ Colchón drenante.
- ◆ Subdrenes en forma de espina de pescado o subdrenes transversales.
- ◆ Implementar un colchón drenante con un Geodrén HF como un sistema más eficiente.

◆ Colchón drenante con material granular y Geotextil

El colchón drenante está constituido por un espesor de material granular, que debe cubrir toda la superficie y debe protegerse con un Geotextil adecuado que cumpla la función de filtración de manera que pase el agua y retenga los suelos finos de la capa vegetal así se evitará la contaminación del colchón drenante. Para la solución del Geotextil adecuado, se debe remitir a la selección de Geotextil de drenaje en el capítulo 9.

Para diseñar el espesor necesario del colchón drenante se debe tener en cuenta lo siguiente:

$$\begin{aligned}Q_{C.O.} &= Q_{C.D.} \\Q_{C.O.} &= k_{C.O.} * i * A_{C.O.} \\Q_{C.D.} &= k_{C.D.} * i * A_{C.D.}\end{aligned}$$

Donde:

- $Q_{C.O.}$ = Caudal que pasa a través de la capa orgánica.
- $k_{C.O.}$ = Permeabilidad de la capa orgánica.
- i = Gradiente hidráulico.
- $A_{C.O.}$ = Área de la sección transversal de la capa orgánica por metro lineal.
- $Q_{C.D.}$ = Caudal que pasa a través del colchón drenante.
- $k_{C.D.}$ = Permeabilidad del colchón drenante.
- $A_{C.D.}$ = Área de la sección transversal del colchón drenante por metro lineal.

Reemplazando las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\begin{aligned} Q_{C.O.} &= Q_{C.D.} \\ Q_{C.O.} &= k_{C.D.} * i * A_{C.D.} \\ Q_{C.O.} &= k_{C.D.} * i * 1.0 * e_{C.D.} \\ e_{C.D.} &= Q_{C.O.} / (k_{C.D.} * i * 1.0) \end{aligned} \quad (\text{Ec. 10.1})$$

Donde:

$$e_{C.D.} = \text{Espesor del colchón drenante.}$$

Adicionalmente, se debe cumplir que el espesor del colchón drenante no debe ser menor a 20 cm.

◆ Colchón drenante con Geodrén HF

Otra alternativa para el colchón drenante es el uso del Geodrén HF, el cual presenta fuertes ventajas tales como:

- ◆ Facilidad de instalación.
- ◆ Gran capacidad de drenaje a pendientes muy bajas (Ver anexo B).
- ◆ Espesor muy pequeño. (Aprox. 1 cm.)

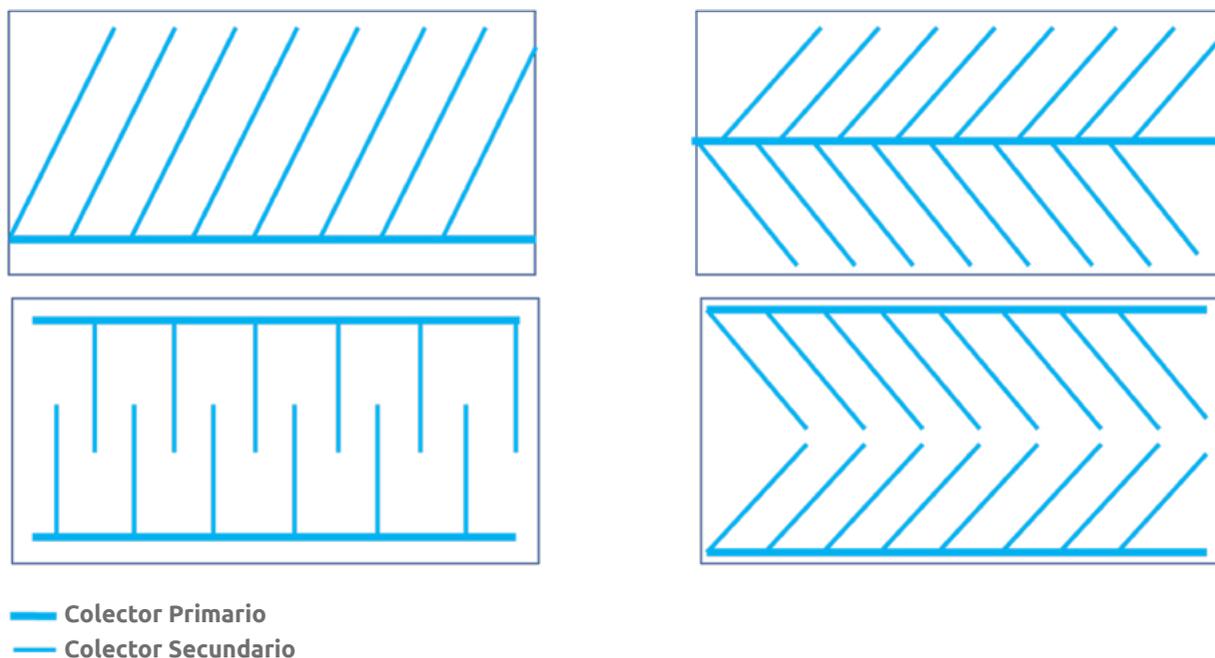
El Geodrén HF reemplaza el colchón drenante que normalmente se construye, con Geotextil y material granular con un espesor de 20 o 30 cm.

El diseño y selección de este tipo de sistemas, se basa en la metodología de diseño de sistemas de drenaje, numerales 10.3.2 a 10.3.5 en los cuales se evalúan las propiedades del Geotextil como medio filtrante y al geocompuesto como medio drenante, verificando su permitividad y su capacidad de conducción en el plano del mismo con pendientes mínimas.

◆ Colectores principales y colectores secundarios

Los colectores secundarios son los encargados de transportar el agua hasta el o los colectores principales.

Estos colectores pueden ser subdrenes de tipo francés (Ver Capítulo 9) o subdrenes compuestos por Geodrén Vial. Las configuraciones geométricas más usuales se ilustran en la Figura 10.11.



▲ *Figura 10.11 | Configuraciones Geométricas en Sistemas de Subdrenaje.*

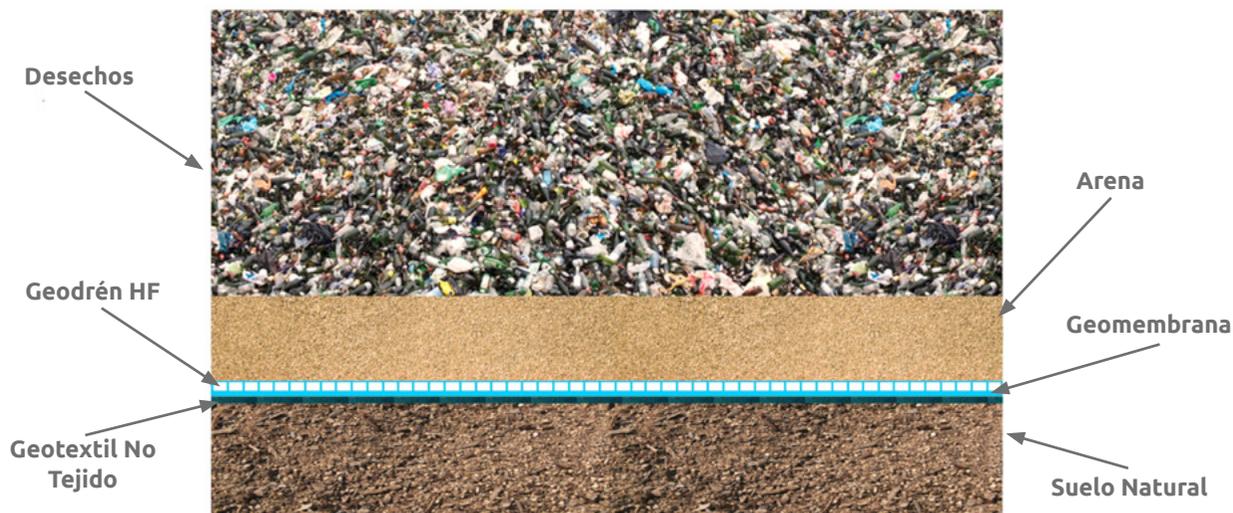
Para la escogencia del geocompuesto que cumpla con las características hidráulicas y mecánicas que resulten de los diseños y la tasa de flujo que se presenta en el sitio, se debe seguir la metodología descrita en los numerales 10.3.3 a 10.3.5.

Para el diseño de los colectores secundarios y el colchón drenante se utilizan áreas aferentes para determinar la cantidad de flujo que aporta cada sector al Geodrén, en caso de que el factor de seguridad global no cumpla para el sistema, se recomienda aumentar el número de colectores secundarios con el fin de reducir su área aferente, para que estos estén en la capacidad de transmitir el fluido al colector primario.

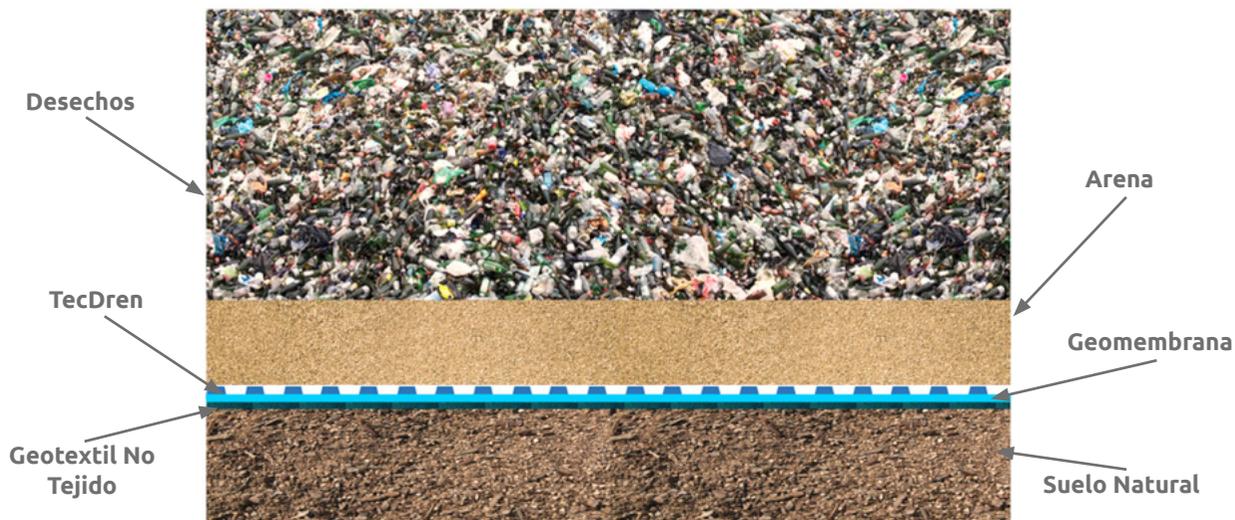
El ejemplo 10.4.2 presenta los pasos a seguir para el diseño de un sistema de drenaje para campos deportivos, utilizando Geodrén HF como colchón drenante y Geodrén con tubería como colectores primarios y secundarios.

10.3.1.4 Drenaje en rellenos sanitarios

En el caso de rellenos sanitarios además de disipar subpresiones de flujo y subpresiones de gases, el sistema de subdrenaje tiene la capacidad de drenar lixiviados, ya que está compuesto por materiales sintéticos no biodegradables. (Ver Figura 10.12 y 10.13).



▲ Figura 10.12 | Aplicación del Geodrén HF en rellenos sanitarios.



▲ Figura 10.13 | Aplicación del TecDren en rellenos sanitarios.

10.3.2 Estimación del caudal de diseño

A continuación, se presenta una metodología para estimar el caudal de diseño en el caso de sistemas de subdrenajes.

Los posibles caudales de aporte, que conforman el caudal final y los cuales pueden afectar las diferentes estructuras son:

- ◆ El caudal generado por la infiltración de agua lluvia.
- ◆ El caudal generado por el abatimiento del nivel de agua subterránea.

🍃 El caudal generado por escorrentía superficial.

Esta metodología incluye la manera de estimar los dos primeros caudales, los cuales en la mayoría de los casos van a estar presentes en el diseño de los subdrenes para carreteras, drenaje en campos deportivos, drenaje de estructuras de concreto y estructuras de subdrenaje en predial. Ahora bien, para el caudal generado por escorrentía, como puede ser el caudal proveniente de taludes aledaños a las estructuras de drenaje y que no sea posible captar sus aguas, debe ser cuantificado para ser incluido en el diseño.

10.3.2.1. Caudal por infiltración

El agua lluvia cae directamente en la carpeta del pavimento, campo deportivo o zonas verdes. Una parte de este inevitablemente se infiltra para cualquiera de las aplicaciones mencionadas con anterioridad, en unas se infiltra más que en las otras, ya que ninguna de las superficies tenidas en cuenta para sistemas de subdrenaje son impermeables. Es importante determinar adecuadamente las áreas aferentes para el cálculo del caudal por infiltración, teniendo en cuenta que muchas veces el subdrén puede también captar agua de infiltración proveniente de los taludes aledaños (ver numeral 10.3.2.3)

Teniendo en cuenta la anterior premisa, para estimar el caudal de infiltración se tienen la siguiente ecuación:

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R \quad (\text{Ec. 10.2})$$

Donde:

I_R = Precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en la zona del proyecto. (ver anexo C).

B = Para subdrenes longitudinales, B es la semibanca de la vía¹. Para el caso de subdrenajes transversales, es la distancia entre subdrenajes. Para el caso de campos deportivos es la distancia entre colectores secundarios. Para otras es la longitud de afectación de las zonas verdes frente a las estructuras a drenar.

L = Longitud del tramo de drenaje hasta la descarga.

F_i = Factor de infiltración² (Ver Tabla 10.1).

F_R = Factor de retención de la base, refleja el hecho de que las bases dado su tiempo de servicio disminuyen su permeabilidad³ (Ver Tabla 10.2).

¹ Ancho de la carretera / 2, cuando se tiene drenaje longitudinal en ambos costados de la vía.

² Para campos deportivos considera el efecto de pérdida de agua por efecto de evaporación y saturación del suelo.

³ Este factor aplica únicamente para drenaje en carreteras.

La precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en la zona del proyecto, se puede extraer de las curvas intensidad – duración – frecuencia (para las diferentes zonas del territorio colombiano ver Anexo C). Usualmente se toma el intervalo entre 60 y 120 minutos y se escoge la curva de 2 años.

Alternativamente, a criterio del diseñador, la precipitación se puede determinar empleando ecuaciones correlacionadas con datos pluviométricos medidos en campo.

Tabla 10.1 Valores recomendados para F_i

Tipo de Carpeta	F_i
Carpetas asfálticas muy bien conservadas	0.3
Carpetas asfálticas normalmente conservadas	0.4
Carpetas asfálticas pobremente conservadas	0.5
Carpetas de concreto de cemento Portland	0.67
Campos deportivos o terreno natural	0.7 – 0.8

Tabla 10.2 Valores recomendados para F_R

Tipo de Base	F_R
Bases bien gradadas, en servicio 5 años o más	1/4
Bases bien gradadas, en servicio menos de 5 años	1/3
Bases de gradación abierta, en servicio 5 años o más	1/3
Bases de gradación abierta, en servicio menos de 5 años	1/2

10.3.2.2. Caudal por abatimiento del nivel freático

En sitios donde el nivel freático o el agua proveniente a presión alcancen una altura tal, que supere el nivel de subrasante afectando a la estructura, es necesario abatir este nivel de manera que no genere inconvenientes por excesos de agua. El cálculo de este caudal se basa en los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} Q_{NF} &= k \cdot i \cdot A_a \\ i &= (N_d - N_f) / B \\ A_a &= (N_d - N_f) \cdot L \end{aligned} \quad (\text{Ec. 10.3})$$

Donde:

- k_s = Es el coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente.
- i = Es el gradiente hidráulico.
- N_d = Cota inferior del subdrén. (Ver Figura 10.9a).
- N_f = Cota superior del nivel freático. (Ver Figura 10.9a).
- A_a = Es el área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático.
- B = Para subdrenes longitudinales, es la semibanca de la vía⁴. Para el caso de subdrenajes transversales, es la distancia entre subdrenajes. Para el caso de campos deportivos es la distancia entre colectores secundarios. Para otras estructuras es el ancho del área aferente a drenar.
- L = Longitud del tramo de drenaje hasta la descarga.

Nota: El caudal por abatimiento del nivel freático en la mayoría de los casos se presenta a los dos lados de la sección transversal del subdrén, por esta razón el caudal de diseño (Q_{NF}) debe ser duplicado.

10.3.2.3 Caudal por infiltración en taludes y escorrentía superficial

EL caudal de escorrentía puede ser controlado con métodos de captación tales como cunetas, zanjas de coronación, contracunetas, cunetas flexibles y alcantarillas, de manera tal, que se minimice la entrada de agua a la estructura.

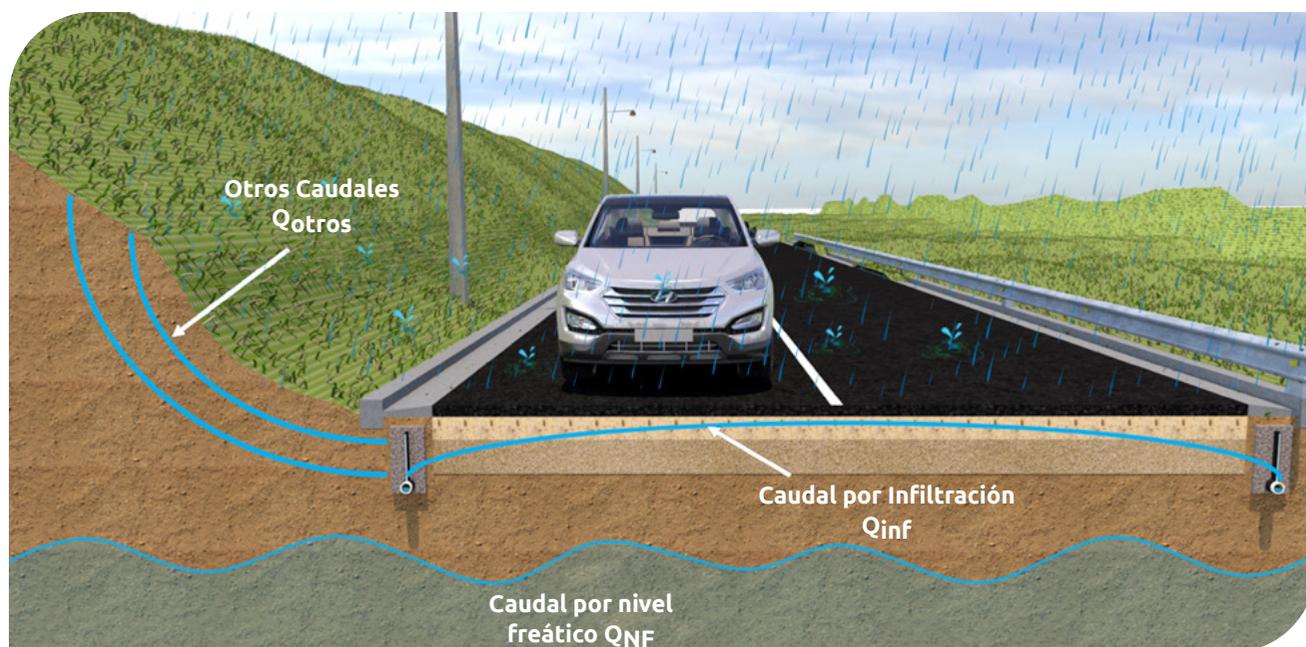
Asimismo, en tramos donde se considere el caudal de agua infiltrada proveniente de escorrentía superficial y de los taludes aledaños como un caudal de aporte, se sumará al caudal total como otros caudales. Lo cual debe ser calculado por criterio del diseñador bajo la metodología más conveniente.

10.3.2.4. Caudal total de diseño

Una vez estimados los caudales de aporte al sistema se obtiene el caudal de diseño:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF} + Q_{otros} \quad (\text{Ec. 10.4})$$

⁴ Ancho de la carretera / 2, cuando se tiene drenaje longitudinal en ambos costados de la vía.



▲ Figura 10.14 | Variables de diseño.

Para el caso de estimar el caudal en estructuras de contención, se recomienda el uso de las redes de flujo, como se ilustra en el ejemplo de diseño de drenaje de muros de contención (ver numeral 10.4.3).

10.3.3 Evaluación del Geotextil a usar en el Geodrén

El filtro evita una excesiva migración de partículas de suelo y simultáneamente permite el paso del agua, lo anterior implica que el Geotextil debe tener una abertura aparente máxima adecuada para retener el suelo, cumpliendo simultáneamente con un valor mínimo admisible de permeabilidad, que permita el paso del flujo de una manera eficiente a la geored. Para la selección del Geotextil también hay que tener en cuenta la resistencia a la colmatación y durabilidad, los anteriores criterios se explican a continuación:

10.3.3.1. Criterio de Retención (TAA)⁵

Este criterio asegura que las aberturas sean lo suficientemente pequeñas para evitar la migración del suelo hacia el medio drenante o hacia donde se dirige el flujo.

De acuerdo con lo establecido en “Geotextiles Engineering Manual” de la Federal Highway Administration (FHWA) y basados en los criterios de retención de Christopher y Holtz (1989), Carroll (1983), un Geotextil debe cumplir con la siguiente condición:

⁵ HOLTZ, Robert, Geosynthetic Engineering. Junio 1997, Pags. 36 – 38.

$$TAA < D_{85} \times B \quad (\text{Ec. 10.5})$$

Donde:

TAA = Tamaño de abertura aparente, dato suministrado por el fabricante. Corresponde a la abertura de los espacios libres (en milímetros). Se obtiene tamizando unas esferas de vidrio de diámetros conocidos, cuando el 5% de un tamaño determinado de esferas pasa a través del Geotextil, se define el TAA. Ensayo ASTM D4751.

D_{85} = Tamaño de partículas (en milímetros) que corresponde al 85% del suelo que pasa al ser tamizado. Este dato se obtiene de la curva granulométrica del suelo en consideración.

B = Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo a filtrar, de las condiciones de flujo y del tipo del Geotextil.

- Para arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos del 50% pasa tamiz #200), B es función del coeficiente de uniformidad C_u , donde $C_u = D_{60}/D_{10}$, de la siguiente manera:

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

- Para suelos arenosos mal gradados: B entre 1.5 y 2

- Para suelos finos (más del 50% pasa tamiz #200) B es función del tipo de Geotextil.

$$\begin{aligned} \text{Para Tejidos: } B = 1 &\rightarrow TAA \leq D_{85} \\ \text{Para No Tejidos: } B = 1.8 &\rightarrow TAA \leq 1.8 * D_{85} \end{aligned}$$

- Según Christopher y Holtz, para suelos cohesivos con un índice de plasticidad mayor a 7, el valor del Tamaño de Abertura Aparente debe ser de:

$$TAA < 0.30 \text{ m}$$

10.3.3.2. Criterio de Permeabilidad

Este criterio considera que el coeficiente de permeabilidad es la propiedad hidráulica por medio de la cual, el Geotextil permite un adecuado paso de flujo perpendicular al plano del mismo, considerando su habilidad para esto. Para revisar la permeabilidad del Geotextil se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Para condiciones de flujo estable o flujo laminar y suelos no dispersivos, con porcentajes de finos no mayores al 50%, y de acuerdo con el criterio de Schober y Teindl (1979); Water (1980); Carroll (1983); Christopher y Holtz (1985) y otros:

$$k_g > k_s \quad (\text{Ec. 10.6})$$

Donde:

k_g = Permeabilidad del Geotextil

k_s = Permeabilidad del suelo

- Para condiciones de flujo crítico, altos gradientes hidráulicos y buscando un correcto desempeño a largo plazo reduciendo los riesgos de colmatación se recomienda usar el criterio de Carroll (1983); Chistopher y Holtz (1985):

$$k_g > 10 * k_s \quad (\text{Ec. 10.7})$$

En estas condiciones también se recomienda colocar una capa de arena media a gruesa.

10.3.3.3. Criterio de Colmatación

En aplicaciones críticas o en proyectos que involucren suelos muy finos se recomienda realizar ensayos de colmatación con los suelos del sitio, la norma que describe este ensayo es la ASTM 5101 – 90 la cual se menciona en el Capítulo 2 del presente libro.

Este criterio considera que existe la posibilidad de taparse algunos de sus vacíos debido a incrustación de partículas de suelo, con una incidencia en la reducción de la permeabilidad, por lo tanto, el Geotextil debe tener un porcentaje mínimo de espacios vacíos o una alta porosidad.

Los Geotextiles con una mayor resistencia a la colmatación, son los Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas, en los cuales la probabilidad a que se taponen gran parte de sus orificios es muy baja debido al espesor que poseen y a los altos valores de porosidad que presentan. Los Geotextiles No Tejidos unidos por temperaturas o calandrados, son mucho más delgados y rígidos, razón por la cual se parecen en su comportamiento a los Geotextiles Tejidos, Leuttich (1993).

Los Geotextiles Tejidos tienen baja porosidad y el riesgo de colmatación muy alto, con la consecuencia de una pérdida súbita en la permeabilidad; razón por la cual no se recomienda usarlos como filtros

en sistemas de drenaje. De acuerdo con el criterio de Chistopher y Holtz, 1985; R. Koemer, 1990, los Geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad > 50%. Razón por la cual no se deben usar Geotextiles Tejidos en sistemas de subdrenaje.

10.3.3.4. Criterio de Durabilidad

Este criterio se basa en la resistencia que debe tener un Geotextil en el tiempo, bien sea por ataque químico, biológico o por intemperismo.

Los Geotextiles por ser un material fabricado de polipropileno, no son biodegradables, son altamente resistentes al ataque químico como por ejemplo en el manejo de lixiviados.

No se recomienda el uso de los Geotextiles como sistemas de drenaje en sitios donde vayan a quedar expuestos a los rayos ultravioleta por un tiempo prolongado, por razones de instalación y funcionamiento. Si es este el caso los Geotextiles deberán ser fabricados con una protección a la degradación UV.

10.3.4 Cálculo hidráulico para la escogencia del geocompuesto

10.3.4.1. Evaluación según la permitividad del sistema

En el caso en donde el geocompuesto sea usado como sistema de subdrenaje en espaldones de estructuras de contención o como sistemas de subdrenaje en carreteras, donde se involucren suelos de alta permeabilidad o en general cuando se use este geocompuesto como medio filtrante para grandes caudales, se debe revisar la cantidad de flujo volumétrico que puede pasar por unidad de área (tasa de flujo), en el plano normal al Geodrén, frente a la cantidad de flujo volumétrico a evacuar por metro lineal. Para lo cual se realiza el siguiente procedimiento:

$$\psi = k/t \quad (\text{Ec. 10.8})$$

Donde:

ψ = Permitividad. (s^{-1})

k = Permeabilidad del geocompuesto. (m/s)

t = Espesor del Geotextil de una cara del geocompuesto. (m)

Teniendo el caudal que se requiere pasar por el filtro, que corresponde al caudal calculado por metro lineal de subdrén, se calcula la permitividad requerida del Geotextil, haciendo uso de la ecuación de Darcy.

$$\begin{aligned} Q &= k * i * A \\ Q &= k * \Delta h / t * A \\ \Psi_{req} &= Q / (\Delta h * H * L) \end{aligned} \quad (\text{Ec. 10.9})$$

Donde:

Ψ_{req} = Permitividad requerida del Geotextil, k/t.

Q = Caudal total a evacuar calculado.

Δh = Cabeza hidráulica, que es igual a la altura del Geodrén.

A = Área conformada por la cara perpendicular a la entrada del caudal.

H = Altura del geocompuesto.

L = Longitud del tramo de drenaje en consideración.

Posteriormente, se calcula la permitividad admisible, la cual se obtiene de la permitividad entregada por el fabricante (Norma ASTM D4491), dividida por unos factores de reducción (Ver Capítulo 3 Tabla 3.3).

$$\Psi_{adm} = \Psi_{ult} / (\text{FR}_{SCB} * \text{FR}_{CR} * \text{FR}_{IN} * \text{FR}_{CC} * \text{FR}_{BC}) \quad (\text{Ec. 10.10})$$

Donde:

Ψ_{adm} = Permitividad admisible.

Ψ_{ult} = Permitividad última, entregada por el fabricante. (Ver Anexo B)

FR_{SCB} = Factor de reducción por colmatación y taponamiento.

FR_{CR} = Factor de reducción por creep o fluencia.

FR_{IN} = Factor de reducción por intrusión.

FR_{CC} = Factor de reducción por colmatación química.

FR_{BC} = Factor de reducción por colmatación biológica.

Calculo del factor de seguridad global:

$$FS_g = \frac{\text{Permitividad Admisible}}{\text{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

10.3.4.2. Evaluación de la conducción del agua en el plano del geocompuesto

Una vez se ha verificado que el Geotextil permite la entrada del caudal total al sistema, se debe revisar la capacidad del Geodrén para transportar una cantidad de flujo volumétrico en su plano, conduciéndolo de esta manera a un sistema de evacuación. Esta capacidad del geocompuesto se conoce como tasa de flujo; para entender este concepto analizaremos dicho valor haciendo uso de la ecuación de Darcy.

$$\begin{aligned} Q_t &= k * i * A \\ Q_t &= k * i * (W * t) \\ Q_t &= (k * t) * i * W && \text{(Ec. 10.11)} \\ Q_t / W &= (k * t) * i \\ q_w &= \theta * i \end{aligned}$$

Donde:

q_w = Tasa de flujo. (m³/s-m).

θ = Transmisividad requerida (m²/s).

i = Gradiente hidráulico.

Q_t = Caudal total estimado.

W = Ancho del geocompuesto (Longitud del sistema de drenaje).

Se puede observar que las unidades para la tasa de flujo y la transmisividad son las mismas, aunque se emplea una nomenclatura diferente para poder diferenciarlas. Los valores de la tasa de flujo y la transmisividad son los mismos para un gradiente igual a uno ($i = 1.0$), valor que se adquiere cuando el geocompuesto es instalado de forma vertical, como por ejemplo en el espaldón de un muro de contención o a los costados de una vía.

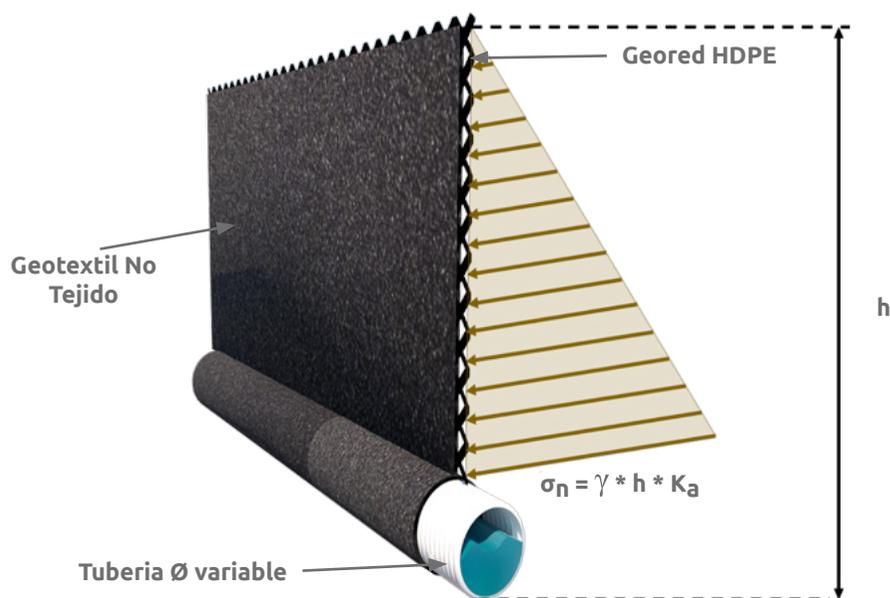
Debido a que no siempre se cumplen las condiciones de flujo laminar y condición saturada en el sistema se recomienda trabajar con la tasa de flujo.

Calculada la tasa de flujo requerida por el sistema, se determina la tasa de flujo última, la cual se obtiene con base en los datos suministrados por el fabricante y calculada por medio de la Norma ASTM D4716 – 03 referenciada en el capítulo 2. La tasa de flujo última es variable y cambia para las condiciones de cada proyecto. Los factores que modifican la capacidad de transmitir un fluido a través de su plano en el caso de los geocompuestos son los siguientes:

10.3.4.3. Esfuerzo normal sobre el geocompuesto

Se debe establecer el esfuerzo normal máximo al que el geocompuesto será sometido, figura 10.15, debido a que la presión de tierras o las cargas aplicadas sobre el sistema en casos críticos pueden reducir la capacidad de transmisión del fluido.

$$\sigma_n = \gamma * h * K_a \quad (\text{Ec. 10.12})$$



▲ Figura 10.15 | Esfuerzo Normal Aplicado sobre el Geodren Vial.

Donde:

σ_n = Esfuerzo normal máximo (KPa).

γ = Peso específico del suelo en el cual se va instalar el geocompuesto (KN/m³).

h = Altura a la cual el esfuerzo normal es máximo (m).

K_a = Coeficiente lateral de presiones⁶.

⁶ En aplicaciones en las cuales el Geodren se encuentre instalado en posición vertical se tendrá en cuenta este factor debido a que los esfuerzos laterales son menores a los esfuerzos verticales, generados por el suelo y las cargas aplicadas.

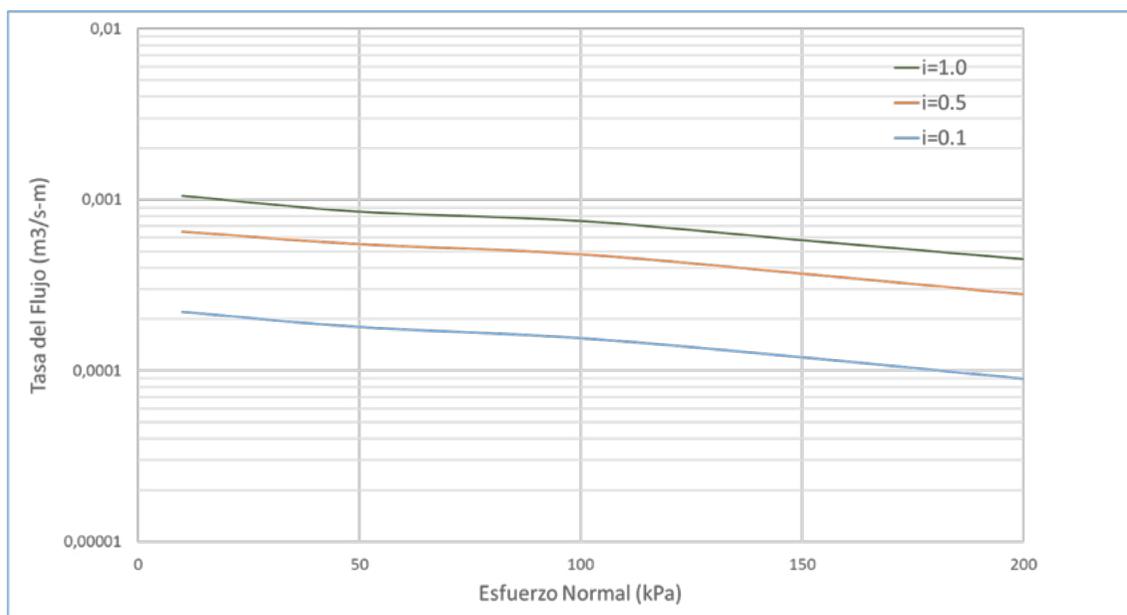
10.3.4.4. Gradiente Hidráulico (i)

Debido a que la tasa de flujo del sistema es proporcional al gradiente hidráulico, la pendiente o inclinación que tenga el geocompuesto afectará directamente la cantidad de fluido que este pueda transmitir.

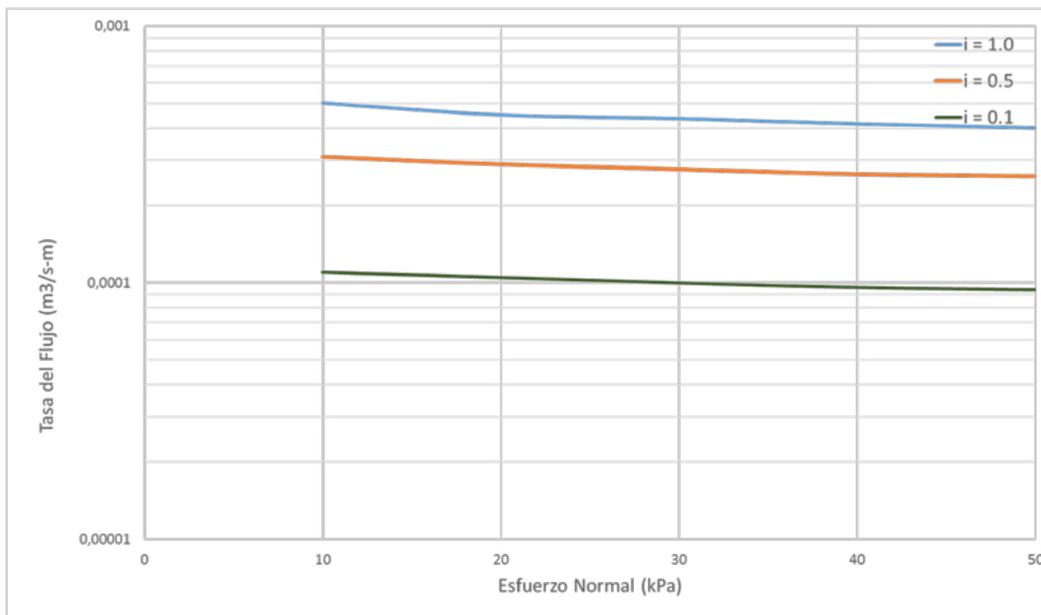
En aplicaciones para sistemas de subdrenaje en espaldones de muros o en carreteras el valor de gradiente es 1.0, esto debido a que el geocompuesto está ubicado de forma vertical por lo que los fluidos tendrán una mayor facilidad para ser transmitidos en el geocompuesto.

En los casos donde el geocompuesto sea instalado de forma horizontal o con muy poca pendiente, como, por ejemplo, en casos donde se necesite abatir el nivel freático de una estructura de pavimento, o en rellenos sanitarios, se maneja un gradiente aproximado de 0.1. Condición en la cual la transmisión de flujo es menor debido a la pérdida de cabeza hidráulica por unidad de distancia que es mayor en comparación a la pérdida de cabeza hidráulica del Geodrén instalado de forma vertical. Este valor es recomendado y debe ser calculado para cada proyecto.

A continuación, se presentan las gráficas para la estimación de la tasa de flujo en función del gradiente hidráulico y el esfuerzo normal al que está sometido el Geodrén Planar, en el sentido máquina (sentido del flujo del agua paralelo a la construcción del geocompuesto) y sentido transversal (dirección del flujo de agua transversal al proceso de construcción del geocompuesto).



▲ *Figura 10.16 | Tasa de flujo en función del esfuerzo normal y el gradiente hidráulico Geodrén planar i=1.0, i=0.5 y i=0.1 – Sentido Máquina.*



▲ *Figura 10.17 | Tasa de flujo en función del esfuerzo normal y el gradiente hidráulico Geodrén Planar i=1.0, i=0.5 y i=0.1 – Sentido Transversal.*

Una vez se obtiene el valor de la tasa de flujo última, suministrada en las Figuras 10.16 y 10.17 se calcula el valor admisible teniendo en cuenta los factores de reducción, los cuales varían según las condiciones del proyecto (Ver Capítulo 3 Tabla 3.4)

$$q_{w \text{ adm}} = q_{w \text{ ult}} / (FR_{IN} * FR_{CR} * FR_{CC} * FR_{BC}) \quad (\text{Ec. 10.13})$$

Donde:

- $q_{w \text{ adm}}$ = Tasa de flujo admisible (m³/s-m).
- $q_{w \text{ ult}}$ = Tasa de flujo última (Ver Figuras 10.16 – 10.17).
- FR_{IN} = Factor de reducción por intrusión.
- FR_{CR} = Factor de reducción por creep o fluencia.
- FR_{CC} = Factor de reducción por colmatación química.
- FR_{BC} = Factor de reducción por colmatación biológica.

Finalmente, para la verificación del Geodrén propuesto se verifica el factor de seguridad global:

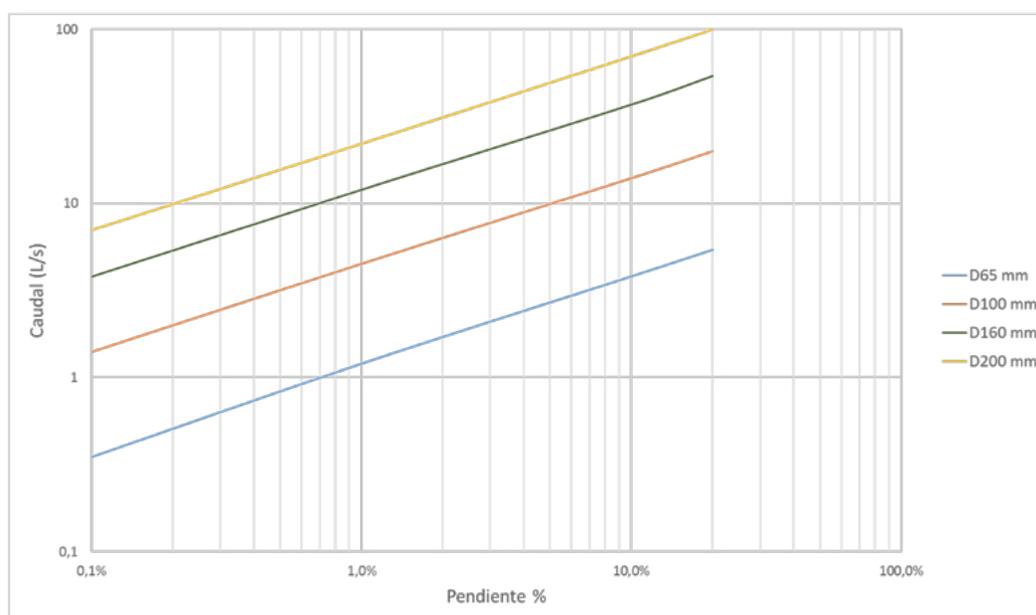
$$FS_g = \frac{\text{Tasa De Flujo Admisible}}{\text{Tasa De Flujo Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0$$

10.3.5 Sistema de evacuación de líquidos captados por el geocompuesto

Una vez los fluidos son captados se deben evacuar. Para establecer el tipo y diámetro de tubería se deben revisar lo siguiente:

Que el tubo tenga la capacidad de conducir la totalidad del caudal de diseño determinado en el numeral 10.3.2.4. Para estimar el caudal máximo que puede transportar el tubo se estableció un nomograma con base en la ecuación de Prandtl Colebrook, Figura 10.18. En donde conociendo la pendiente y el caudal de diseño se puede establecer el diámetro de la tubería a usar.



▲ Figura 10.18 | Nomograma para el cálculo del diámetro de tubería a usar.

Tabla 10.3 Resumen aplicaciones, usos y tipo de Geocompuesto de drenaje

Aplicación	Uso	Tipo de geocompuesto
Carreteras	Drenaje transversal	Geodrén HF
	Drenaje longitudinal	Geodrén Vial
Edificaciones	Cimentaciones	Geodrén Vial
	Drenaje perimetral	Geodrén Vial
	Losas de subpresión	TecDren
	Muros y pantallas	TecDren + Geodrén Vial

Aplicación	Uso	Tipo de geocompuesto
Estructuras de concreto	Muros de contención en concreto	TecDren + Geodrén Vial
Campos deportivos	Drenaje perimetral	Geodrén Vial
	Drenaje del campo	Geodrén Vial
Rellenos sanitarios	Control de lixiviados	TecDren
	Control de lixiviados	Geodrén HF
Muros en suelo reforzado (ver Capítulo 11)	Drenaje en el espaldón	Geodrén Planar + Geodrén Vial
	Lloraderos	Alturas hasta 8m Geodrén Planar
		Alturas superiores a 8m Geodrén HF
	Colchón drenante	Geodrén HF

10.4 Ejemplos de diseño

10.4.1 Sistemas de subdrenaje en una vía

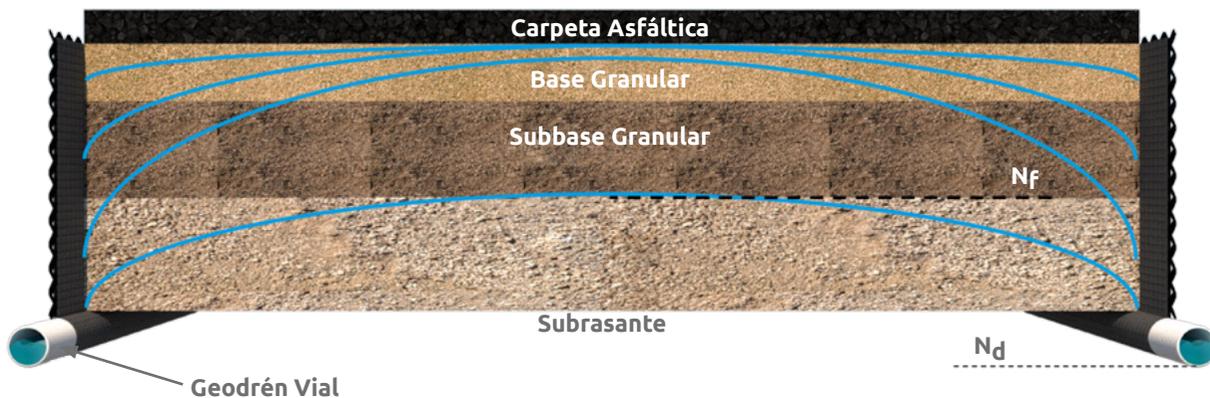
Se requiere diseñar los subdrenes para una carretera ubicada en la zona andina colombiana. El sector en consideración presenta una pendiente promedio del 1%, el ancho de la carretera es de 12 metros. La posición del nivel freático es 0.20 m a partir del nivel original. En el diseño de la estructura de pavimento se estableció que se excavará 0.50 m por debajo del nivel freático y se reemplazará por materiales seleccionados. El material de subrasante presenta las siguientes características:

Clasificación U.S.C.S.: CL

Permeabilidad (k) = 8.5×10^{-6} m/s (Obtenida por ensayos in-situ)

D_{85} = 0.06 mm (Dato extraído de la curva granulométrica).

Diseñar el sistema de subdrenaje con Geodrén estableciendo la longitud máxima en donde la tubería podrá realizar la descarga a la atmósfera.



▲ Figura 10.19 | Geodrén Vial (con tubería perforada).

Solución:

1. Cálculo del caudal total de diseño

🌿 Caudal por infiltración

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

$$I_R = 60 \text{ mm/h} = 1.67 \times 10^{-5} \text{ m/s (Obtenido del Anexo C)}$$

$$B = 6.0 \text{ m (Semibanca)}$$

$$L = ?$$

$$F_i = 0.4$$

$$F_R = 0.5$$

$$Q_{inf} = 1.67 \times 10^{-5} \text{ m/s} * 6.0 \text{ m} * L * 0.4 * 0.5$$

$$Q_{inf} = 2.004 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s} * L$$

🌿 Caudal por abatimiento del nivel freático (en ambos costados)

$$Q_{NF} = k * i * A$$

$$i = (N_d - N_f) / B = (0.7 - 0.2) / 6 = 0.0834$$

$$k = 8.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$A = (0.7 \text{ m} - 0.2 \text{ m}) * L$$

$$Q_{NF} = 8.5 \times 10^{-6} \text{ m/s} * 0.0834 * 0.5 \text{ m} * L * 2 = 7.09 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} * L$$

🍃 Caudal total de diseño

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NF} = 2.075 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s} * L$$

2. Determinación del diámetro de la tubería

Para establecer la longitud de tramos en donde se requiere hacer la descarga de agua a la atmósfera se debe considerar la capacidad máxima de flujo de la tubería, en este caso para 1% de pendiente. Se determina de la figura 10.18, un caudal total de 4.3 l/s para una tubería de 4" de diámetro.

Teniendo en cuenta el caudal determinado para la tubería, se diseña para que cada 150m se realicen descargas de agua a la atmósfera usando una tubería de 4" de diámetro.

Entonces:

$$Q_T = 150.0 \text{ m} * 2.075 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q_T = 3.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto, el sistema cumple, ya que el caudal de diseño es menor al caudal que puede transportar la tubería de 4".

3. Evaluación del tipo de Geotextil a usar en el Geodrén

Se revisa si el Geotextil del Geodrén cumple con todos los criterios de diseño.

🍃 Criterio de retención (TAA)

Para suelos cohesivos con un índice de plasticidad mayor a 7, el valor del Tamaño de Abertura Aparente debe ser de:

$$\begin{aligned} \text{TAA} &< 0.30 \text{ mm} \\ 0.18 \text{ mm} &< 0.30 \text{ mm (Ver Anexo B)} \end{aligned}$$

🍃 Criterio de permeabilidad

Como es un suelo fino, se debe cumplir:

$$K_g = 0.0046 \text{ m/s (Ver Anexo B)}$$

$$K_s = 8.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$K_g = 10 * k_s$$

🍃 Criterio de colmatación

La porosidad de los Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas son superiores al 80%.

4. Cálculo hidráulico para la escogencia del Geodrén

🍃 Evaluación según la permitividad del sistema

Se realiza el cálculo de la permitividad requerida por el Geotextil como medio filtrante.

$$Q = k * i * A$$

$$Q = k * \Delta h / t * A$$

$$k / t = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\Psi_{req} = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\Psi_{req} = 3.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / (0.70 \text{ m} * 0.70 \text{ m} * 150.0 \text{ m})$$

$$\Psi_{req} = 4.23 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

Una vez calculada la permitividad requerida por el sistema, se toma la permitividad suministrada por el fabricante como la permitividad última para la realización del diseño.

$$\Psi_{ult} = 2.9 \text{ s}^{-1} \quad (\text{Ver anexo B})$$

Con base a la permitividad última del Geodrén, se calcula la permitividad admisible, teniendo en cuenta los factores de reducción para sistemas de subdrenaje (Ver Capítulo 3, Tabla 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 se compara la permitividad admisible con la requerida para determinar el factor de seguridad global:

$$FS_g = \Psi_{adm} / \Psi_{req}$$

$$\begin{aligned}FS_g &= 0.50 \text{ s}^{-1} / 4.23 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1} \\FS_g &> 1.0\end{aligned}$$

Por lo que el Geotextil No Tejido es apto como medio "filtrante" en el sistema.

📌 Evaluación de la conducción del agua en el plano del Geodrén

Se calcula el esfuerzo normal actuante con base al peso específico del suelo y a la profundidad más crítica donde se encuentra el Geodrén, debido a que el Geodrén se ubicará de forma vertical se calcula el esfuerzo normal, teniendo en cuenta el coeficiente lateral de presión de tierras:

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \gamma * h * K_a \\ \sigma_n &\approx 20.0 \text{ KN/m}^3 * 0.70 \text{ m} * 0.33 \\ \sigma_n &\approx 4.62 \text{ KPa}\end{aligned}$$

El valor del gradiente hidráulico será igual o aproximado a 1.0, debido a la posición del Geodrén.

Con estos dos valores, se determina la tasa de flujo última para el Geodrén Vial según la Figura 10.17, se toma el esfuerzo normal mínimo de la gráfica, debido a que el Geodrén está a una profundidad menor de 1.0 m de profundidad.

$$q_{w \text{ ult}} = 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Con base a este dato, se calcula la tasa de flujo admisible. Teniendo en cuenta los factores de reducción para sistemas de subdrenaje en carreteras (Ver Capítulo 3, Tabla 3.4)

$$\begin{aligned}q_{w \text{ adm}} &= q_{w \text{ ult}} / (FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC}) \\ q_{w \text{ adm}} &= 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m} / (1.2 * 1.5 * 1.1 * 1.0) \\ q_{w \text{ adm}} &= 2.47 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m}\end{aligned}$$

El valor de la tasa de flujo requerida se determina dividiendo el caudal total de diseño sobre la longitud del Geodrén entre descarga y descarga:

$$\begin{aligned}q_{w \text{ req}} &= Q_T / L \\ q_{w \text{ req}} &= 3.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / 150.0 \text{ m} \\ q_{w \text{ req}} &= 2.075 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}\end{aligned}$$

Finalmente se compara la tasa de flujo admisible con la requerida para determinar el factor de seguridad 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 lo tanto, el Geodrén Vial es adecuado para el sistema de subdrenaje en el tramo de la carretera en consideración.

10.4.2 Sistema de Subdrenaje en un campo deportivo

Se requiere diseñar el sistema de subdrenaje para una cancha de fútbol en un campo deportivo ubicado en la ciudad de Manizales (Colombia), de dimensiones 100 m x 60 m.

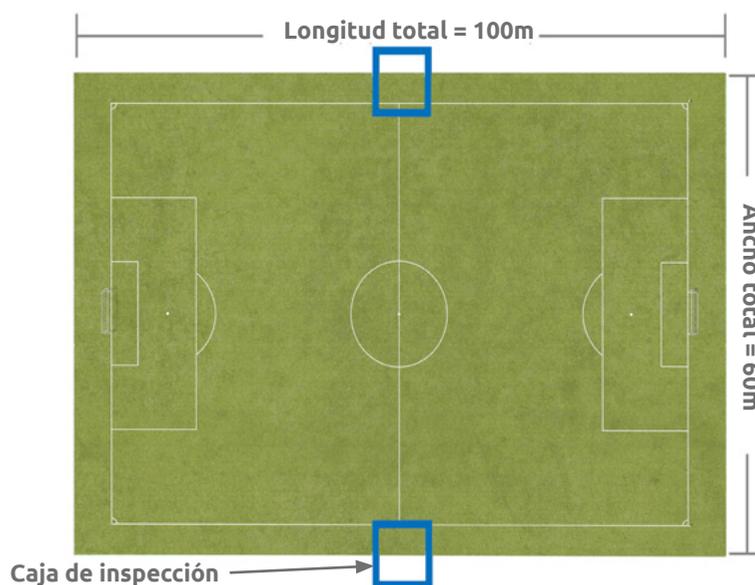
Se encontró en el terreno un suelo orgánico (Limo) con las siguientes características:

LL = 40, LP = 31, IP = 9

Clasificación USCS.: ML, 100 % fino.

Permeabilidad (k) = 3.86×10^{-7} m/s

1. Estimación del caudal de diseño



▲ Figura 10.20 | Dimensionamiento del ejemplo para campos deportivos.

El caudal de diseño está conformado por el caudal procedente de agua lluvia, llamado caudal por infiltración únicamente, debido a que en el terreno en consideración no hay presencia de nivel freático.

🌿 Caudal por Infiltración

$$Q_{inf} = I_R * A_T * F_i$$

Donde:

$$I_R = 32 \text{ mm/h} = 8.88 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

Precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en el sitio más cercano al proyecto. Se toma la de la estación más cercana, en este caso Aeropuerto la Nubia, basado en las curvas intensidad, duración y frecuencia. Curva 2 años, 120 min (Ver Anexo C).

$$A_T = 100 \text{ m} * 60 \text{ m} = 6,000 \text{ m}^2$$

$$F_i = 0.7 \text{ (ver tabla 10.1)}$$

Entonces:

$$Q_{inf} = I_R * A_T * F_i$$

$$Q_{inf} = 8.88 \times 10^{-6} \text{ m/s} * 6,000 \text{ m}^2 * 0.70$$

$$Q_{inf} = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_T = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ debido a que no hay presencia de nivel freático.}$$

2. Permeabilidad de la capa orgánica

Como el suelo encontrado es un limo orgánico, se hace necesaria una mezcla con arena, buscando aumentar la permeabilidad del suelo sobre el sistema de drenaje.

En la Tabla 10.4 se presentan unos resultados de ensayos de permeabilidad de cabeza constante realizados para diferentes mezclas de un limo orgánico con una arena de tamaños medios a gruesos.

Tabla 10.4 Ensayos de permeabilidad de cabeza constante, realizados en el laboratorio de la facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana

Material	Permeabilidad al 80% proctor modificado k (cm/s)	Permeabilidad al 90% proctor modificado k (cm/s)
100% Limo - 0% Arena	9.36×10^{-4}	3.86×10^{-5}
90% Limo - 10% Arena	-	1.06×10^{-4}
80% Limo - 20% Arena	2.93×10^{-3}	2.30×10^{-4}
70% Limo - 30% Arena	3.83×10^{-3}	-
60% Limo - 40% Arena	6.52×10^{-3}	1.29×10^{-3}
50% Limo - 50% Arena	-	1.50×10^{-3}
40% Limo - 60% Arena	2.38×10^{-3}	-
100% Arena	1.54	1.54

Arena media a gruesa: NL - NP

Clasificación USC: SP

Tamiz No.	% Pasa
4	100
8	62.5
10	41
20	9
40	0
Fondo	0

Con base en lo anterior se observa que un porcentaje óptimo de arena, en este caso y para este tipo de material orgánico, para aumentar la permeabilidad es del 40%.

La permeabilidad del limo orgánico es de 3.86×10^{-5} m/s, al mezclarlo con 60% de arena aumenta a 2.38×10^{-3} m/s.

Es importante conocer que para el buen funcionamiento de un sistema de subdrenaje, la permeabilidad del suelo no puede ser menor a 1×10^{-3} m/s.

3. Método de captación de agua

Los colectores principales y secundarios son diseñados con el sistema Geodrén con tubería de drenaje y son función de la geometría del terreno y del caudal de diseño definido.

3.1 Colchón drenante con Geodrén HF

Evaluación del tipo de Geotextil a usar en el colchón drenante

Se revisa si el Geotextil del Geodrén cumple con todos los criterios de diseño.

🍃 Criterio de retención (TAA)

Para suelos finos con un índice de plasticidad mayor a 7, el valor del Tamaño de Abertura Aparente debe ser de:

TAA	< 0.30 mm	
0.15mm	< 0.30 mm	(Ver Anexo B)

🍃 Criterio de permeabilidad

Como es un suelo fino, se debe cumplir:

$$k_g = 0.0044 \text{ m/s} \quad (\text{Ver Anexo B})$$

$$k_s = 2.38 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$k_g = 10 * k_s$$

🍃 Criterio de colmatación

La porosidad de los Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas son superiores al 80%.

Cálculo hidráulico para la escogencia del Geodrén HF como colchón drenante

🍃 Evaluación según la permitividad del sistema

Asumiendo una altura promedio de 10 cm de capa orgánica sobre el Geodrén HF, se calcula la permitividad requerida del Geotextil.

$$Q = k * i * A$$

$$Q = k * \Delta h / t * A$$

$$k / t = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\Psi_{req} = Q / (\Delta h * H * L)$$

$$\Psi_{req} = 0.037 \text{ m}^3/\text{s} / (0.10 \text{ m} * 60.0 \text{ m} * 100.0 \text{ m})$$

$$\Psi_{req} = 6.17 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

Para este cálculo se tomó el caudal total de diseño y el área de todo el campo de fútbol, como sección transversal perpendicular al flujo.

Una vez calculada la permitividad requerida por el sistema, se toma la permitividad suministrada por el fabricante como la permitividad última para la realización del diseño.

$$\Psi_{ult} = 2.9 \text{ s}^{-1} \text{ (Ver Anexo B).}$$

Con base en la permitividad última del Geodrén HF, se calcula la permitividad admisible, teniendo en cuenta los factores de reducción para sistemas de subdrenaje (Ver Capítulo 3, Tabla 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 se compara la permitividad admisible con la requerida para determinar el factor de seguridad global:

$$FS_g = \Psi_{adm} / \Psi_{req}$$

$$FS_g = 0.50 \text{ s}^{-1} / 6.17 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

$$FS_g \gg 1.0$$

Por lo que el Geotextil NT del Geodrén HF es apto como medio “filtrante” en el sistema.

Evaluación de la conducción del agua en el plano del Geodrén HF

Para el diseño del colchón drenante se utiliza el área aferente para determinar la cantidad de flujo que debe manejar el Geodrén HF, en caso de que el factor de seguridad no cumpla para el

sistema, se recomienda disminuir la longitud de descarga del colchón drenante, para estos casos la distancia entre colectores, reduciendo de esta forma su área aferente, para que estos estén en la capacidad de transmitir el fluido a los colectores secundarios.

$$\begin{aligned}A_a &= L_{c-c} * W \\A_a &= 6.0 \text{ m} * 2.0 \text{ m} \\A_a &= 12.0 \text{ m}^2\end{aligned}\tag{Ec. 10.14}$$

Donde:

A_a = Área unitaria del colchón drenante con Geodrén Planar (m^2)

L_{c-c} = Longitud entre colectores, es la longitud máxima que el agua debe recorrer en el colchón drenante para ser captada por el colector (m)

W = Ancho del Geodrén HF, dimensión normal al sentido del flujo (m)

El caudal para esta área aferente se calcula de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}Q_{Aa} &= Q_T * A_a / A_T \\Q_{Aa} &= 0.037 \text{ m}^3/\text{s} * 12 \text{ m}^2 / 6,000 \text{ m}^2 \\Q_{Aa} &= 7.4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}\tag{Ec. 10.15}$$

Una vez obtenido el caudal que capta el colchón drenante por área aferente, se verifica si el Geodrén HF a seleccionar puede conducir en su plano el caudal calculado.

$$q_{w \text{ req}} = Q_{Aa} / W\tag{Ec. 10.16}$$

Donde:

$q_{w \text{ req}}$ = Tasa de flujo requerida para el colector ($\text{m}^3/\text{s-m}$)

Q_{Aa} = Caudal calculado para el área aferente del colector (m^3/s)

W = Ancho del Geodrén HF (m)

En este caso el ancho del Geodrén es la unidad por lo que el valor de la tasa de flujo será la misma que el caudal del área aferente. Reemplazando los valores en la fórmula anterior se obtiene:

$$q_{w \text{ req}} = 7.4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} / 2.0 \text{ m}$$

$$q_{w \text{ req}} = 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Para determinar la tasa de flujo última del Geodrén HF como colchón drenante se utiliza las tablas de la ficha técnica (ver Anexo B) y como datos de entrada el gradiente igual a 0.1 por la posición casi horizontal del Geodrén y el esfuerzo normal mínimo de la tabla, debido a que el Geodrén está a una profundidad menor de 1.0 m de profundidad.

$$q_{w \text{ ult}} = 24.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Con base en la tasa de flujo última para el Geodrén instalado de forma horizontal, se calcula la tasa de flujo admisible, teniendo en cuenta los factores de reducción para colchón drenante (Ver Capítulo 3, Tabla 3.4)

$$q_{w \text{ adm}} = q_{w \text{ ult}} / (\text{FR}_{\text{CR}} * \text{FR}_{\text{IN}} * \text{FR}_{\text{CC}} * \text{FR}_{\text{BC}})$$

$$q_{w \text{ adm}} = 24.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m} / (1.3 * 1.2 * 1.0 * 1.0)$$

$$q_{w \text{ adm}} = 15.4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Finalmente se compara la tasa de flujo admisible con la requerida para determinar el factor de seguridad global:

$$\text{FS}_g = q_{w \text{ adm}} / q_{w \text{ req}}$$

$$\text{FS}_g = 15.4 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m} / 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

$$\text{FS}_g = 4.16 > 1.0$$

Por lo tanto, el Geodrén HF es adecuado como colchón drenante para la cancha de fútbol.

3.2 Colectores Secundarios

Los colectores secundarios se diseñan para manejar el caudal de agua aferente a cada una de las áreas en las que se encuentran y luego se conectan al colector principal que permite evacuar el agua hacia los desagües existentes.

La forma de conectarse con los Geodrenes con tubería de 160 mm de diámetro (6"), que corresponde a los colectores principales, es directamente en el sitio de la obra, empleando un accesorio denominado Silla T para la tubería (los accesorios son de tubería sanitaria).

Lo importante es que lleguen en una cota superior a la del tubo del Geodrén de los colectores principales, en contacto directo con el Geotextil y la geored.

Se colocarán 16 colectores secundarios con Geodrén en cada lado de los colectores principales, separados por una distancia de 6 m entre ellos. Ya que se verificó que a esta distancia el colchón drenante es capaz de manejar el flujo aportado por la infiltración en la cancha de fútbol.

Estos colectores secundarios deben llegar a una cota superior a los colectores principales y en el momento de interceptarlos se les debe dar una pequeña curva hacia el sentido del flujo para que se acoplen correctamente. Es importante que en estos sectores de intersección se rellene la zanja con arena para que el agua llegue al sistema del colector principal sin problema y para darle soporte al Geodrén en este sector.

Para el diseño de los colectores secundarios se calculan sus áreas aferentes para determinar la cantidad de flujo que aporta cada sector al Geodrén. Se debe revisar que el factor de seguridad cumpla para el sistema, garantizando la transmisión del fluido al colector primario.

$$A_a = 6.0 \text{ m} * 60.0 \text{ m} / 2 = 180 \text{ m}^2 \text{ por cada colector secundario}$$

$$Q_{Aa} = Q_T * A_a / A_T$$

$$Q_{Aa} = 0.037 \text{ m}^3/\text{s} * 180 \text{ m}^2 / 6,000 \text{ m}^2$$

$$Q_{Aa} = 1.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Teniendo una pendiente del 1% y en relación con el nomograma basado en la ecuación del Prandtl-Colebrook (Figura 10.18), se determina que el diámetro de la tubería de 65mm (2 1/2") cumple, pero es muy cercano a límite y debido a esto es más adecuado para los colectores secundarios emplear diámetros de 100mm (4").

Una vez obtenido el caudal que capta cada colector por área aferente, se verifica si el Geodrén a seleccionar puede conducir en su plano el caudal calculado.

$$q_{w \text{ req}} = Q_{Aa} / L_c \quad (\text{Ec. 10.17})$$

Donde:

$$q_{w \text{ req}} = \text{Tasa de flujo requerida para el colector (m}^3\text{/s-m)}$$

$$Q_{Aa} = \text{Caudal calculado para el área aferente del colector (m}^3\text{/s)}$$

$$L_c = \text{Longitud del colector secundario (m)}$$

En este caso la longitud de cada colector secundario es la misma y equivale a la mitad del ancho del campo de fútbol, por lo que reemplazando los valores en la fórmula anterior se obtiene:

$$q_{w \text{ req}} = 1.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3\text{/s} / 30.0 \text{ m}$$

$$q_{w \text{ req}} = 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3\text{/s-m}$$

Para determinar la tasa de flujo última del Geodrén se utiliza la Figura 10.17 y como datos de entrada el gradiente igual a 1.0 por la posición vertical del Geodrén y el esfuerzo normal mínimo de la gráfica, debido a que el Geodrén está a una profundidad menor de 1.0 m de profundidad.

$$q_{w \text{ ult}} = 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3\text{/s-m}$$

El cálculo de la tasa de flujo admisible del colector secundario se realiza utilizando los factores de reducción para campos deportivos (Ver Capítulo 3, Tabla 3.4)

$$q_{w \text{ adm}} = q_{w \text{ ult}} / (\text{FR}_{CR} * \text{FR}_{IN} * \text{FR}_{CC} * \text{FR}_{BC})$$

$$q_{w \text{ adm}} = 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3\text{/s-m} / (1.0 * 1.0 * 1.0 * 1.1)$$

$$q_{w \text{ adm}} = 4.45 \times 10^{-4} \text{ m}^3\text{/s-m}$$

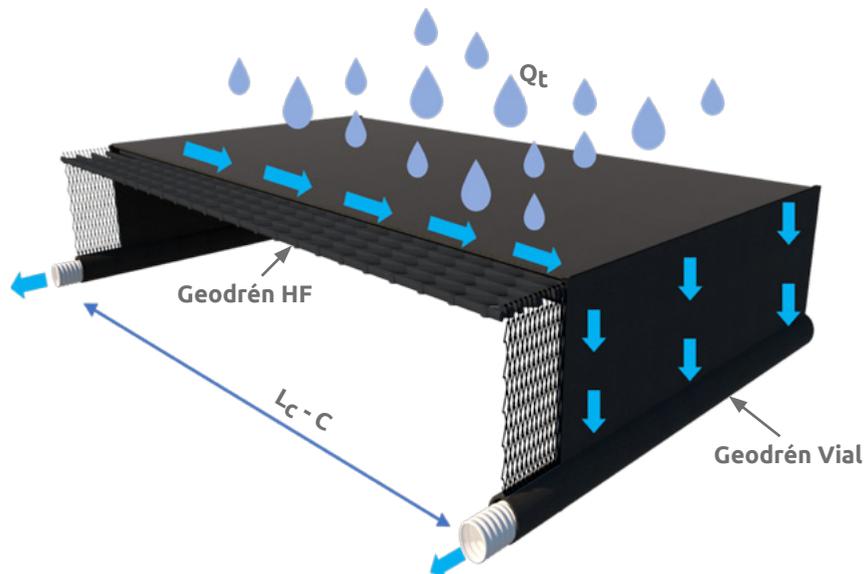
Finalmente se compara la tasa de flujo admisible con la requerida para determinar el factor de seguridad global:

$$FS_g = q_{w \text{ adm}} / q_{w \text{ req}}$$

$$FS_g = 4.45 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m} / 3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$$

$$FS_g = 12.0 \gg 1.0$$

Por lo tanto, el Geodrén es adecuado como colector secundario para la cancha de fútbol.



▲ Figura 10.21 | Detalle recorrido del agua colchón drenante y colector secundario.

3.3 Colectores Principales

Se van a diseñar 4 colectores principales, con Geodrén con tubería, que corren de manera longitudinal y paralela con la mayor dimensión del campo de fútbol; debido a las condiciones topográficas se recomienda conectar los colectores a los desagües existentes en la zona.

$$A_T = 100\text{m} * 60\text{m} = 6,000\text{m}^2$$

$$Q_T = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}$$

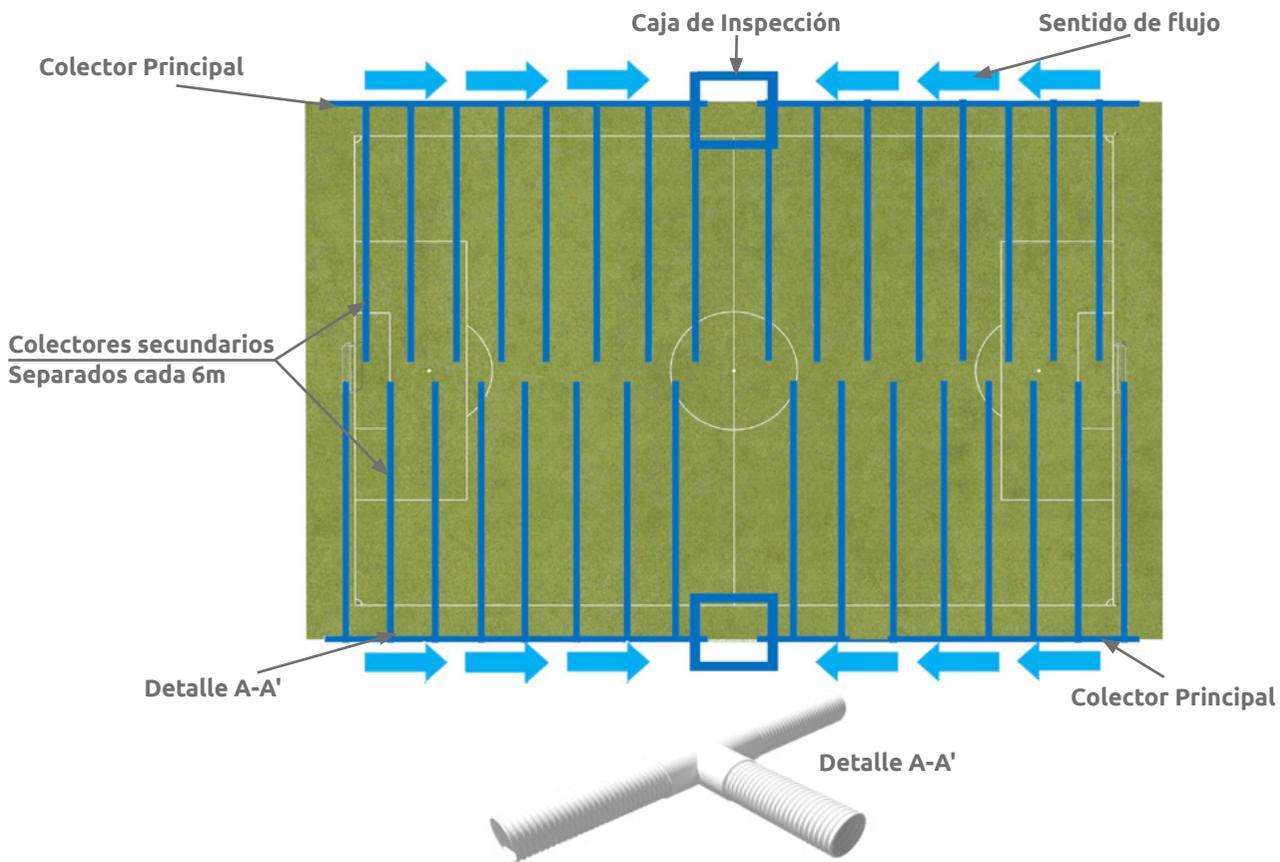
$$S = 1\% \text{ (Seleccionada)}$$

El diámetro de la tubería a usar puede ser determinado utilizando el nomograma basado en la ecuación de Prandtl - Colebrook (Figura 10.18)

Según el nomograma para una pendiente del 1% y los cuatro diámetros de tuberías existentes para Geodrén el caudal máximo a transportar es el siguiente:

Tubería de 65 mm (2.5")	→	$Q_{\max} = 0.00119 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de 100 mm (4")	→	$Q_{\max} = 0.00433 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de 160 mm (6")	→	$Q_{\max} = 0.01174 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de 200 mm (8")	→	$Q_{\max} = 0.02157 \text{ m}^3/\text{s}$

El caudal requerido para cada colector principal es igual a $9.25 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ (resultado de la división del área total en los 4 colectores principales, por lo tanto, la tubería a usar para los colectores principales es de 160 mm (6")).



▲ *Figura 10.22 | Distribución esquemática de los colectores principales y los colectores secundarios.*

Los Geodrenes con tubería se pueden fabricar de 1.05 m de altura ó de 0.52m de acuerdo a la profundidad de excavación que se defina. Sin embargo, el sistema de Geodrén es muy flexible y si en algunos tramos sobra un poco de altura, se puede doblar sin ningún problema.

El ancho mínimo de las zanjas debe ser de 30 cm, ancho que se consigue con una pala pequeña de excavación y la profundidad se debe definir de acuerdo a la pendiente y a la cota en que se encuentran los desagües y el pozo final. El material de relleno de las zanjas debe ser un material permeable, que permita el paso del agua a los Geodrenes, pero no necesariamente debe ser un material seleccionado como se utilizaría en los sistemas tradicionales de filtro francés. De acuerdo con las propiedades de permeabilidad del material de excavación, este puede ser utilizado si la permeabilidad es adecuada y si el contenido de limos y arcillas es mínimo. Para definir si el material de excavación se puede utilizar, es necesario conocer su tipo y sus propiedades, teniendo en cuenta las siguientes premisas:

- 🍃 Índice de plasticidad < 7
- 🍃 Coeficiente de permeabilidad $k_s > 1.0 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$

10.4.3 Drenaje para un muro de contención

Se va a construir un muro en suelo reforzado para estabilizar una ladera, el muro va a tener 7m de alto y 30m de largo. El material de la ladera es una arena limosa (SM), con un peso específico de 18.5 kN/m³ y una permeabilidad k_s de $1.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, de acuerdo con la curva granulométrica presenta un D_{85} de 0.25 mm.

Diseñar y evaluar el sistema de drenaje utilizando inicialmente Geotextil y verificar si es adecuado para el proyecto. Luego realice el mismo diseño empleando Geodrén con red de 7mm.

Solución:

1. Cálculo del caudal total de diseño

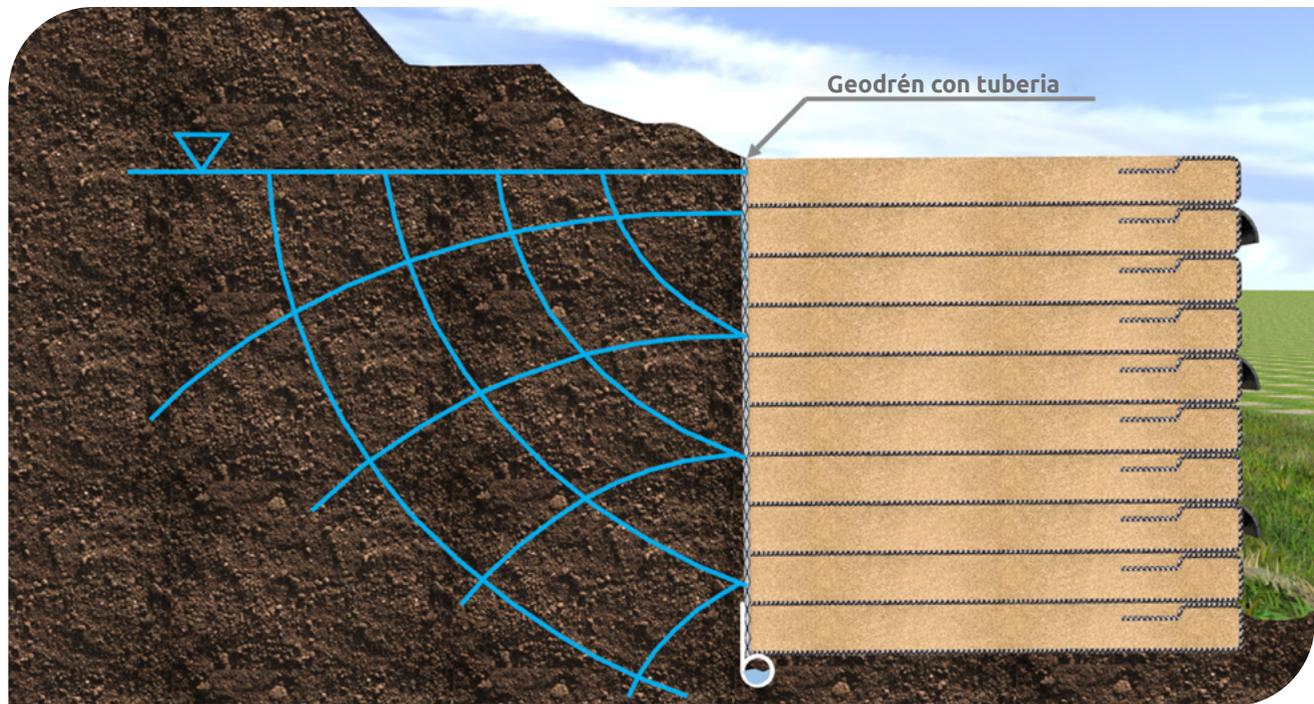
Número de canales de flujo $n_c = 4$

Número de equipotenciales $n_f = 5$

$$Q_T = k * h * n_c / n_f * L$$

$$Q_T = 1.6 \times 10^{-5} \text{ m/s} * 7.0 \text{ m} * (4/5) * 30.0 \text{ m} \quad (\text{Ec. 10.18})$$

$$Q_T = 2.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$



▲ Figura 10.23 | Muro de contención en suelo reforzado.

2. Escogencia del tipo de Geotextil a usar como material drenante

Para escoger el Geotextil más adecuado para esta aplicación se realiza un chequeo con base en los criterios de dicha aplicación y los datos del enunciado.

🍃 Criterio de retención (TAA)

$$\begin{aligned} \text{TAA} &< B * D_{85} \\ B &= 1.8; \text{ Para Geotextiles No Tejidos.} \\ \text{TAA} &\leq 1.8 * 0.25 \text{ mm} \\ \text{TAA} &< 0.45 \text{ mm} \end{aligned}$$

🍃 Criterio de permeabilidad

Como es un suelo con alto contenido de finos, se debe cumplir:

$$\begin{aligned} k_g &> 10 * k_s \\ k_s &= 1.6 \times 10^{-5} \text{ m/s} \\ k_g &> 1.6 \times 10^{-4} \text{ m/s} \end{aligned}$$

📌 Criterio de colmatación

La porosidad de los Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas son superiores al 50%, por lo tanto, todos los Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas cumplen con este criterio. Los Geotextiles Tejidos y los No Tejidos termounidos o calandrados no cumplen con este criterio.

3. Cálculo hidráulico para la escogencia del Geotextil

El caudal por unidad de longitud ó tasa de flujo que se requiere evacuar es:

$$\begin{aligned}Q_T &= 2.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \\q_{w \text{ req}} &= Q_T / L \\q_{w \text{ req}} &= 2.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / 30.0 \text{ m} \\q_{w \text{ req}} &= 8.96 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Cálculo de la tasa de flujo última del Geotextil:

$$\begin{aligned}Q &= k * i * A \\Q &= k * i * t * W \\Q/W &= i * (k * t) \\q_{w \text{ ult}} &= i * (k * t)\end{aligned}$$

Donde:

$$\begin{aligned}q_{w \text{ ult}} &= Q / W. \text{ Tasa de flujo última del Geotextil} \\i &= \text{Gradiente hidráulico} \\k &= \text{Permeabilidad del Geotextil (Ver Anexo B)} \\t &= \text{Espesor del Geotextil (Ver Anexo B)}\end{aligned}$$

Reemplazando los valores se obtiene la tasa de flujo última para el Geotextil No Tejido:

$$\begin{aligned}q_{w \text{ ult}} &= 1.0 * (4.4 \times 10^{-3} \text{ m/s} * 1.5 \times 10^{-3} \text{ m}) \\q_{w \text{ ult}} &= 6.6 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Una vez obtenida la tasa de flujo última para el Geotextil, se calcula la tasa de flujo admisible, teniendo en cuenta los factores de reducción para drenaje por gravedad (Ver Capítulo 3, Tabla 3.3)

$$q_{w \text{ adm}} = q_{w \text{ ult}} / (FR_{SCB} * FR_{CR} * FR_{IN} * FR_{CC} * FR_{BC})$$
$$q_{w \text{ adm}} = 6.6 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s-m} / (2.0 * 2.0 * 1.2 * 1.2 * 1.2)$$
$$q_{w \text{ adm}} = 9.55 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Finalmente se compara la tasa de flujo admisible con la requerida para determinar el factor de seguridad global:

$$FS_g = q_{w \text{ adm}} / q_{w \text{ req}}$$
$$FS_g = 9.55 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s-m} / 8.96 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m}$$
$$FS_g = 0.0106 \ll 1.0$$

Por lo que no es viable usar un Geotextil No Tejido como medio “drenante” en el sistema debido a la magnitud de caudal a conducir en su plano. Es por esto que se hace necesaria para este tipo de proyectos la colocación de un sistema de subdrenaje compuesto por grava y Geotextil No Tejido ó estudiar la opción de colocar un Geodrén Planar como medio de captación que pueda captar y conducir caudales considerables como los que se presentan en este tipo de proyectos.

4. Evaluación del Geotextil a usar en el Geodrén

Debido a que en la selección del Geotextil como material drenante se revisaron los criterios para la escogencia, se tiene como resultado que el Geotextil No Tejido de propiedades de resistencia a la tensión por el Método Grab de 440N y resistencia al punzonamiento por el Método del CBR mayor a 1.4 kN, con el cual se fabrica el Geodrén, cumple con todos los criterios de selección y es apropiado para este diseño en particular.

5. Cálculo hidráulico para la escogencia del Geodrén

Evaluación según la permitividad del sistema

Cálculo de la permitividad requerida por el Geotextil del Geodrén como medio filtrante.

$$Q = k * i * A$$
$$Q = k * \Delta h / t * A$$

$$\begin{aligned}k/t &= Q / (\Delta h * H * L) \\ \Psi_{req} &= Q / (\Delta h * H * L) \\ \Psi_{req} &= 2.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / (7.0 \text{ m} * 7.0 \text{ m} * 30.0 \text{ m}) \\ \Psi_{req} &= 1.83 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}\end{aligned}$$

Una vez calculada la permitividad requerida por el sistema, se toma la permitividad suministrada por el fabricante como la permitividad última para la realización del diseño.

$$\Psi_{ult} = 2.9 \text{ s}^{-1} \quad (\text{Ver anexo B})$$

Con base a la permitividad última del Geodrén, se calcula la permitividad admisible, teniendo en cuenta los factores de reducción para filtros en el espaldón de muros de contención (Ver Capítulo 3, Tabla 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 se compara la permitividad admisible con la requerida para determinar el factor de seguridad global:

$$\begin{aligned}FS_g &= \Psi_{adm} / \Psi_{req} \\ FS_g &= 0.88 \text{ s}^{-1} / 1.83 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1} \\ FS_g &>> 1.0\end{aligned}$$

Por lo que el Geotextil No Tejido con una Resistencia a la Tensión por el Método Grab de 440 N y resistencia al punzonamiento por el Método del CBR de 1.4 kN, es apto como medio "filtrante" en el sistema.

Evaluación de la conducción del agua en el plano del Geodrén

Se determina el esfuerzo normal al Geodrén con base al peso específico del suelo y a la profundidad más crítica donde se encuentra el Geodrén, debido a que para este proyecto el Geodrén se instalará de forma vertical, el esfuerzo normal es equivalente al esfuerzo lateral de tierras, por lo que se tiene en cuenta el coeficiente de presión activo, este se debe calcular para

cada proyecto según los parámetros dados por el tipo de suelo y geometría del sistema, para este caso y con el fin de ilustrar el cálculo se toma un valor aproximado:

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \gamma * h * K_a \\ \sigma_n &\approx 18.5 \text{ KN/m}^3 * 7.0 \text{ m} * 0.33 \\ \sigma_n &\approx 42.74 \text{ KPa}\end{aligned}$$

Debido a que el Geodrén se ubicará de forma vertical, el valor del gradiente hidráulico será igual o aproximado a 1.0.

Con estos dos valores, se determina la tasa de flujo última para el Geodrén según la Figura 10.17.

$$q_{w_{ult}} = 4.14 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m}$$

Con base en este dato, se calcula la tasa de flujo admisible. Teniendo en cuenta los factores de reducción para muros de contención (Ver Capítulo 3, Tabla 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 se compara la tasa de flujo admisible con la requerida para determinar el factor de seguridad global:

$$\begin{aligned}FS_g &= q_{w_{adm}} / q_{w_{req}} \\ FS_g &= 2.41 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s-m} / 8.96 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s-m} \\ FS_g &= 2.69 > 1.0\end{aligned}$$

Por lo tanto, el Geodrén conformado por el Geotextil No Tejido y geored de espesor 7mm es adecuado para el sistema de subdrenaje en el espaldón del muro.

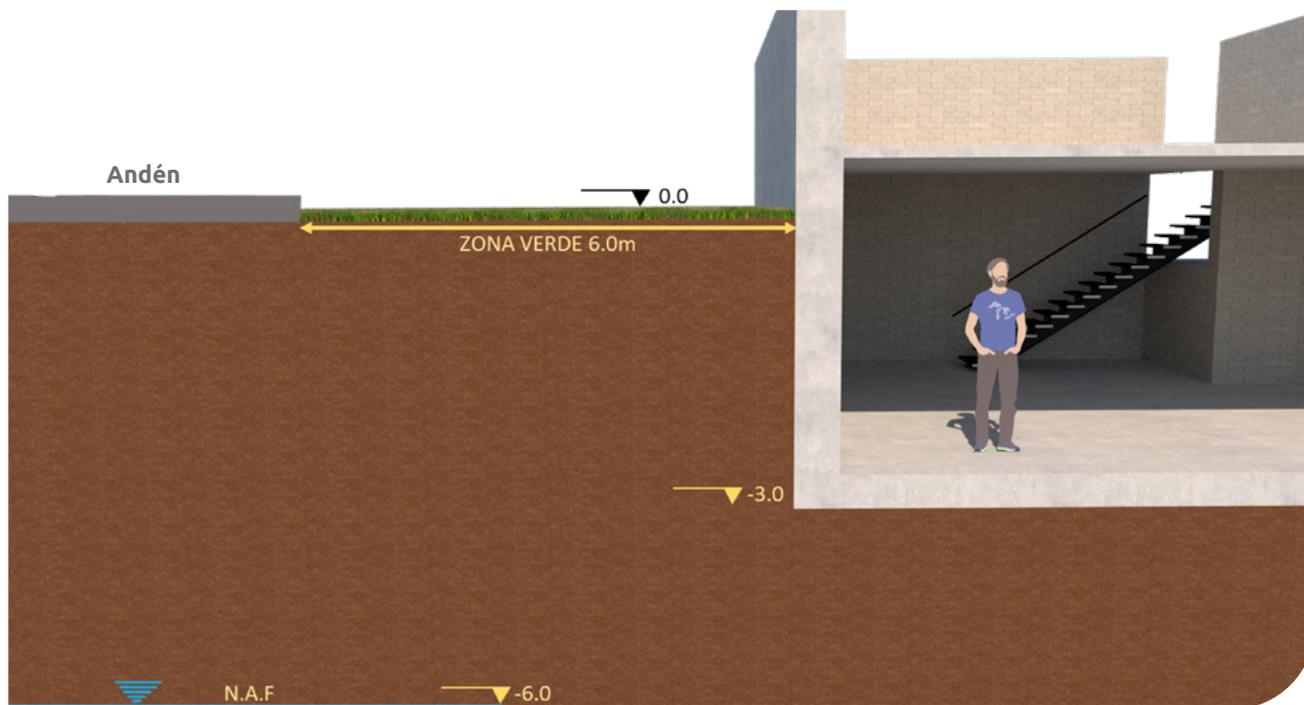
6. Sistema de evacuación de los líquidos

Se revisa la capacidad de conducción del caudal total (Ver Figura 10.18). Las tuberías que cumplen lo anterior con una pendiente del 1% son: $\phi 100$, $\phi 160$, $\phi 200$. Se escoge la tubería $\phi 100$ mm por ser la solución técnica y económicamente más conveniente.

10.4.4 Sistemas de Sub-drenaje en Predial (1)

Para un proyecto en la ciudad de Pasto, Colombia, se plantea la construcción de un edificio de seis pisos y un nivel de sótano. De acuerdo con los estudios geotécnicos se conoce que la profundidad del nivel freático está ubicada a 6 m por debajo del nivel del terreno en época de invierno, y que no se presentarán ascensos por capilaridad que puedan afectar la estructura.

El suelo de fundación es un limo arenoso MS con una permeabilidad igual a 2.5×10^{-5} m/s. Con el fin de dar un manejo adecuado al agua que por infiltración puede afectar la edificación, se plantea la construcción de un sistema de sub-drenaje empleando Geodrén Vial para captar, conducir y evacuar dicha agua. El estudio hidrosanitario arrojó que se tendrán cajas de inspección cada 30 m y que la pendiente a manejar entre cada una es el 1%.



▲ Figura 10.24 | Esquema ejemplo sistema de sub-drenaje.

1. Estimación del caudal de diseño

Debido que no se encontró presencia de nivel freático que pueda afectar la estructura, solamente se tiene en cuenta el caudal por infiltración de la superficie (zona verde) adyacente a la estructura.

🌿 Caudal por infiltración

$$Q_{inf} = I_R * A_T * F_i$$

Donde:

$$I_R = 24 \text{ mm/h} = 6.66 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

Precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en el sitio más cercano al proyecto. Como no se tiene precipitación máxima horaria para Pasto, se toma la de la estación más cercana, en este caso Estación de Obonuco, basado en las curvas intensidad, duración y frecuencia. Para la curva de 2 años y 120 min (Ver Anexo C).

$$A_T = 30 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 180 \text{ m}^2 \text{ (área aferente de cada colector).}$$

$$F_i = 0.7 \text{ (ver tabla 10.1)}$$

Entonces:

$$Q_{inf} = I_R \times A_T \times F_i$$

$$Q_{inf} = 6.66 \times 10^{-6} \text{ m/s} \times 180 \text{ m}^2 \times 0.70$$

$$Q_{inf} = 0.00084 \text{ m}^3/\text{s}$$

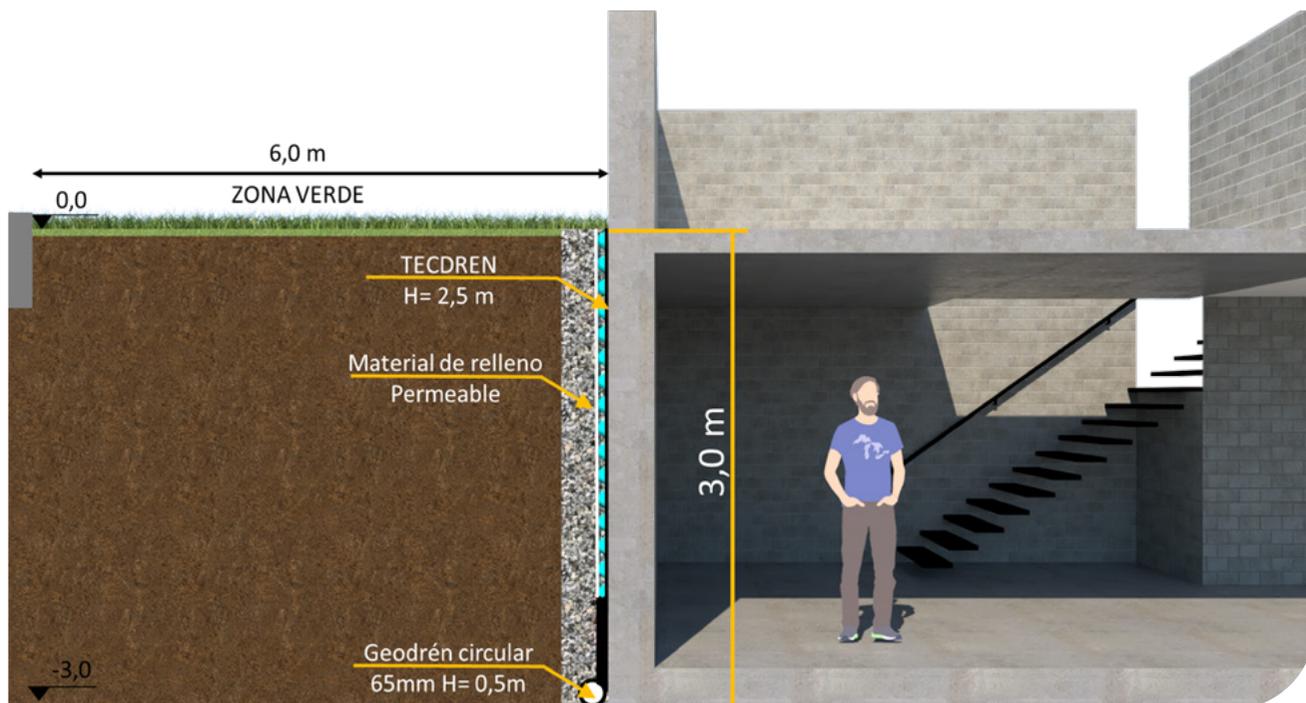
$$Q_{inf} = 0.00084 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ debido a que no hay presencia de nivel freático.}$$

2. Selección del geocompuesto adecuado

Según el nomograma para una pendiente del 1% y los cuatro diámetros de tuberías existentes para Geodrén Vial, el caudal máximo que pueden transportar es el siguiente:

Tubería de 65 mm (2.5")	→	$Q_{max} = 0.00119 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de 100 mm (4")	→	$Q_{max} = 0.00433 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de 160 mm (6")	→	$Q_{max} = 0.01174 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de 200 mm (8")	→	$Q_{max} = 0.02157 \text{ m}^3/\text{s}$

El caudal determinado para cada tramo de 30 metros entre caja y caja para cada colector principal es igual a $0.00084 \text{ m}^3/\text{s}$. Con este caudal total se determina que la tubería adecuada a emplear para estos colectores principales es de 65 mm (2.5").



▲ Figura 10.25 | Esquema de la propuesta para el sistema de sub-drenaje.

Para la selección de la altura del TecDren el parámetro más adecuado en este caso es la altura que tendrá la estructura directamente en contacto con el suelo. En este caso el nivel más bajo del sótano estará a 3.0 m por debajo del nivel del terreno, por lo tanto, esta es la altura seleccionada.

10.4.5 Sistemas de Sub-drenaje en Predial (2)

Se plantea la construcción de una bodega de dos niveles que cuenta con un área de 80m x 120m. De acuerdo a los resultados obtenidos por el estudio geotécnico, se determinó que la altura del nivel freático se encuentra a 0.5m por debajo del nivel final del terreno. El suelo de fundación es una arcilla normalmente consolidada que clasifica como CH, que de acuerdo a los ensayos realizados tiene una permeabilidad igual a 1.5×10^{-5} m/s. Debido a consideraciones estructurales de diseño para el proyecto se determinó que la profundidad de la cimentación se realizará mediante zapatas aisladas a una profundidad de 1m por debajo del nivel final del terreno.

Debido a la necesidad de controlar el nivel freático que afectará la estructura a nivel de cimentación y del suelo de fundación, se instalará un sistema de sub-drenaje con Geodrén Vial el cual es necesario diseñar. El estudio hidrosanitario determinó que se ubicarán cajas de inspección cada 40m con una pendiente del 1%.

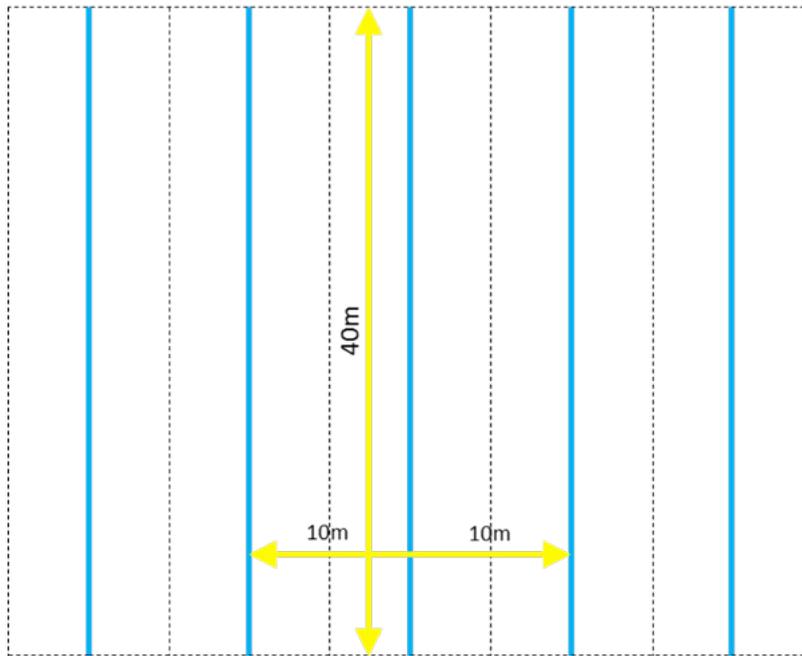


▲ Figura 10.26 | Esquema ejemplo sistema de sub-drenaje.

1. Estimación del caudal de diseño

Debido a que la superficie adyacente a la estructura se hará en pavimento asfáltico y tendrá un sistema adecuado de drenaje superficial, no se considerará aporte de caudal por infiltración.

Primero se deberá definir un esquema en planta de la distribución de los Geodrenes con el fin que estos no interfieran con la cimentación, otras redes, y que esté de acuerdo con los puntos de desagüe más adecuados; de esta forma se determinará el área aferente para cada Geodrén (Se recomienda que dicha distancia no sea mayor a 10m). Dicha situación se muestra a continuación:



▲ Figura 10.27 | Planta de las áreas aferentes propuestas.

🍃 Caudal por abatimiento de nivel freático

$$Q_{NF} = k \cdot i \cdot A$$

$$i = (N_d - N_f) / B$$

$$i = (1.0 - 0.5) / 10 = 0.05$$

$$k = 1.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$A = (1.0 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) \cdot 40 = 20 \text{ m}^2. \text{ (Área de afectación sobre el Geodrén para el caso de abatimiento del nivel freático).}$$

$$Q_{NF} = 1.5 \times 10^{-5} \text{ m/s} \cdot 0.05 \cdot 20 \text{ m}^2 \cdot 2 = 3.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_T = 3.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}, \text{ debido a que no hay presencia de caudal de infiltración.}$$

2. Selección del Geodrén Adecuado para los colectores secundarios

Según el nomograma para una pendiente del 1% y los cuatro diámetros de tuberías existentes para Geodrén Vial, el caudal máximo que pueden transportar es el siguiente:

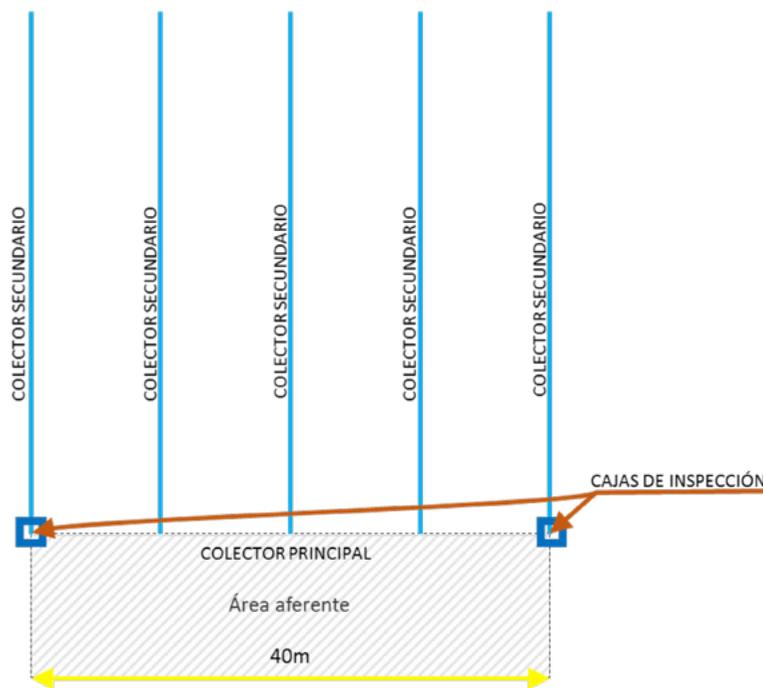
$$\text{Tubería de 65 mm (2.5")} \rightarrow Q_{\text{max}} = 0.00119 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tubería de 100 mm (4")	→	$Q_{max} = 0.00433 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de 160 mm (6")	→	$Q_{max} = 0.01174 \text{ m}^3/\text{s}$
Tubería de 200 mm (8")	→	$Q_{max} = 0.02157 \text{ m}^3/\text{s}$

El caudal determinado para cada tramo seleccionado es igual a $0.00003 \text{ m}^3/\text{s}$. Con este caudal se determina que los colectores secundarios (internos) se pueden hacer con Geodrén vial con tubería de 65mm (2.5").

3. Selección del Geodrén Adecuado para los colectores primarios

Luego de la selección de la solución adecuada para los colectores secundarios o internos, es necesario conectarlos a un colector primario que será el que evacuará el agua finalmente a los desagües con que se disponga, y de ahí fuera de la estructura. El colector principal conducirá un caudal aportado por un área aferente de 40 m (distancia entre descoles), según lo establecido por el diseño hidrosanitario, más el aporte de caudal de tres colectores secundarios que se conectan a este.



▲ Figura 10.28 | Planta esquema de los colectores propuestos.

10.5 Ejemplo de relación beneficio – costo

Un tramo de una carretera en ejecución tiene un ancho de calzada de 14m, longitud de 250m, pendiente de 2%, y presenta problemas de estabilización ocasionados por el nivel freático de la zona. Se requiere diseñar los subdrenes longitudinales y evaluar la alternativa más económica entre el uso de un Geodrén y un filtro francés convencional, si el caudal estimado para la zona es de 5.6 l/s. El material del agregado disponible en la zona tiene un tamaño de 1".

Solución:

Con un caudal de 5.600 l/s y una pendiente del 2%, según el nomograma de Prandtl Colebrook (Figura 10.18) se necesita emplear una tubería perforada de drenaje de 100mm (ϕ 4") para el sistema de Geodrén.

Para calcular la dimensión necesaria de la sección del filtro francés en una carretera con pendiente de 2%, se tomó como referencia el capítulo 9.

Donde:

Geodrén 100 mm			Subdren Francés		
Pendiente	Caudal Máximo cm ³ /s	Tamaño Agregado	Velocidad cm/s	Área sección 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

Haciendo la comparación de costos de las dos alternativas para un metro lineal de sistema de subdrenaje, se tiene lo siguiente:

Dren Francés				
Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Total
Geotextil No Tejido	m ²	3.50	U\$,95	U\$ 3.33
Tubería de drenaje 100mm	ml	1.00	U\$ 4.00	U\$ 4.00
Material de relleno*	m ³	0.78	U\$ 12.00	U\$ 9.36
Excavación y desalojo	m ³	0.78	U\$ 6.19	U\$ 4.83
Mano de obra	Hr/MI	1.00	U\$ 5.54	U\$ 5.54
Total:				U\$ 27.05

Geodrén Vial				
Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Total
Geodrén Vial 100mmx1,0m	ml	1.00	U\$ 9.70	U\$ 9.70
Material permeable (Arena gruesa)*	m ³	0.39	U\$ 6.00	U\$ 2.34
Excavación y desalojo	m ³	0.39	U\$ 6.19	U\$ 2.41
Mano de obra	Hr/MI	1.00	U\$ 5.54	U\$ 5.54
Total:				U\$ 19.99

* El costo del material de relleno del sistema de subdrenaje depende de la zona del proyecto, en el análisis se incluye un precio tentativo.

Para una longitud de 250 ml, y construyendo el drenaje a los dos lados de la sección transversal de la vía, tenemos:

Costo Geodrén ϕ 4":

$$19.99 \text{ U\$/m.l} \times 250 \text{ m} \times 2 = 9,995 \text{ U\$}$$

Costo filtro francés:

$$27.05 \text{ U\$/m.l} \times 250 \text{ m} \times 2 = 13,525 \text{ U\$}$$

Lo que equivale a una diferencia en costos de 26 %, entre el uso del Geodrén y el tradicional filtro francés.

10.6 Bibliografía

- ◆ 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 N

Suelo reforzado

11.1 Generalidades

Uno de los tipos de obras más comunes en la ingeniería son los muros de contención, bien sea para la conservación de las dimensiones de la banca en carreteras, contención de suelos o conformación de áreas planas.

Tradicionalmente se han venido utilizando muros de contención por gravedad que absorben las presiones horizontales gracias a su gran masa. Una de las alternativas presentadas a mediados de la década de los sesenta, fue creada por el ingeniero francés Henry Vidal, que consistía en la inclusión de una serie de tiras, amarradas a unos elementos externos que componían la cara del muro, hasta una determinada longitud dentro del relleno utilizado, para conformar así la masa de contención. Esto dio el inicio a lo que hoy se conoce como muros estabilizados mecánicamente.

Gracias al desarrollo de nuevos materiales que pueden soportar las condiciones de humedad, riesgo biológico y químico del suelo, se ha venido implementando el uso de elementos sintéticos tales como los Geotextiles y Geomallas para el refuerzo de materiales, debido a las características mecánicas que estos poseen, como es su resistencia a la tensión.

Los estudios que condujeron al uso de esta nueva tecnología tuvieron origen en Francia y Suecia a finales de la década de los setenta.

Los muros de contención reforzados con Geosintéticos se han convertido mundialmente en una alternativa de construcción frente a los muros de concreto reforzado y a los terraplenes conformados, principalmente cuando hay deficiencias en la capacidad portante del suelo de fundación o cuando las condiciones geométricas de las secciones a desarrollar no permiten que las zonas de relleno sean conformadas con un ángulo igual o mayor al de reposo natural del suelo de relleno. En la última década su utilización se ha convertido en un factor importante por temas económicos, ambientales y constructivos; Ya que actualmente en muchos proyectos se reincorporan materiales de corte de la misma obra.

No es necesario que las condiciones sean tan críticas como las mencionadas anteriormente, la gran ventaja es que son alternativas más económicas, de hecho, bajo las mismas condiciones geotécnicas y constructivas, un muro de suelo reforzado puede originar una reducción de los costos totales de un 30% a un 60%, si se compara con los muros en concreto reforzado, debido al hecho que se pueden emplear materiales térreos del sitio.

Alrededor del mundo, este sistema es empleado masivamente en carreteras y conformación de

áreas planas, con el fin de ganar área útil en lotes que la han perdido por efecto de deslizamientos o quiebres topográficos naturales.

La evolución en este campo ha sido tan grande que hoy en día, gracias a investigaciones realizadas por la FHWA (Federal Highway Administration) y la "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications" 7ª edición (2014) de los Estados Unidos, se han desarrollado métodos constructivos y de diseño para conformar muros en suelos reforzado con Geosintéticos de acceso a puentes.

En el presente capítulo se hace referencia a las metodologías de diseño WSD y LRFD. En la primera se deben garantizar unos factores de seguridad que relacionan los estados de fuerzas, esfuerzos o momentos resistentes sobre las fuerzas, esfuerzos o momentos actuantes. En la segunda se aplican factores de carga que aumentan las fuerzas, esfuerzos o momentos actuantes en la estructura y factores de resistencia que disminuyen las fuerzas, esfuerzos o momentos resistentes que le dan equilibrio a la estructura.

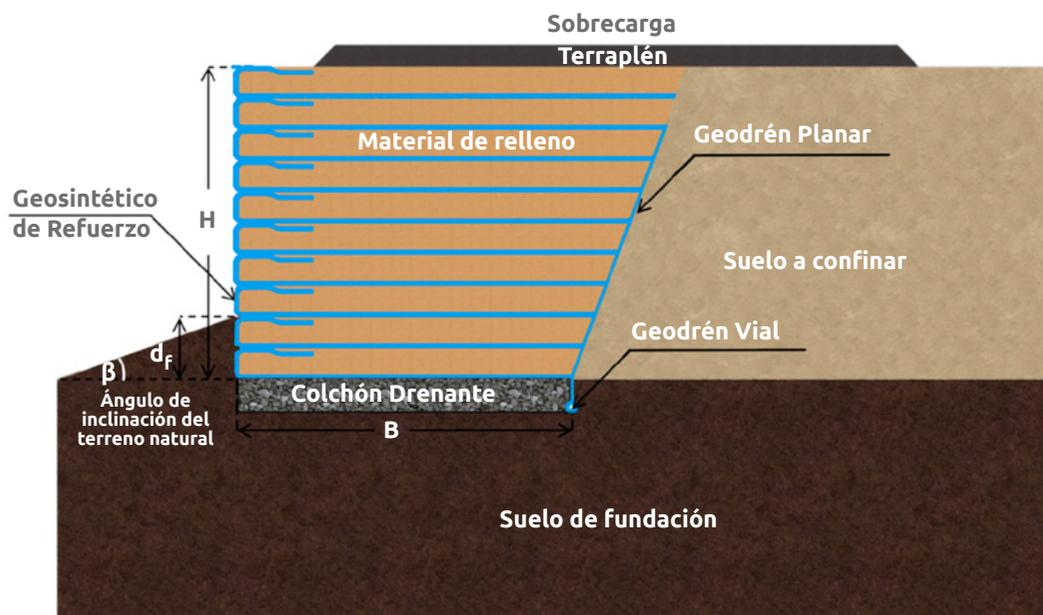


▲ Fotografía 11.1 | Muro en Suelo Reforzado, Concesión ALMA, Honda-Tolima-Colombia.

11.2 Diseño muro en suelo reforzado

Un Muro en Suelo Reforzado es una estructura que trabaja por gravedad y es su peso propio es quien lo hace estable y encuentra el equilibrio de las fuerzas presentes en el sistema. Sus principales componentes son el material de relleno y los Geosintéticos de refuerzo con los cuales se pueden configurar diferentes tipos de geometrías que dependen de las condiciones del proyecto.

La siguiente es una configuración típica de un muro en suelo reforzado con Geosintéticos con escalonamiento en el espaldón y fachada vertical:



▲ Figura 11.1 | Esquema General de un MSR.

Al incluir un material con resistencia a la tensión dentro de una masa de suelo que debe soportar una serie de empujes, se logra aumentar la resistencia general del conjunto, básicamente por el esfuerzo de interacción desarrollado entre el Geosintético y el suelo adyacente. La interacción del material con el Geosintético puede ser por fricción o trabazón de agregados.

Existen un sinnúmero de planteamientos para resolver el diseño de un muro en suelo mecánicamente estabilizado, dentro de los cuales se pueden nombrar el del Servicio Forestal de los Estados Unidos (Revisado en 1983), Broms (1978), Collin (1986), Bonaparte et al. (1987), Leshinsky y Perry (1987), Schmertmann et al. (1987), Whitcomb y Bell (1979) y Gómez (1998).

La diferencia entre estos métodos radica principalmente en la manera de enfocar las distribuciones de esfuerzos, la superficie de falla y los valores para los diversos factores de seguridad involucrados. Su similitud se basa en que asumen que en la estructura no se presentan presiones hidrostáticas y que la superficie de falla transversal es una superficie plana definida por la metodología de Rankine y derivada de un empuje activo. Sin embargo, se ha demostrado que la inclusión de un refuerzo altera el estado de esfuerzos y tensiones en una masa de suelo, haciendo que la superficie de falla sea diferente a la de una masa de suelo no reforzada.

Actualmente en Latinoamérica se están utilizando dos metodologías de diseño. La primera es la que

desde el principio y hasta los inicios de la última década, era la única filosofía de diseño utilizada, conocida como “diseño por esfuerzos de trabajo” WSD, dicha metodología ha servido para diseñar y construir más de miles de estructuras en suelo reforzado alrededor del mundo. Aún se recomienda y se aprueba su utilización en los campos de la ingeniería.

Últimamente se han expedido normas y especificaciones por la gran mayoría de los países. Algunas de estas normas están basadas en la filosofía de diseño con factores de cargas y resistencia LRFD, fundamentada en un uso confiable de los métodos estadísticos mediante procedimientos fácilmente utilizables por los diseñadores de puentes.

En este manual se presentará el procedimiento de diseño para cada una de estas dos metodologías mencionadas anteriormente y las cuales son ampliamente utilizadas.

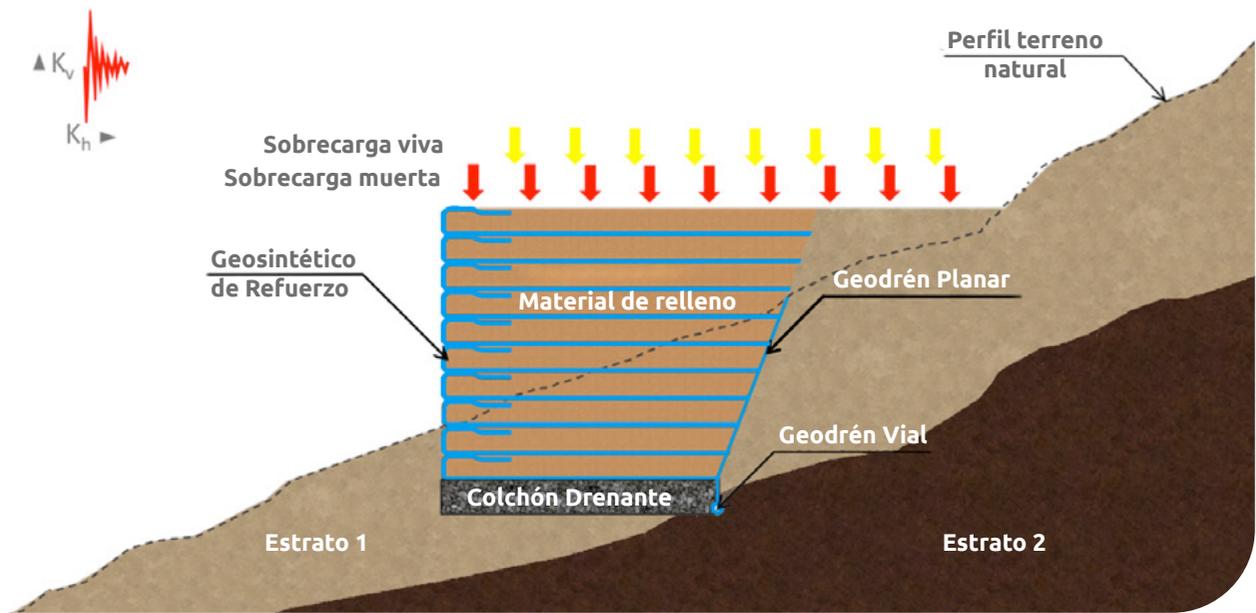
El diseño de un muro en suelo reforzado se realiza en 4 etapas principalmente, cada uno de estos análisis busca garantizar una estabilidad y funcionamiento adecuado de la estructura a largo plazo:

- ◆ Estabilidad interna.
- ◆ Estabilidad externa.
- ◆ Estabilidad global o compuesta.
- ◆ Sistema de drenaje interno y externo.
- ◆ Protección o fachada en la cara externa del muro.

Para permitir la familiarización con el proceso de diseño de los muros en suelo reforzado, se listará a continuación la serie de pasos necesarios con el fin de evaluar la estabilidad y funcionalidad del muro.

11.2.1 Variables de Entrada

Como diseñadores lo primero que nos preguntamos es cuales son los datos o variables de entrada que necesitamos para diseñar un muro en suelo reforzado, a continuación, vamos a enumerar estas variables.



▲ Figura 11.2 | Variables de Entrada para el Diseño de un MSR.

🍃 **Topografía:** Es necesario contar con la topografía del terreno natural (como se encuentra el terreno antes de la instalación de la obra) y la topografía del terreno proyectada (como debe quedar después de la implantación de la obra).

Es importante que, a partir de estas dos topografías se obtengan secciones transversales (principalmente las críticas) y la sección longitudinal proyectada sobre el borde del MSR.

🍃 **Estudio de Suelos:** Se debe contar con un estudio de suelos completo en el que se establezca el perfil estratigráfico de la zona en donde se proyecta la construcción de la obra y determinen las propiedades geomecánicas de cada capa que lo conforma, enfatizando en el material de fundación y el material a confinar.

🍃 **Caracterización del Material de Relleno:** Para cada proyecto es necesario definir las propiedades índices y de clasificación del material a utilizar para la conformación del muro.

En algunos casos es necesario realizar un estudio geomecánico y de comportamiento a los materiales de relleno debido a que su clasificación está por fuera de los estándares establecidos, como puede ser en el caso de considerarse materiales finos. Este estudio se realiza con el fin de validar si es posible utilizar estos materiales de relleno.

🍃 **Cargas:** Es importante definir cuáles son las cargas externas y su ubicación, las cuales van a generar esfuerzos sobre la estructura en suelo reforzado.

🟢 **Consideraciones Sísmicas:** Es necesario determinar el coeficiente de aceleración horizontal (k_h) y vertical (k_v) de la zona donde se proyecta la construcción del MSR.



▲ *Fotografía 11.2 | Diseño y Construcción Muro en Suelo Reforzado, APP GICA, Ibagué-Tolima-Colombia.*



▲ *Fotografía 11.3 | Diseño y Construcción Muro en Suelo Reforzado, APP GICA, Ibagué-Tolima-Colombia.*

11.2.2 Estados límite de resistencia o condiciones de diseño para un muro en suelo reforzado

En las etapas de diseño de un muro en suelo reforzado se deben analizar y controlar los siguientes tipos de falla para cada estado límite de resistencia y evento extremo.

11.2.2.1 Estado límite de resistencia – condición estática

- ❖ Falla por resistencia de los refuerzos.
- ❖ Falla por arrancamiento de los refuerzos.
- ❖ Falla por capacidad de carga.
- ❖ Deslizamiento lateral.
- ❖ Pérdida de contacto en la base del muro, debido a la excentricidad de la carga.
- ❖ Falla por estabilidad global o compuesta.
- ❖ Falla estructural*

11.2.2.2 Estado límite evento extremo I – Condición Pseudoestática

- ❖ Falla por arrancamiento de los refuerzos.
- ❖ Falla por capacidad de carga.
- ❖ Deslizamiento lateral.
- ❖ Pérdida de contacto en la base del muro, debido a la excentricidad de la carga.
- ❖ Falla por estabilidad global o compuesta.
- ❖ Falla estructural*

**La falla estructural únicamente se ejecuta cuando para el muro en suelo reforzado se proyecta en la fachada un elemento rígido, este elemento rígido pueden ser escamas de concreto, muros en mampostería, bloques tipo mesa o Keystone, etc.*

En el numeral 11.2.9 se presentan detalladamente los tipos de fachada que se pueden utilizar en los muros en suelo reforzado.

11.2.3 Factores de Estabilidad en Metodología WSD

Como se mencionó anteriormente, en este capítulo del manual de diseño se presenta el procedimiento de diseño bajo metodología WSD y LRFD.

La metodología WSD se basa en la aplicación de factores de seguridad. Funciona relacionando los estados de fuerzas, esfuerzos o momentos resistentes sobre las fuerzas, esfuerzos o momentos

actuantes. La relación de los resistentes sobre los actuantes se compara con un factor de seguridad mínimo, definido para cada tipo de análisis en las etapas de estabilidad interna, externa y global.

Los siguientes son los factores de seguridad aplicados en cada estado de análisis para la estabilidad externa y global.

Tabla 11.1 Factores de seguridad mínimos

Tipo de Análisis	Factor de seguridad estático (FS)	Factor de seguridad pseudoestático
Deslizamiento	1.50	1.05
Volcamiento	3.00	2.00
Capacidad Portante	3.00	N.A.
Estabilidad Global	1.50	1.05

11.2.4 Factores de Carga y Factores de Resistencia en Metodología LRFD

La metodología LRFD aplica factores de carga y factores de resistencia. Normalmente un factor de carga aumenta la fuerza, esfuerzos o momentos actuantes en la estructura, mientras que un factor de resistencia disminuye las fuerzas, esfuerzos o momentos resistentes que le dan equilibrio a la estructura.

Los factores de carga y resistencia utilizados en este manual son los determinados a través de métodos estadísticos por la ASHTO LRFD Bridge Design Specifications 7ª edición. En cada una de las etapas de diseño, se presentarán los factores de carga y factores de resistencia aplicados, los cuales son los siguientes:

Tabla 11.2 Factores de Carga

Tipo de Análisis	Factor de Carga, Estado Límite de Resistencia.	Factor de Carga, Estado Límite Evento Extremo I.
Presión vertical o peso propio (γ_{EV})	1.35	1.00
Presión horizontal del suelo (γ_{EH})	1.50	1.00
Sobre carga muerta (γ_{ES})	1.50	1.00

Tipo de Análisis	Factor de Carga, Estado Límite de Resistencia.	Factor de Carga, Estado Límite Evento Extremo I.
Sobre carga viva (γ_{LS})	1.75	1.00
Sobre carga viva (γ_{DC})	1.25	0.90

Tabla 11.3 Factores de Resistencia.

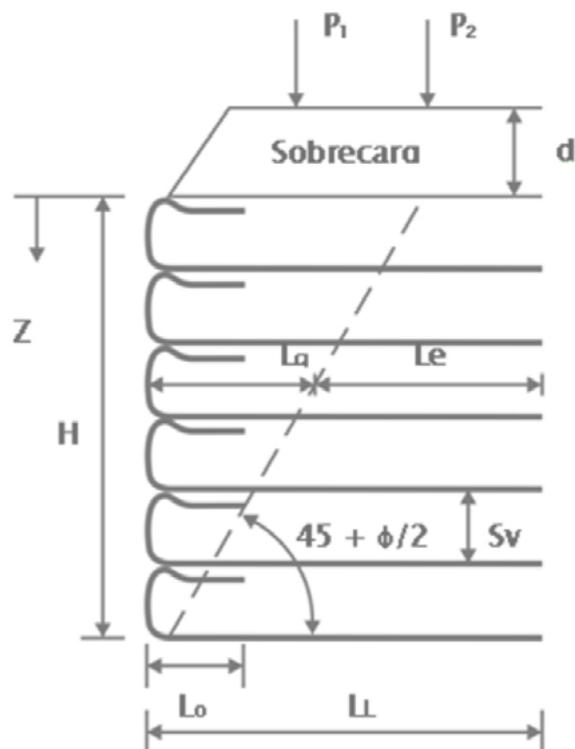
Tipo de Análisis	Factor de Resistencia, Estado Límite de Resistencia.	Factor de Resistencia, Estado Límite Evento Extremo I.
Deslizamiento	1.00	1.00
Capacidad portante	0.65	0.90
Resistencia (ϕ_{t_sis})	0.90	1.20
Resistencia al Arrancamiento de los refuerzos (ϕ_p)	0.90	0.90

Es importante aclarar que un factor de carga o un factor de resistencia no se debe aplicar si este está a favor de la estabilidad del sistema. Por ejemplo, para el análisis de deslizamiento en la estabilidad externa, no se debe aplicar un factor de carga al peso propio del muro en suelo reforzado, ya que este factor iría a favor de la estabilidad ante el deslizamiento.

11.2.5 Diseño por Estabilidad Interna de un Muro en Suelo Reforzado

En el diseño por estabilidad interna de un muro en suelo reforzado se deben determinar principalmente tres variables:

1. Separación entre capas, S_v .
2. Resistencia a la tensión última o admisible del Geosintético, T_{ult} , T_{adm} .
3. Longitud de empotramiento del Geosintético, L_e .



▲ Figura 11.3 | Diagrama General, Diseño por Estabilidad Externa.

En primer lugar, de forma iterativa se determinan las dos primeras variables, mediante las siguientes ecuaciones:

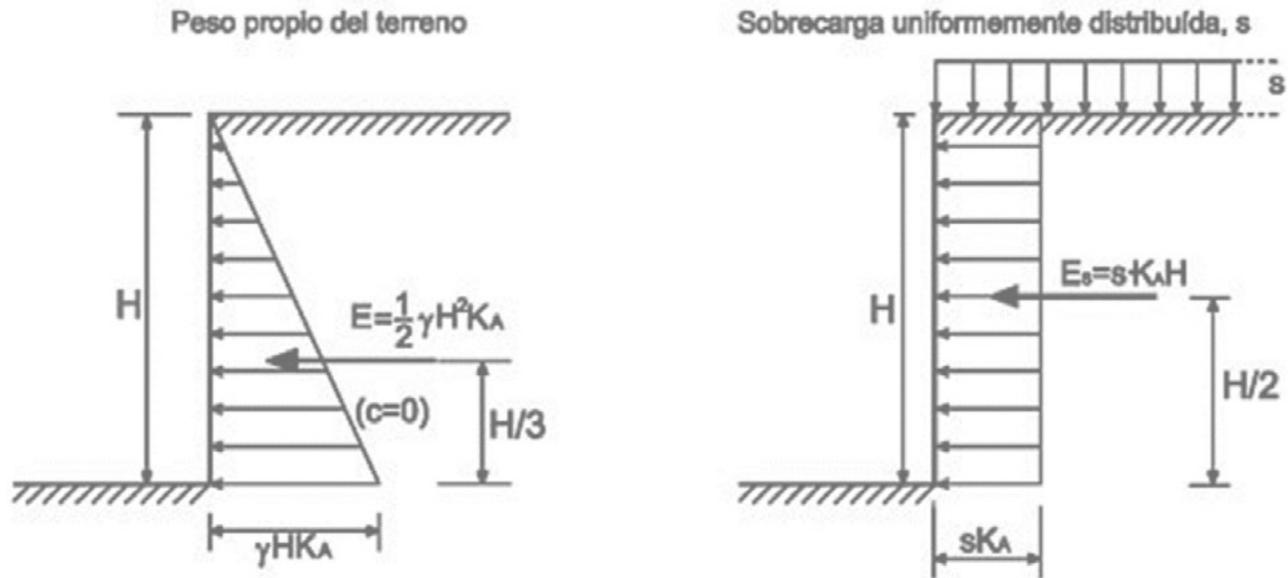
Metodología WSD	Metodología LRFD
$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_H \cdot FS_g}$	$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_H}$

(Ec. 11.1)

Los valores recomendados del FS_g varían entre 1.3 a 1.5 para condiciones estáticas. El ingeniero diseñador debe revisar y seleccionar el factor de seguridad más apropiado de acuerdo a las características de cada proyecto, según las características de los materiales y la aplicación que se le dé a este tipo de estructura.

Para facilitar el cálculo es recomendable seleccionar o condicionar una separación típica de capas S_v para muros en suelo reforzado la separación entre capas está entre 0.2m y 0.6m por facilidades constructivas. Una vez seleccionada la separación entre capas, se calcula el esfuerzo horizontal y se determina la resistencia última que necesita el Geosintético.

El esfuerzo horizontal en la fachada del muro, se debe determinar para cada cota o altura donde se proyecta la instalación de la capa de Geosintético, tomando en cuenta la presión activa del peso propio del material de relleno y las sobre cargas vivas o muertas que están sobre la estructura.



▲ Figura 11.4 | Diagrama de Esfuerzos Horizontales dentro de un MSR.

Metodología WSD	Metodología LRFD	(Ec. 11.2)
$\sigma_H = [(\gamma_r * K_{a_r} * z) + ((ES + LS) * K_{a_r})]$	$\sigma_H = [(\gamma_r * K_{a_r} * z) + ((ES + LS) * K_{a_r})] * \gamma_{EV}$	

La resistencia a la tensión admisible del Geosintético se evalúa de la siguiente manera.

Metodología WSD	Metodología LRFD	(Ec. 11.3)
$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$	$T_{adm} = \frac{T_{ult} \Phi_t R_c}{RF}$	

Donde:

$$FS \text{ o } RF = RF_{ID} * RF_{FL} * RF_{DQB} \quad (\text{Ec. 11.4})$$

T_{ult} = Resistencia última del Geotextil por el método de la tira ancha. (ASTM D 4595)

RF_{ID} = Factor de reducción por daños durante la instalación. $RF_{ID} = 1.1 - 2.0$

RF_{FL} = Factor de reducción por carga continua sobre el Geosintético (fluencia). $RF_{FL} = 1.5 - 3.0$

RF_{DBQ} = Factor de reducción por degradación química/biológica. $RF_{DBQ} = 1.1 - 1.5$

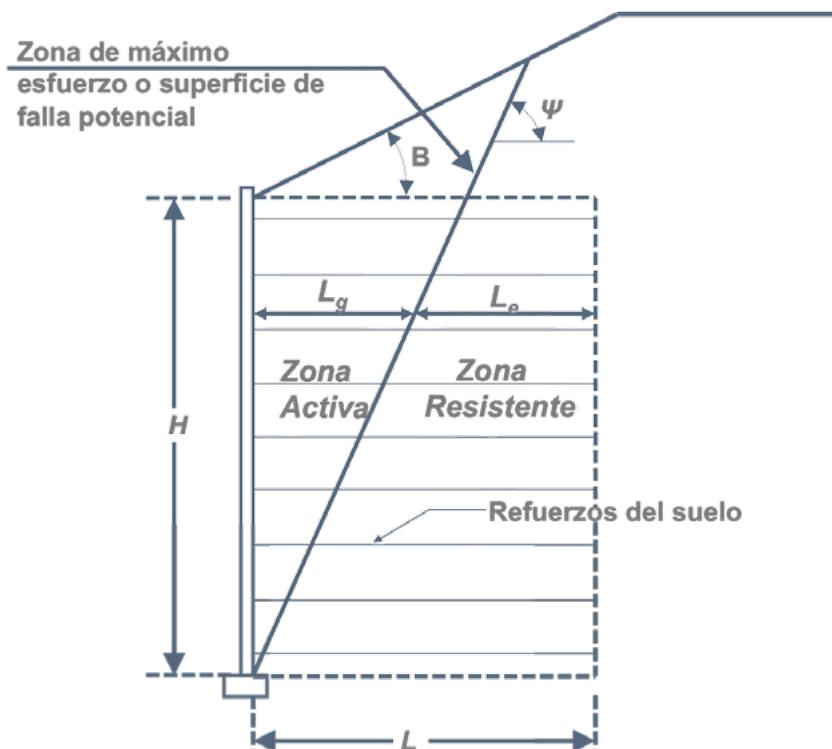
Φ_t = Factor de resistencia a la tensión de los Geosintéticos (0.9)

R_c = Relación de cobertura de los refuerzos

Se recomienda por facilidad constructiva y de compra de materiales, que el diseño se adelante contemplando uno o máximo tres tipos de Geosintético, dependiendo de la altura del muro, y dejando una única separación vertical S_V entre capas.

◆ Longitud de empotramiento del Geosintético, L_e .

La línea teórica de falla divide al cuerpo del muro en suelo reforzado en dos partes, la zona activa y la zona de resistencia. Dentro de la zona de activa se encuentra la longitud de desarrollo L_g y dentro de la zona de resistencia se encuentra la longitud de empotramiento L_e . Tal como se muestra en la siguiente figura.



▲ Figura 11.5 | Zonas de Refuerzo.

La longitud de Geosintético es la suma de la longitud de desarrollo L_d , la longitud de empotramiento, la separación entre capas S_v y el doblé L_o (los doblés en todos los casos deben ser igual o superior a 1.0m).

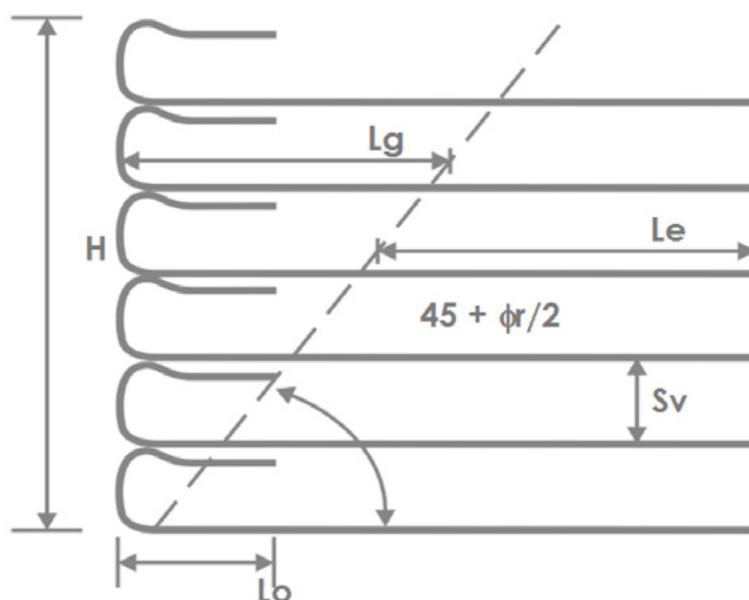
$$L_T = L_g + L_e + L_o + S_v \quad (\text{Ec. 11.5})$$

1. Longitud de desarrollo

Es la longitud geométrica hasta línea de falla, L_g (Ver Figura 11.6). Cuando se utilizan materiales de relleno con gran porcentaje de finos (arcillas o limos) la línea teórica de falla tiende a tener una forma circular, su geometría se puede determinar en un programa de equilibrio límite.

$$\frac{L_g}{(H-Z)} = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Ec. 11.6})$$

$$L_g = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) * (H-Z) \quad (\text{Ec. 11.7})$$



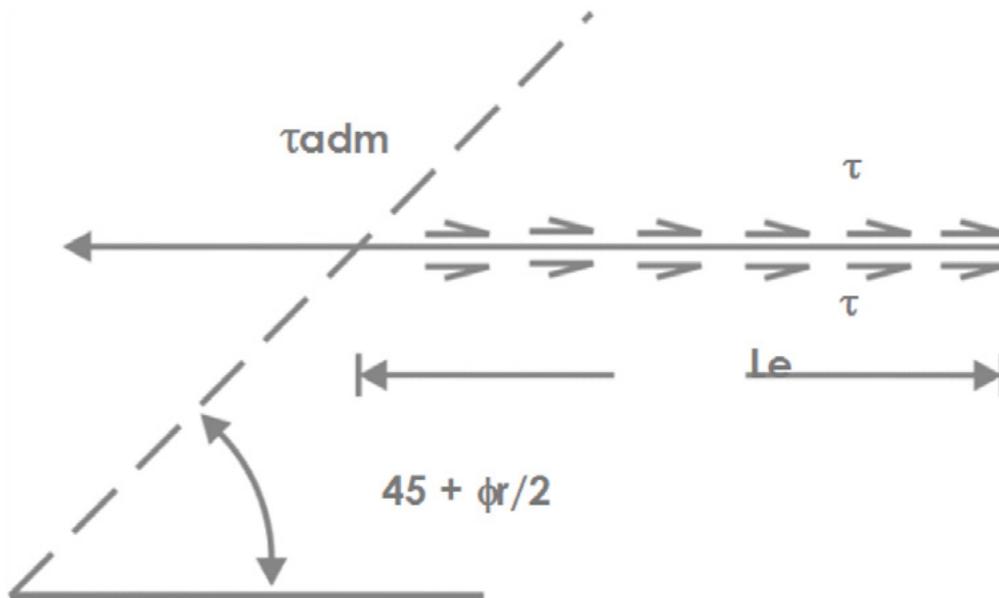
▲ Figura 11.6 | Despiece de las capas.

Para muros con inclinaciones en la fachada:

$$L_g = \left\{ \left[\tan\left(45 - \frac{\phi_r}{2}\right) \right] * (H-z) \right\} - \{ [\tan(90 - \beta_1)] * (H-z) \} \quad (\text{Ec. 11.8})$$

2. Longitud de empotramiento, L_e

Esta corresponde a la superficie de empotramiento por detrás de la zona de falla, donde debido a la interacción de suelo-Geosintético se desarrollan las fuerzas resistentes.



▲ Figura 11.7 | Cálculo de la longitud de empotramiento del refuerzo.

Con el fin de calcular la longitud de empotramiento, se realiza sumatoria de fuerzas en X al nivel de cada capa, comparando las fuerzas actuantes horizontales sobre la capa de Geosintético con las fuerzas resistentes derivadas del grado de confinamiento y la interacción suelo Geosintético: $\sum F_x$, se obtiene:

Metodología WSD	Metodología LRFD	
$\sigma_h * S_v * FS_g = F_{za.corte}$	$\sigma_h * S_v = F_{za.corte}$	(Ec. 11.9)
$F_{za.corte} = \tau * L_e$	$F_{za.corte} = \tau * L_e$	(Ec. 11.10)
$\tau = C_a + \sigma_v * F$	$\tau = \phi_p * F * \alpha * \sigma_v * C * R_c$	(Ec. 11.11)
$L_e = \frac{F_{za.corte}}{C * (C_a + \sigma_v * F)}$	$L_{e_{est}} = \frac{F_{za.corte}}{(\phi_p * F * \alpha * \sigma_v * C * R_c)}$	(Ec. 11.12)

Donde:

Metodología WSD	Metodología LRFD
C_a = Factor de adhesión suelo – Geotextil, definido en un ensayo de laboratorio o asumir un valor de 1.0 kPa	Φ_p Factor de resistencia correspondiente al arrancamiento de los refuerzos. $\Phi_p = 0.90$
F = Factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos. $F = \left(\text{entre } 1 \text{ y } \frac{2}{3} \right) \tan \phi_r = \tan \delta$	F = Factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos. $F = \frac{2}{3} \tan \phi_r = \tan \delta$
C = Factor que considera la geometría del área superficial de los refuerzos. $C = 2$, para todos los casos	C = Factor que considera la geometría del área superficial de los refuerzos. $C = 2$, para todos los casos
σ_v = Tensión vertical al nivel de los refuerzos en la zona resistente.	σ_v = Tensión vertical no mayorada al nivel de los refuerzos en la zona resistente.
$F_{za.corte}$ = Tracción aplicada a los refuerzos.	$F_{za.corte}$ = Tracción mayorada aplicada a los refuerzos.
	R_c = Relación de cobertura de los refuerzos.
	α = Tracción mayorada aplicada a los refuerzos.

La fuerza de interacción suelo – Geotextil disipa los esfuerzos generados por las presiones laterales a las que se ve sometida la estructura en suelos friccionantes y cohesivos de la siguiente forma:

El ángulo δ , es la fricción entre el suelo y el Geosintético de Refuerzo, obtenido por medio del método de ensayo de la norma ASTM D 5321, con el cual se determina la resistencia al corte en la superficie de contacto entre el suelo y el Geosintético ó entre Geosintético y Geosintético según sea el caso. Este es uno de los ensayos más importantes a nivel de diseño que se recomienda realizar en aplicaciones de refuerzo con Geosintéticos, con los cuales se obtienen diseños óptimos y eficientes según los materiales presentes en cada proyecto. Una vez obtenido el ángulo δ , se calcula el factor de fricción F .

$$F = \tan \delta$$

(Ec. 11.13)

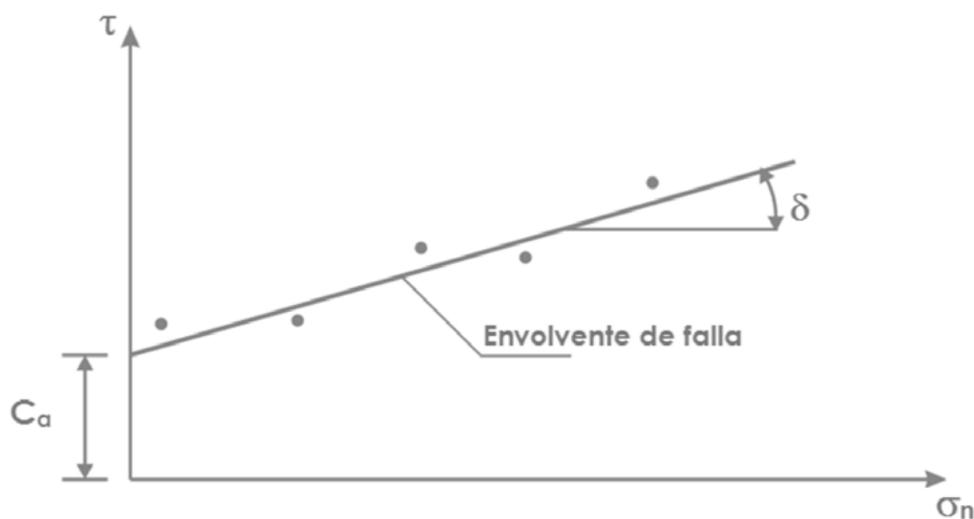
Como recomendación bibliográfica obtenida a partir de diferentes ensayos de interacción entre el Geosintético y materiales de relleno, se puede utilizar la siguiente expresión para calcular el factor de fricción F :

$$F = \left(\text{entre } 1 \text{ y } \frac{2}{3} \right) \tan \phi_r \quad (\text{Ec. 11.14})$$

ϕ_r es el ángulo de fricción del material de relleno del MSR.

A continuación se presenta el procedimiento de ensayo para medir la fuerza de interacción suelo – Geosintético presentado por Koerner¹. Este procedimiento se recomienda para proyectos de gran tamaño en los cuales la información geotécnica debe tener un grado de certeza mayor para el proceso de realización y ajuste del diseño de la estructura. Este ensayo es una variación del ensayo de corte directo en el cual se coloca una muestra representativa del suelo ubicada en la parte inferior de la caja de prueba para ser compactada al porcentaje estimado a usar en campo (se recomienda que sea al 95% del ensayo Proctor modificado). Una vez se compacta la última capa de material se enrasa, se coloca la parte móvil de la caja seguido de la capa de Geosintético y finalmente el suelo restante compactado y enrasado.

Haciendo varios ensayos con diferente presión normal, preferiblemente en el rango de presiones a las que será sometido el Geosintético, se encuentra la variación de la resistencia al cortante máximo τ_{\max} en función del esfuerzo normal σ_n . Dibujando la envolvente de falla para los diferentes niveles de esfuerzo calculados (Ver Figura 11.8) se miden en esta gráfica los valores de C_a y δ .



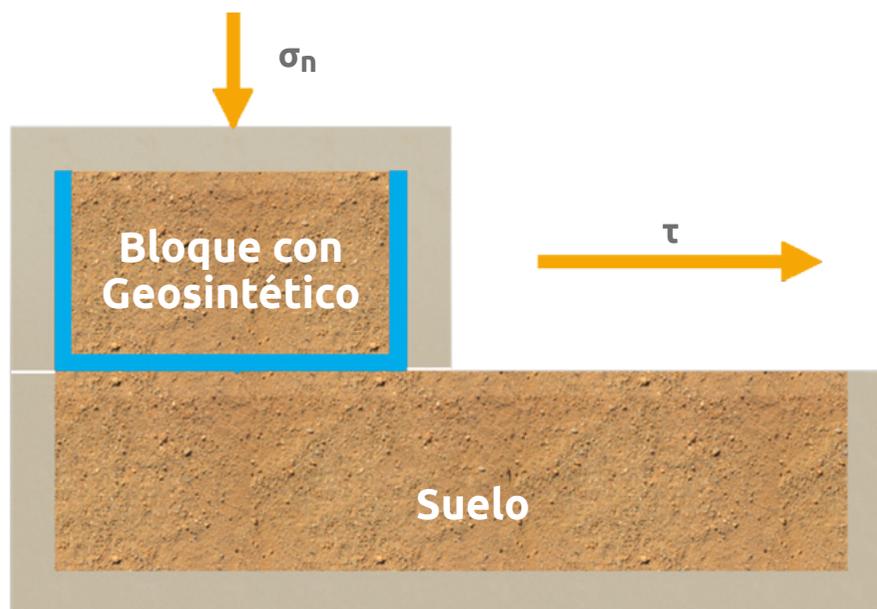
▲ *Figura 11.8 | Envolvente de falla ensayo de corte directo para Geosintéticos.*

¹ Koerner R.M., Designing With Geosynthetics, 5 ED.

Una vez finalizado el ensayo se puede realizar el ensayo de corte directo para el material de relleno para determinar cuál es la eficiencia del sistema suelo – Geosintético frente a la interacción suelo – suelo.

Según la norma ASTM D 5321, las dimensiones de la caja para el ensayo de corte directo deberán ser por lo menos 300 mm x 300 mm. Koerner recomienda el uso de este tipo de cajas especialmente para ensayos empleando suelo – Geomalla, suelo – geored o suelo – Geomembrana, esto con el fin de minimizar los efectos de escala. También se hace la aclaración que para ensayos suelo – Geotextil se pueden utilizar cajas de 100mm x 100mm teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- ◆ Usar el tipo de suelo específico del lugar del proyecto.
- ◆ Controlar la densidad y la humedad de la muestra.
- ◆ El ensayo se debe realizar con el suelo saturado.
- ◆ Utilizar el mismo tipo de líquido encontrado in-situ (Ej.: Lixiviado).



▲ *Figura 11.9 | Ensayo de corte con Geosintéticos.*

Las magnitudes de C_a y δ dependen directamente del tipo de Geosintético y de las propiedades físicas y mecánicas del suelo de relleno, tales como su granulometría, plasticidad y las más importantes la cohesión y fricción del suelo.

En las Tablas 11.4 y 11.5 se referencian algunos ensayos realizados para determinar los valores de C_a y δ según el tipo de suelo y el tipo de Geotextil. Estos valores también son expresados en función de c' y ϕ' como un porcentaje de los mismos.

Tabla 11.4 Valores típicos de δ para distintos tipos de arenas²

Tipo de Geotextil	Arena de grano medio a grueso $\phi=30^\circ$	Arena redondeada $\phi=28^\circ$	Arena Limosa $\phi=26^\circ$
Geotextil Tejido	24° (77%)	24° (84%)	23° (87%)
Geotextil No Tejido Punzonado por Agujas	30° (100%)	26° (92%)	25° (96%)

Para suelos con diferente porcentaje de contenido de finos se tienen los siguientes valores:

Tabla 11.5 Valores de C_a y δ para suelos con contenido de finos y Geotextiles Tejidos de cinta plana

Mezclas Utilizadas	Cohesión Suelo (T/m ²)	Adherencia Suelo - Geotextil (T/m)	ϕ Suelo (°)	δ Suelo - Geotextil (°)	Porcentaje de ϕ (%)
0% Limo - 100% Arena	1.00	1.80	37.0	34.5	93.20%
50% Limo - 50% Arena	3.50	1.50	35.4	30.8	87.00%
60% Limo - 40% Arena	3.70	1.50	33.0	29.9	90.60%
70% Limo - 30% Arena	3.70	1.50	32.0	25.6	80.00%
90% Limo - 10% Arena	3.80	1.60	28.7	21.1	73.50%

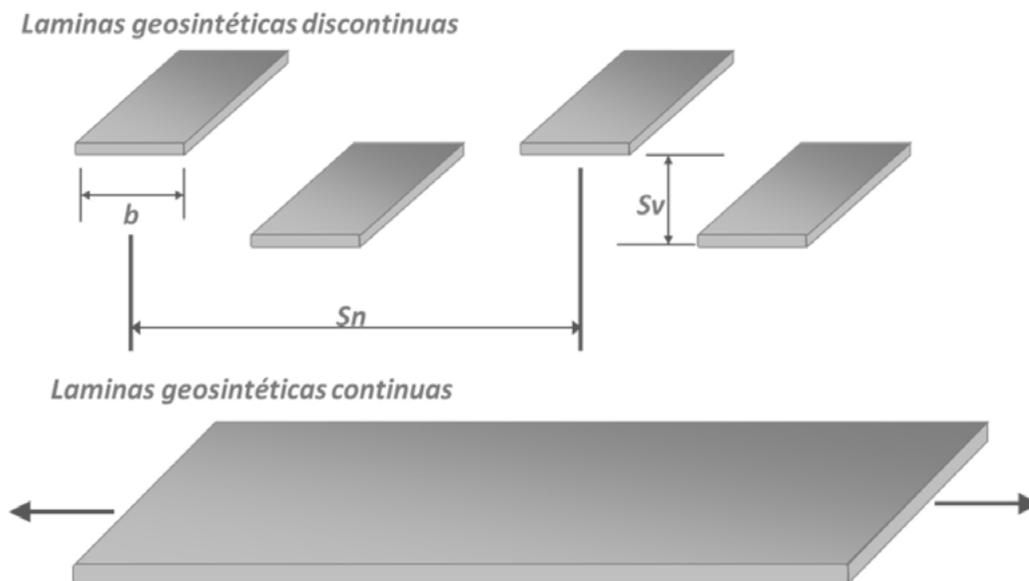
Para diseños de muros en suelo reforzado de baja altura y sometidos a cargas muertas menores se puede tomar un valor de δ entre 0.7ϕ y 0.85ϕ , siendo 0.7ϕ el valor más conservador.

En cierto tipo de aplicaciones el conocimiento del ángulo de fricción entre el suelo y el Geosintético es más relevante para la estabilidad externa que el conocimiento de este para el chequeo de estabilidad interna.

La relación de cobertura de los refuerzos R_c para muros estabilizados mecánicamente sin importar el refuerzo se calcula con la expresión siguiente. Los Geotextiles Tejidos y las Geomallas son elementos continuos, **se utiliza $R_c = 1$** .

$$R_c = \frac{b}{S_h} \quad (\text{Ec. 11.15})$$

² Koerner R.M., Designing With Geosynthetics, 5 ED, pag.127, Tabla 2.5.



El factor de corrección que considera el efecto de interacción entre el material de relleno y el Geosintético de Refuerzo depende del tipo de material de relleno y tipo de Geosintético de Refuerzo.

En la construcción de muros en suelo reforzado, se puede utilizar diferentes tipos de materiales de relleno, sin embargo, algunos de estos tipos de materiales generan mejor interacción con el Geosintético de Refuerzo.

- ◆ Los materiales con pasa tamiz # 4 > 50% generan fricción de agregados.
- ◆ Los materiales con pasa tamiz # 4 < 50% generan trabazón de agregados.

Los Geotextiles Tejidos trabajan por fricción de agregados, esto quiere decir que generan una mejor interacción cuando están en contacto con un material que produce fricción de agregados.

Las Geomallas son elementos que trabajan por trabazón de agregados, esto quiere decir que generan mejor interacción cuando están en contacto con un material que producen trabazón de agregados.

Tabla 11.6 Valores de α para diferentes tipos de materiales de relleno y Geosintéticos de Refuerzo

Tipo de Refuerzo	Valor de α	
	pasa tamiz # 4 < 50%	pasa tamiz # 4 > 50%
Geomallas	0.80	0.60
Geotextiles	0.60	0.80



▲ *Fotografía 11.4 | Materiales que generan trabazón/materiales que generan fricción, con el Geosintético de Refuerzo.*

3. Longitud del dobléz superior

Por efectos constructivos esta longitud del dobléz superior L_o es igual o superior a 1.0m. La longitud total a usarse para cada capa de Geotextil será entonces:

$$L_t = L_g + L_e + L_o + S_v \quad (\text{Ec. 11.16})$$

El Departamento de Transportes de Estados Unidos y la FHWA en su documento “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines” y la “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 7ª edición (2014), recomiendan que la longitud mínima del refuerzo en este tipo de estructuras sea mayor o igual a 0.7 veces la altura del muro y que la longitud del refuerzo sea la misma en toda la altura del muro.

11.2.5.1 Diseño por Estabilidad Interna en Condición de Evento Extremo I

Cuando se aplica la metodología LRFD para el diseño de muros en suelo reforzado con Geosintéticos, es necesario realizar un chequeo a la longitud de empotramiento bajo condición pseudoestática.

Todos los factores de carga bajo esta condición son iguales a uno (1) a no ser que se mencione lo contrario. Esto quiere decir que el factor de carga no incrementa la cargas en la condición evento extremo I.

En el cálculo de la longitud de empotramiento se suma una fuerza y/o variable adicional conocida como T_{md} . Esta fuerza inercial se deriva del movimiento de la masa de la zona activa o zona de movimiento debido al sismo.

$$L_{est} = \frac{F_{za.corte} + T_{md}}{(\phi_p * 0.8F * \alpha * \sigma_v * C * R_c)} \quad (\text{Ec. 11.17})$$

$$T_{md} = \gamma_{EQ} \times \frac{P_i}{n} \quad (\text{Ec. 11.18})$$

$$P_i = W \cdot k_h \quad (\text{Ec. 11.19})$$

Donde:

T_{md} = Fuerza de inercia dinámica incremental mayorada en la capa i

γ_{EQ} = Factor de carga para las cargas sísmicas = 0.5

P_i = Fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa

n = Número total de capas de refuerzo en el muro

W = Peso Total de la cuña activa del muro en suelo reforzado

k_h = Coeficiente de aceleración horizontal

11.2.5.2 Materiales de Relleno para Muros en Suelo Reforzado

Una de las grandes ventajas de estas estructuras es poder aprovechar los materiales locales como elemento de relleno en su conformación. Actualmente alrededor del mundo se han construido muros en suelo reforzado con diferentes tipos de materiales, utilizando desde materiales como bases granulares o enrocados hasta llegar a utilizar arcillas plásticas o cenizas volcánicas, bajo algunas condiciones especiales.

Es importante validar con los ingenieros de obra, la disponibilidad y tipo de materiales de relleno. La recomendación inicial empieza con la que aparece en algunas normas internacionales, donde establecen los requisitos mínimos de los materiales a utilizar en la conformación de terraplenes o rellenos estructurales. Estos requisitos son los siguientes:

Tabla 11.7 Especificaciones generales del material para construcción de terraplenes y rellenos estructurales

Característica/ tipos de suelo	Suelos Seleccionados	Suelos Adecuados	Suelos Tolerables
Aplicación	Corona, Núcleo, Cimiento	Corona, Núcleo, Cimiento	Corona, Núcleo, Cimiento
Tamaño máximo, mm	75	100	150
Porcentaje que pasa el tamiz de 2mm (No. 10) en masa, máximo (%)	80	80	-
Porcentaje que pasa el tamiz de 75µm (No. 200) en masa, máximo (%)	25	35	35
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	0	1.0	1.0
Límite líquido, máximo (%)	30	40	40
Índice de plasticidad, máxima (%)	10	15	-
Densidad unitaria, mínima (%)	GCl (90) >= 95.0 %	GCl (90) >= 95.0 %	GCl (90) >= 95.0 %

En todos los casos la compactación del material se hace en espesores máximos de 25cm compactados al 95% del ensayo Proctor modificado; el recibo de capas por parte de la interventoría y/o fiscalización se hará para cada capa de máximo 25cm de espesor extendida y compactada mediante ensayos de densidad de campo. Se debe realizar como mínimo un ensayo de densidad de campo para cada 100 metros lineales de capa o por cada jornada de trabajo, siguiendo las especificaciones técnicas de construcción de terraplenes o muros compactados en cada país.

Se recomienda que el material de relleno para el muro en suelo reforzado cumpla con las especificaciones técnicas descritas en la tabla 11.7 para cualquier tipo de suelo, en la construcción de rellenos estructurales y/o terraplenes reforzado con Geosintéticos. Si no es posible cumplir con dichas características, es necesario emitir una especificación particular, conociendo de antemano las características del material de relleno y su comportamiento a mediano y largo plazo.

Para emitir una especificación particular es necesario realizar ensayos de resistencia mecánica y de comportamiento a los materiales compactados que se van a utilizar como relleno. Estos ensayos

pueden ser triaxiales, cortes, consolidaciones y de permeabilidad. Los resultados de estos ensayos en conjunto con las geometrías de los muros en suelo reforzado se deben utilizar para evaluar su comportamiento dentro de la estructura. Por ejemplo, es bueno realizar modelaciones en un programa de elementos finitos con el fin de evaluar su comportamiento a largo plazo.

Por lo general el material más apropiado para ser utilizado en rellenos de tierra reforzada es aquel de tipo seleccionado con un porcentaje bajo de finos, como lo es el del tipo sub-base granular. Sin embargo, este tipo de material es cada vez más escaso y su transporte incrementa los costos del proyecto, haciendo que este no sea económicamente viable.

Al utilizar los materiales que se encuentran disponibles en el mismo sitio de la obra, hay que tener cuidado con los procedimientos de compactación de este tipo de suelos, debido a que en épocas de lluvia se incrementa la dificultad de compactarlos y llevarlos a una densidad considerable. Se debe hacer énfasis en el sistema de drenaje a emplear, ya que un aumento del contenido de humedad en la masa de suelo disminuye la resistencia al corte rápidamente. En el caso de considerarse la utilización de materiales plásticos o arcillosos se recomienda que estos sean mejorados con materiales granulares con el fin de reducir sus características de deformación bajo condiciones de humedad y carga.

En Colombia existen experiencias en las cuales se emplearon materiales con pasa tamiz $75\mu\text{m}$ (No. 200) de más del 70% y plasticidades medianas a altas. El muro en suelo reforzado del Aeropuerto de Matecaña en la ciudad de Pereira Colombia, fue construido bajo una especificación particular, donde se utilizaron cenizas volcánicas como material de relleno.



▲ *Fotografía 11.5 | Diseño y Construcción Muro en Suelo Reforzado, Aeropuerto de Matecaña, Pereira – Risaralda - Colombia.*

11.2.6 Diseño por Estabilidad Externa de un Muro en Suelo Reforzado

En los muros en suelo reforzado al ser estructuras por gravedad es necesario revisar su estabilidad externa ante condiciones de deslizamiento, volcamiento, excentricidad y capacidad de carga, según aplique en cada una de las metodologías propuesta.

Para adelantar el diseño por estabilidad externa es importante tener definido el perfil estratigráfico y parámetros mecánicos del suelo de fundación, la configuración geométrica del muro en suelo reforzado y las sobrecargas.

Para la metodología LRFD es necesario calcular las fuerzas de empuje lateral actuantes con los factores de carga y factores de resistencia mencionados en el numeral 11.2.5.

Los factores de carga para el peso propio, sobrecarga, empujes, entre otros, deben ser aplicados únicamente cuando el factor incrementa las fuerzas o esfuerzos que van en contra de la estabilidad del sistema. Aquellos factores que pueden actuar a favor de la estabilidad del sistema no deben ser aplicados en dicho análisis.

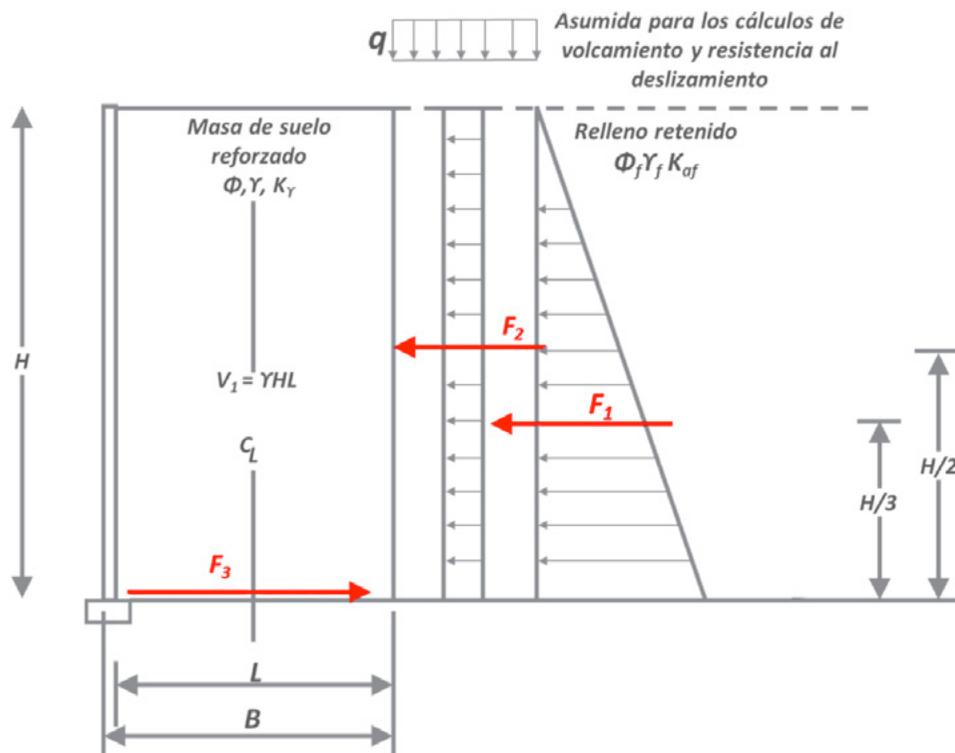
En la metodología WSD, el cálculo de los empujes, esfuerzos, momentos, entre otros; se debe realizar con las fuerzas geostáticas y sobrecargas sin amplificar. Una vez calculadas, la relación entre los resistentes y los actuantes, debe ser iguales o superiores a los factores de seguridad citados en el numeral 11.2.3 para cada tipo de análisis.

11.2.6.1 Deslizamiento

La comprobación por deslizamiento, es donde se verifica que el muro no falle por un empuje lateral excesivo y se desplace lateralmente. Hay que tener en cuenta que la principal fuerza que resiste el deslizamiento es la fricción que se genera entre la base del muro y el suelo.

Para realizar la verificación por deslizamiento es necesario conocer que fuerzas que actúan y pueden generar el deslizamiento, como las que se oponen a este.

En la siguiente gráfica se muestra un ejemplo general, de cuáles pueden ser las fuerzas actuantes y resistentes en un modelo de deslizamiento.



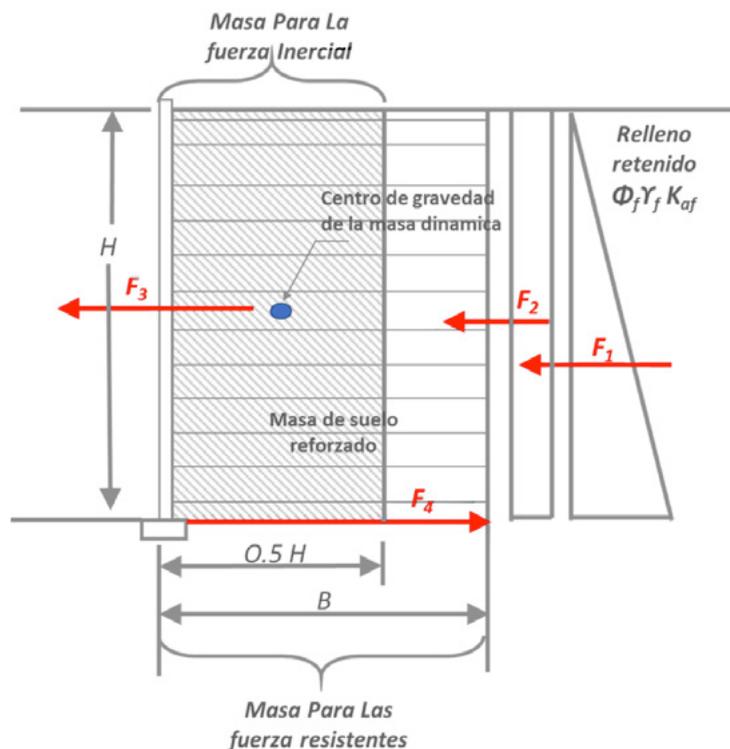
▲ Figura 11.10 | Análisis por Deslizamiento Estado Límite de Resistencia.

Donde:

- F_1 = Es la fuerza actuante debido a la sobrecarga vivía y/o muerta sobre el trasdós del muro en suelo reforzado, calculada a partir de coeficiente de empuje activo estático.
- F_2 = Es la fuerza actuante del empuje activo debido al material de que confina el muro en suelo reforzado, calculada a partir de coeficiente de empuje activo estático (se considera parte del muro en suelo reforzado hasta donde llegan los refuerzos con Geosintéticos)
- F_3 = Es la fuerza inercial debido al movimiento de la masa de suelo sombreada, debido al efecto del sismo. Se calcula el peso del área sombreada y se multiplica por el coeficiente de aceleración horizontal.

Existen diferentes metodologías para el cálculo de las fuerzas actuantes o resistentes, es competencia del diseñador aplicar la más coherente en cada caso.

Cuando aplicamos la metodología LRFD en el estado límite de evento extremo I, es necesario sumar la fuerza inercial debido a una parte de masa de la estructura que se mueve por acción del sismo, tal como se observa en la siguiente figura.



▲ Figura 11.11 | Análisis por Deslizamiento Evento Extremo I, metodología LRFD.

Donde:

- F_1 = Es la fuerza actuante debido a la sobrecarga vivía y/o muerta sobre el trasdós del muro en suelo reforzado, calculada a partir de coeficiente de empuje activo dinámico.
- F_2 = Es la fuerza actuante del empuje activo debido al material de que confina el muro en suelo reforzado, calculada a partir de coeficiente de empuje activo dinámico. (se considera parte del muro en suelo reforzado hasta donde llegan los refuerzos con Geosintéticos).
- F_3 = Es la fuerza inercial debido al movimiento de la masa de suelo sombreada, debido al efecto del sismo. Se calcula el peso del área sombreada y se multiplica por el coeficiente de aceleración horizontal.
- F_4 = Es la fuerza resistente de fricción en la base del muro. Para el análisis del evento extremo I esta fuerza se multiplica por un factor de 0.8 (tomar la fricción entre la última capa de Geosintético y el material que esté por debajo de esta capa).

Existen diferentes metodologías para el cálculo de las fuerzas actuantes o resistentes derivadas de efectos sísmicos, es competencia del diseñador aplicar la más coherente en cada caso.

11.2.6.2 Volcamiento y Excentricidad

Debido a los empujes y fuerzas a los que está sometida la estructura de contención y conformación, es necesario verificar la condición de estabilidad al volcamiento y/o excentricidad del muro en suelo reforzado.

En la metodología WSD se deben calcular los momentos resistentes y actuantes, con las fuerzas geostáticas, geodinámicas y sobrecargas, la relación de estos momentos se compara con los factores de seguridad presentes en el numeral 11.2.3.

Para la metodología LRFD únicamente se calcula la excentricidad para el estado límite de resistencia (estático) y estado límite evento extremo I (pseudoestático), comparándolas con valores límite de excentricidad para cada uno de estos estados. La excentricidad se calcula con la siguiente expresión en los dos casos.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{\Sigma F_V} \quad (\text{Ec. 11.20})$$

Límite de la excentricidad para el estado estático

$$e \leq \frac{B}{3} \quad (\text{Ec. 11.21})$$

Límite de la excentricidad para el estado pseudoestático:

$$e \leq \frac{2B}{5} \quad (\text{Ec. 11.22})$$

La diferencia entre los dos estados límite son las condiciones de carga y los factores de carga aplicados. Para el estado límite evento extremo I todos los factores de carga son iguales a uno (1).

11.2.6.3 Capacidad de Carga

Uno de los componentes importantes en la estabilidad de una estructura de contención es la capacidad de carga, la cual se determina tomando como base las propiedades mecánicas del suelo de fundación, la base o ancho del muro en suelo reforzado y la geometría del terreno.

Autores como Terzaghi, Hansen, Meyerhof, Vesic y Janbu entre otros, proponen expresiones matemáticas aplicadas para cimentaciones superficiales y utilizadas hace varios años. Las normas y

metodología presentadas en este manual dejan que el ingeniero aplique las expresiones matemáticas, de estos u otros autores, más convenientes para el proyecto.

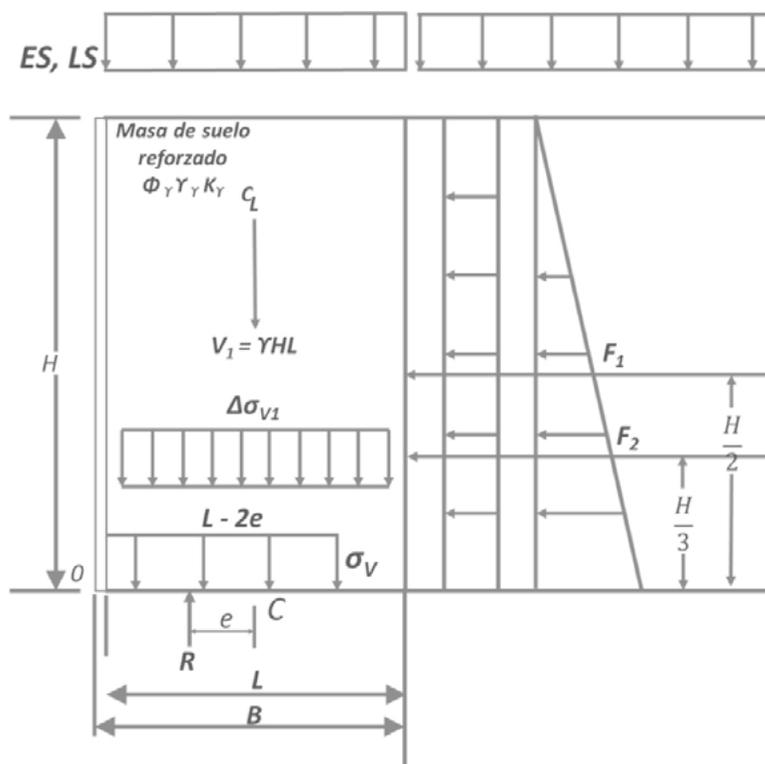
Como ejemplo se presenta la ecuación de capacidad de carga de Hansen y Vesic:

$$q_u = C' f N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_f B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (\text{Ec. 11.23})$$

Es importante tener en cuenta que la base o ancho efectivo del muro (B'), se determina de acuerdo a la excentricidad de la estructura. También se debe tener en cuenta las implicaciones que se presentan por el ángulo de inclinación del talud en la base del muro en suelo reforzado.

Únicamente cuando el muro en suelo reforzado es utilizado como terraplén, reforzando las dos caras y donde los refuerzos de Geosintéticos son instalados de lado a lado de la estructura, la base de la estructura B es igual al B' . En cualquier otro caso es necesario calcular B' .

$$B' = B - 2e \quad (\text{Ec. 11.24})$$



▲ Figura 11.12 | Análisis por Capacidad de Carga, Determinación B' .

Donde:

F_1 = Es la fuerza actuante debido a la sobrecarga viva y/o muerta sobre el trasdós del muro en suelo reforzado, calculada a partir de coeficiente de empuje activo estático y el coeficiente de empuje activo dinámico.

F_2 = Es la fuerza actuante del empuje activo debido al material de que confina el muro en suelo reforzado, calculada a partir de coeficiente de empuje activo estático el coeficiente de empuje activo dinámico, (se considera parte del muro en suelo reforzado hasta donde llegan los refuerzos con Geosintéticos).

El esfuerzo a nivel de fundación de la estructura se determina aplicando el peso propio de la estructura más las sobrecargas. Si se utiliza metodología LRFD se deben aplicar los factores de carga y resistencia correspondientes.

Metodología WSD	Metodología LRFD
$q_{\max} = \left(\frac{\sum f_v}{B'} \right) + (\Delta ES) + (\Delta LS)$	$q_{\max} = \left(\frac{\sum f_v}{B'} * \gamma_{EV} \right) + (\Delta ES * \gamma_{ES}) + (\Delta LS * \gamma_{LS})$

(Ec. 11.25)

Donde:

q_{\max} = Esfuerzo máximo aplicado a nivel de fundación.

$\sum f_v$ = Sumatoria de fuerzas verticales derivadas del peso propio de la estructura.

ΔES = Sobre carga muerta disipada a nivel de fundación.

ΔLS = Sobre carga Viva disipada a nivel de fundación.

B' = Ancho efectivo de muro en suelo reforzado, afectado por la excentricidad de la estructura.

Finalmente se relaciona la capacidad de carga última con el esfuerzo máximo aplicado, tomando como referencia las consideraciones de factores de seguridad o factores límites correspondientes a cada metodología aplicada. El análisis se debe realizar para la condición estática y pseudoestático, según el área de estudio.

11.2.7 Diseño por Estabilidad Global o Compuesta

Al construir un muro en suelo reforzado sobre un talud o a media ladera se modifica el estado de esfuerzos inicial debido al peso propio de la estructura. Por esta razón es necesario realizar un análisis de estabilidad global o compuesta del talud con el muro en suelo reforzado proyectado.

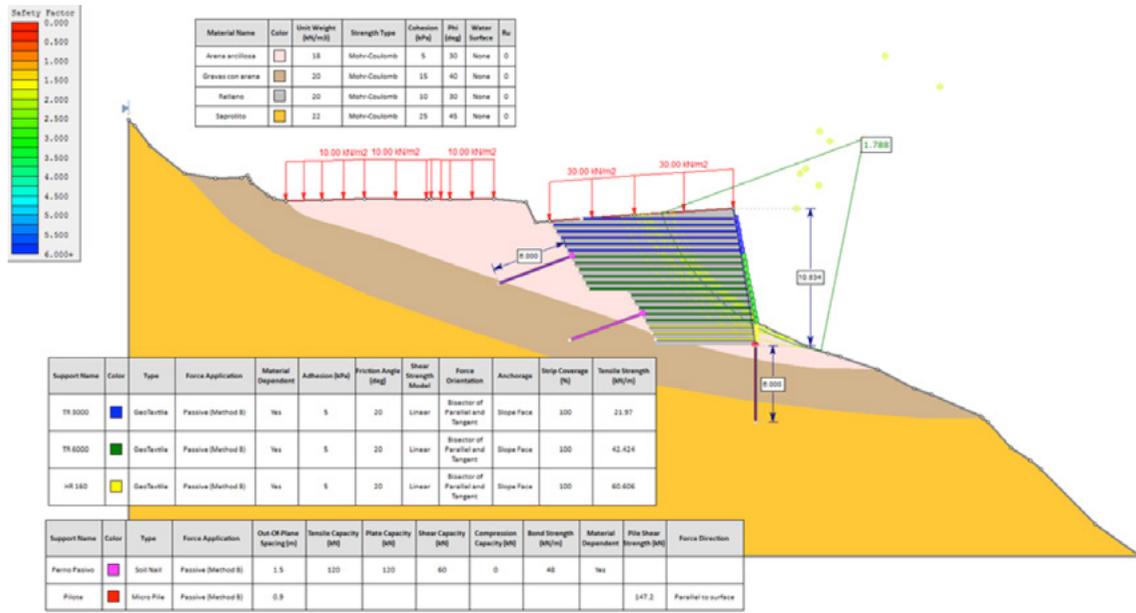
En la actualidad, para los análisis de estabilidad global o compuesta se usan programas de equilibrio límite como es el Slide de la casa Rockscience. Este tipo de programa permite evaluar la estabilidad de taludes donde se incluyen modelos de muros en suelo reforzado, y por lo general permiten incluir las características de los Geosintéticos y su interacción con el material de relleno.

Dependiendo de la metodología utilizada para el análisis se deben aplicar factores de resistencia a los parámetros mecánicos de los materiales de sitio y el material de relleno. En la siguiente tabla se resumen cuáles deben ser los factores de resistencia para cada metodología y cuál es el factor de seguridad que debemos garantizar en el software de análisis.

Metodología	Tipo de Análisis	Parámetros Mecánicos	Factor de Resistencia	Factor de Seguridad en Software
WSD	Estático	C', ϕ'	1	1.50
	Seudoestático		1	1.05
LRFD	Estático	C', ϕ'	0.65 / 0.75	1
	Seudoestático		0.90	1

Es importante aclarar que para la metodología LRFD es permitido buscar en el software un factor de seguridad inverso al factor de resistencia. Este análisis se realiza sin afectar los parámetros mecánicos.

La resistencia a la tensión de diseño que ese incluye en el programa o modelo matemático es la resistencia admisible del Geosintético y se evalúa tal como se presentó en el numeral 11.2.5 ecuación 11.3.



▲ **Figura 11.13** | Análisis de Estabilidad Global Muro en Suelo Reforzado APP GICA, Ibagué – Tolima, sección crítica H: 11.7m, K2+406.

En algunos casos, las estructuras de contención en suelo reforzado pueden requerir elementos adicionales, como pernos, pilotes o caisson, con el fin de garantizar la estabilidad global temporal o permanente del talud o la fundación del sistema, los muros en suelo reforzado son estructuras que se adaptan a estas condiciones especiales con dichas obras complementarias.



▲ **Fotografía 11.6** | Construcción Muro en Suelo Reforzado APP GICA, Ibagué – Tolima, sección crítica H: 11.7m, K2+406.

11.2.8 Sistema de drenaje interno y externo

Para garantizar que el muro en suelo reforzado trabaje bajo los supuestos de diseño, principalmente bajo condición sin presión hidrostática se deberá incluir un adecuado sistema de drenaje. Para tal efecto se deberá considerar lo siguiente:

- ◆ Drenaje en la base del muro: Para controlar los ascensos de los niveles freáticos con las subsiguientes presiones hidrostáticas se deberá construir un sistema de drenaje en su base. Este drenaje podrá ser un colchón drenante compuesto por un Geotextil No Tejido punzonado por agujas que cumpla la función de filtro y dentro del cual se colocará un material drenante que podrán ser gravas con granulometría entre 1/2" y 3". Otra alternativa es la colocación de un sistema de drenaje con Geodrén HF (Ver Capítulo 10) o cualquier otra forma de drenaje sugerida por el ingeniero diseñador del proyecto.



▲ *Fotografía 11.7 | Construcción Colchón Drenante y filtro en el espaldón, Muro en Suelo Reforzado ALMA.*

El colchón drenante tendrá un espesor no menor a 0.3 m y en lo posible cubrirá toda la superficie de cimentación del muro. El colchón ayudará a la disipación de la presión de poros y al abatimiento del nivel freático.

La presencia del colchón drenante puede afectar el valor del ángulo de fricción generado por el muro en la cimentación, ángulo empleado en el análisis de deslizamiento. Este ángulo de fricción será el generado por el contacto entre Geotextil y Geotextil o Geotextil y suelo de relleno si se instala una capa de 5 a 10cm de material sobre el colchón drenante (Ver Tabla 11.4).

Para el drenaje al interior y trasdós del muro existen dos sistemas principales; lloraderos y drenes al espaldón, con el fin de controlar el agua proveniente de lluvias, escorrentías y aguas de infiltración.

Los lloraderos evacuarán el agua que por infiltración pueda llegar hasta la zona reforzada con el Geosintético. Estos lloraderos se podrán construir con tubería perforada forrada con un Geotextil No Tejido punzonado por agujas, o con Geodrén Planar y que sobresalga de la cara del muro. Para la captación del agua evacuada por los lloraderos se recomienda construir una canaleta o zanja de recolección en la parte inferior de la cara del muro para evitar la socavación en la base del mismo.



▲ *Fotografía 11.8 | Instalación lloraderos de Geodrén Planar, Muro en Suelo Reforzado Gualanday.*

Para el espaldón del muro se recomienda la instalación de un sistema compuesto por Geodrén Planar cubriendo la altura total del muro, terminando el sistema con un Geodrén Vial o un drén trinchera tipo sub-drén francés.

En los capítulos 9 y 10 del presente libro se presenta una guía sobre el diseño de los sistemas de drenaje expuestos.

11.2.9 Protección y/o Fachada

Para proteger el muro de la acción ambiental, específicamente de la radiación ultravioleta, o de actos vandálicos, la facha se debe cubrir con elementos rígidos o flexibles que proporcionen además un toque arquitectónico y visualmente agradable, dependiendo del entorno donde se construye la estructura.

Cuando se utilizan fachas rígidas tales como muros en mampostería, paneles o bloques de concreto es necesario realizar unos análisis adicionales a los ya determinados. Estos análisis son:

- ◆ Asentamientos diferenciales entre la fachada en concreto y el cuerpo del muro en suelo de relleno. El asentamiento excesivo de la fachada respecto al suelo de relleno puede inducir a una falla o la pérdida de servicialidad de la estructura.
- ◆ Análisis de interacción suelo estructura en condición pseudoestático. Siendo el suelo el material de relleno y la estructura la fachada rígida. Esto con el fin de evitar el golpeo y rotura de la fachada rígida por la diferencia de rigidez de los dos elementos.

Fachada Rígidas

- ◆ **Mampostería:** se puede utilizar cualquier tipo de bloques para conformar la fachada, la cual no soportará ningún tipo de empuje horizontal originado por el muro reforzado con Geosintético. Se deberá verificar el comportamiento estructural de la fachada independientemente de la estructura en suelo reforzado.



▲ *Fotografía 11.9 | Fachada en paneles prefabricados de concreto, como estructura independiente del muro en suelo reforzado con Geotextil.*

- ◆ **Paneles de concreto:** se deberá tener en cuenta durante el cálculo de la separación vertical entre capas de refuerzo, la posición para la inclusión de las varillas de anclaje para los paneles. Se recomienda que los pases queden ubicados de tal manera que no vayan a romper el Geotextil sobre la cara vertical del muro.



▲ *Fotografía 11.10 | Fachada en paneles en escamas de concreto, como estructura pegada al muro en suelo reforzado con Geomalla.*

Fachadas Flexibles

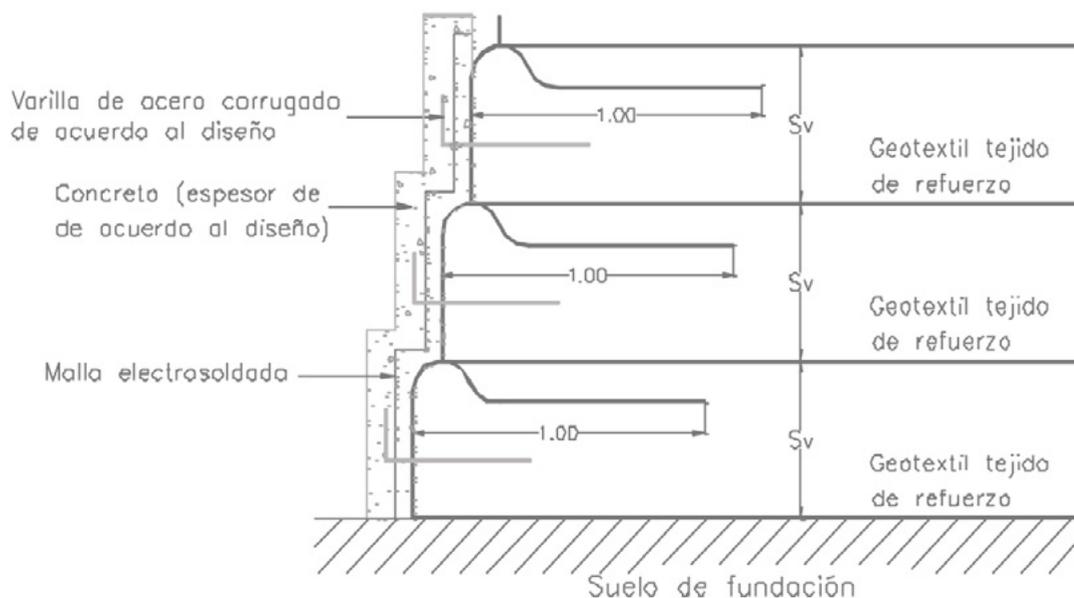
- 🌿 **Protección con manto de control de erosión permanente TRM:** una vez finalizada la construcción del muro en suelo reforzado y alcanzada la cota final de la estructura se instala un manto de control de erosión permanente TRM sobre toda la fachada expuesta de la estructura, el cual tendrá como funciones: mejorar las condiciones de crecimiento de la vegetación, evitar que el material orgánico preinstalado se desgaste o desprenda a causa de la erosión y protegerán el Geotextil.

Este manto debe quedar anclado en la parte superior bajo una zanja de anclaje o coronación. En todo el cuerpo de la estructura con varillas de anclaje que atraviesan el manto y están incrustadas dentro de las capas del muro. Por último, el manto debe quedar bajo una zanja de anclaje inferior de recolección en la base del muro.



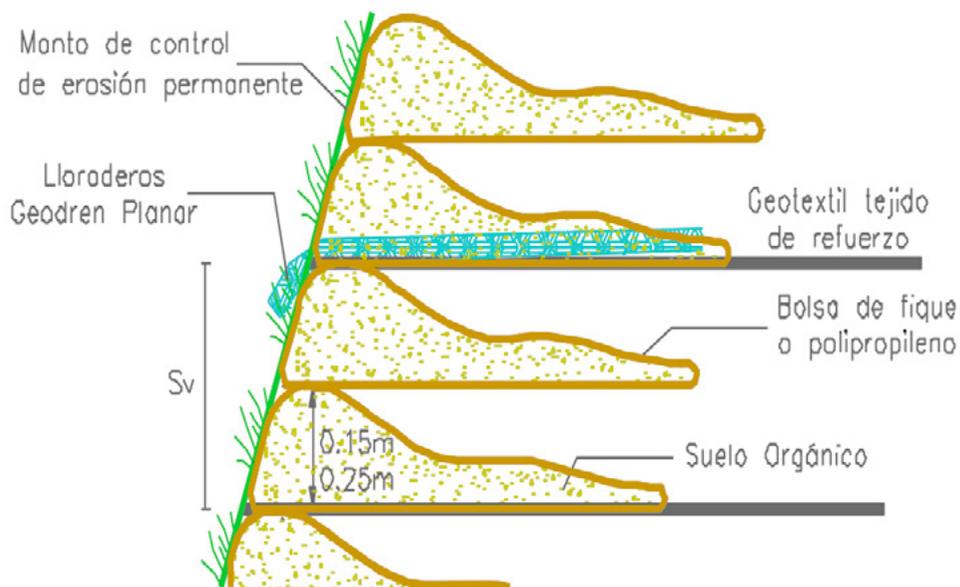
▲ Fotografía 11.11 | Fachada protegidas con Mantos Permanentes TRM.

◆ **Recubrimiento en mortero o concreto lanzado o fundido in-situ:** para este tipo de acabados, se debe considerar la utilización de una malla de electrosoldada anclada adecuadamente sobre la cara vertical del muro. Adicionalmente se debe considerar la instalación de lloraderos en tubería perforada revestida con Geotextil No Tejido, dispuestos al tres bolillo cada 3.0 m en sentido longitudinal y 1.0 m vertical.



▲ Figura 11.14 | Fachada con recubrimiento en concreto o mortero.

- ◆ **Fachada vegetal:** Para tal efecto se utilizan sacos de yute, fique o de polipropileno rellenos con tierra vegetal y semillas, estos sacos se colocan simultáneamente a la compactación de las capas de suelo reforzado. Finalizando la construcción del muro, se puede instalar un manto de control de erosión permanente TRM, el cual tendrá como funciones: mejorar las condiciones de crecimiento de la vegetación, evitar que el material orgánico de los sacos sufra de desgaste o desprendimientos a causa de la erosión; y protegerán el Geotextil hasta que se establezca la vegetación.



▲ *Figura 11.15 | FFachada Vegetal.*



▲ *Fotografía 11.12 | Fachada protegidas con Mantos Permanentes TRM.*

- Si las obras son temporales, esto es, la duración de la vida útil del muro no comprenderá un período de tiempo mayor a 1 año, el Geotextil podrá dejarse expuesto.
- Para el caso en que los muros en suelo reforzado empleen Geomallas como refuerzo, estos podrán ser recubiertos con cualquiera de los sistemas anteriormente mencionados. Se deberá hacer énfasis en la construcción de la fachada empleando elementos prefabricados en concreto, los cuales están conectados con el refuerzo y son de fácil colocación. Igual que los recubrimientos realizados con mampostería estructural, el comportamiento de estos debe ser verificado garantizando su estabilidad independientemente de la estructura en suelo reforzado.

11.3 Ejemplo de diseño

Como ejemplo se presenta el diseño bajo la metodología WSD de una estructura en suelo reforzado que fue construida para conformar la bancada de una carretera como acceso a un puente el cual soportará tráfico en los dos sentidos.

Geometría del muro:

Altura máxima = 10.00 m
Base = 10.00 m
Longitud = 75.00 m
Inclinación de la cara = Semivertical 80°

El suelo a utilizarse como material de relleno en la zona reforzada tiene las siguientes características y propiedades geomecánicas:

$C_f' = 10.00$ kPa
 $\Phi_f' = 28^\circ$
LL = 35
LP = 20
Pasa Tamiz 200 = 40%
 $\omega_n = 75\%$

$$\gamma_r = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\omega_{\text{opt}} = 16\%$$

Por tratarse de un acceso a puente en forma de terraplén, el material o suelo a confinar es el mismo material de relleno.

El suelo o material de fundación es un depósito aluvial que tiene las siguientes características:

$$C_f' = 24.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi_f' = 17^\circ$$

$$\gamma_T = 16.10 \text{ kN/m}^3$$

Se tiene, una estructura de pavimento que genera una carga muerta distribuida ES de 20 kPa y una carga viva distribuida debido al tráfico de vehículos LS de 10 kPa.

Debido a las bajas características mecánicas del material de fundación, la altura del muro y las sobrecargas de la estructura, fue necesario diseñar y construir una plataforma de transferencia de cargas reforzada con Geotextiles de Alto Módulo HR con el fin de aumentar la capacidad de carga a nivel de fundación del muro en suelo reforzado.

En el capítulo 14 se presenta la metodología de diseño para plataformas de carga o refuerzo de cimentaciones corridas con Geotextiles Tejidos.

11.3.1 Análisis de Estabilidad Interna

Se realiza el diseño paso a paso para la capa inferior de refuerzo, siendo este procedimiento reiterativo para las capas superiores.

$$\text{Altura máxima de la estructura} = 10.00 \text{ m}$$

$$\text{Base total de la estructura (B)} = 10.00 \text{ m}$$

Se utiliza un coeficiente sísmico apropiado, ajustado a la zona donde se proyecta la construcción del muro en suelo reforzado. Para este caso los coeficientes de aceleración horizontal y vertical son:

$$K_h = 0.20g$$

$$K_v = 0.02g$$

Los Geosintéticos seleccionados para la realización de este ejemplo son: Geotextiles Tejidos TR3000, TR6000 HF y HR160, se debe calcular la resistencia admisible de cada Geosintético.

Resistencia ultima HR160 = 160 kN/m (valor ficha técnica)

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} = \frac{160 \frac{kN}{m}}{2.42} = 66.12 \frac{kN}{m}$$

$$T_{adm} = 66.12 \frac{kN}{m}$$

FS o RF = $RF_{ID} * RF_{FL} * RF_{DQB}$

RF_{ID} = Factor de reducción por daños durante la instalación. $RF_{ID} = 1.1$

RF_{FL} = Factor de reducción por carga continua sobre el Geosintético (fluencia). $RF_{FL} = 2.0$

RF_{DQB} = Factor de reducción por degradación química/biológica. $RF_{DQB} = 1.1$

Se definió una separación de capas constante de 0.5m para toda la altura del muro. A continuación, se calcula el esfuerzo horizontal equivalente en cada capa

$$\sigma_H = \left[(\gamma_r * K_{a_r} * z) + ((ES + LS) * K_{a_r}) \right]$$

Coefficiente de empuje activo estático.

$$K_{a_r} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_f}{2} \right) = 0.361$$

$$\sigma_H = \left[\left(20 - \frac{kN}{m^3} * 0.361 * 10m \right) + \left((20 \text{ kPa} + 10 \text{ kPa}) * 0.361 \right) \right]$$

$$\sigma_H = 83.03 \text{ kPa}$$

Calculamos la resistencia admisible requerida, la cual debe tener el Geosintético, con la separación definida.

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_H * FS_g}$$

$$0,5m = \frac{T_{adm}}{83.03 \text{ kPa} * 1.3}$$

Despejando la tensión admisible requerida, tenemos:

$$T_{adm} = 53.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

La tensión requerida es menor que la tensión admisible del Geosintético.

Una vez definida la separación entre capas y calculada la resistencia del Geotextil, se debe determinar la longitud total del Geosintético. Esta longitud es la suma entre la longitud de desarrollo L_g , la longitud de empotramiento L_e , Longitud de dobléz en la parte superior L_o y separación entre capas S_v . se calcula con la siguiente expresión.

$$L_t = L_g + L_e + L_o + S_v$$

Calculamos la longitud de desarrollo para un muro en suelo reforzado con 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 la capa inferior es cero (0)

Determinamos la longitud de empotramiento en la zona de resistencia que debe tener el Geosintético de refuerzo. Primero tenemos que calcular la fuerza cortante ejercida sobre el Geosintético debida al empuje horizontal y el espesor de cada capa:

$$\sigma_h * S_v * FS_g = F_{za.corte}$$

$$83.03 \text{ kPa} * 0,5m * 1.3 = F_{za.corte}$$

$$53.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = F_{za.corte}$$

A partir de esta fuerza actuante, calculamos la longitud de empotramiento necesaria para equilibrar las fuerzas actuantes y resistentes. Tomando en cuenta el esfuerzo vertical al nivel de cada capa y los factores de interacción entre el material de relleno y el Geosintético.

$$L_e = \frac{F_{za.corte}}{C * C_a + \sigma_v * F}$$

$$L_e = \frac{53.97 \frac{kN}{m}}{2 * 1 * 200 \text{ Kpa} * 0.355}$$

$$L_e = 0.380 \approx 1.00 \text{ m}$$

El valor mínimo de L_e debe ser como mínimo de 1.0m, se define el valor mínimo para el diseño de la capa.

Por último calculamos la longitud total que debe tener la capa de Geosintético.

$$L_t = L_g + L_e + L_o + S_v$$

$$L_t = 0 + 1 + 1 + 0.5 = 2.50 \text{ m}$$

Es necesario garantizar tanto la estabilidad interna como la estabilidad externa del muro en suelo reforzado, por esta razón la capa inferior debe ser igual a la base mínima posible del muro en suelo reforzado, para nuestro ejemplo la base del muro es de 10.0m

$$L_t = 0 + 10 + 1 + 0,5 = 11.50 \text{ m}$$

Resultados de los cálculos de estabilidad interna.

Tabla 11.8 Cálculo de los espesores y longitudes de capa

Z [m]	Geosintético	Sv Diseño [m]	Le mínimo [m]	Lr [m]	L [m]	Lo [m]	L a 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]	Geosintético	Sv Diseño [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

* La longitud total de las capas de refuerzo deben ser aproximadas a un múltiplo de 0.5 m para facilitar su proceso constructivo. Estas longitudes deben ser revisadas una vez sea evaluada la estabilidad externa y global del talud.

11.3.2 Análisis de estabilidad externa

Para el deslizamiento, se debe verificar que las fuerzas horizontales externas amplificadas no originen un desplazamiento del muro en la dirección horizontal.

En volcamiento o excentricidad, se debe revisar que el momento producido por las fuerzas horizontales actuantes amplificadas comparadas con el momento generado por las fuerzas resistentes no vaya a ocasionar un volcamiento del muro. El análisis de estos momentos se hace tomando como punto

de giro el extremo inferior izquierdo de la sección transversal del muro. Calculando la excentricidad generada por la diferencia de momentos y la sumatoria de las fuerzas horizontales verticales

Por último, se verifica que la capacidad portante del terreno sea lo suficientemente competente para soportar las cargas producidas por la construcción del muro. Un muro construido en suelo reforzado se puede asemejar a un cimiento continuo o corrido.

La profundidad de la cimentación debe tener un valor mínimo, con el fin de garantizar la estabilidad general de la estructura y al mismo tiempo la reducción de asentamientos al buscar estratos más consolidados. Con el incremento de la profundidad de cimentación se incrementa el equilibrio límite contra el deslizamiento de la estructura.

Se recomienda utilizar las profundidades de desplante mínimas que se indican en la tabla 11.9. Las estructuras en las cuales exista la posibilidad de que las capas de suelo de la cimentación puedan ser socavadas o erosionadas se recomienda trabajar con las profundidades de desplante por debajo del potencial de socavación máximo, con el fin de garantizar a la estructura unas condiciones de estabilidad suficientes durante su período de diseño.

En el caso de muros a media ladera se deberá tener en cuenta una reducción en la capacidad portante por efecto de disminución de material de soporte en la base del muro. Para tal efecto, deberá emplearse alguna de las metodologías propuestas por diversos autores, entre los que se encuentra Brinch Hansen o Meyerhoff modificado, y que se pueden encontrar en textos de diseño de cimentaciones.

Tabla 11.9 Profundidades mínimas de cimentación para muros en suelo reforzado y taludes

Pendiente delante de las estructuras		Mínima profundidad embebida
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 Deslizamiento

Se debe verificar que las fuerzas horizontales externas no originen un desplazamiento del muro en la dirección horizontal.

$$FS_{D(e)} = \frac{\sum \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales Actuantes}} = > 1.6$$

La fuerza horizontal resistente es la fuerza cortante producida por la interacción entre el suelo de fundación y el Geotextil en la zona reforzada, y el suelo de fundación con el de relleno en la zona donde no hay refuerzo.

$$\tau = C_a + \sigma_v * F_f$$

$$\sigma_v = (\gamma_r * H) + (\Delta ES) + (\Delta LS)$$

Se recomienda trabajar con la sobre carga muerta y viva disipada a nivel de fundación o con un valor de cero, para analizar la condición más crítica.

$$\sigma_v = \left(20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 10\text{m} \right) + (0 \text{ kPa}) + (0\text{kPa})$$

$$\sigma_v = 230.00 \text{ kPa}$$

Es necesario definir el factor de fricción entre la última capa de Geosintético y el material de fundación. Para nuestro ejemplo se proyecta la instalación de una plataforma de transferencia de cargas reforzada con Geosintéticos y el mismo material de relleno que el muro en suelo reforzado, con el fin de aumentar la capacidad de carga del suelo de fundación.

El factor de fricción se calcula con base en un Geotextil Tejido HR y el material de relleno del muro en suelo reforzado.

Se puede definir los valores de iteración entre el Geosintético y material de fundación o relleno mediante el ensayo ASTM D 5321 tal como se define en el subcapítulo de estabilidad interna. De no contar con este ensayo podemos definir el factor de fricción con la siguiente ecuación:

$$F_f = \frac{2}{3} \tan \phi_r$$

$$F_f = 0.355$$

Asumimos un valor de 1.0 kPa para el valor de C_a

$$\tau = 1 \text{ kPa} + 200 \text{ kPa} * 0.355$$

$$\tau = 72.00 \text{ kPa}$$

$$\text{Fuerza Horizontal Resistente: } \tau * B$$

$$\text{Fuerza Horizontal Resistente: } 72.0 \text{ kPa} * 10\text{m}$$

$$\text{Fuerza Horizontal Resistente: } 720.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Determinación de fuerzas horizontales actuantes:

◆ Relleno de confinamiento

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_{\text{conf}} * H^2 * K_{a\text{conf}}$$

$$P_a = \frac{1}{2} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 10^2 * 0.361$$

$$P_a = 361.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

◆ 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

$$P_{LS} = LS * K_{a\text{conf}} * H$$

$$P_{LS} = 10 \text{ kPa} * 0.361 * 10\text{m}$$

$$P_{LS} = 36.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

◆ Factor de seguridad al deslizamiento

$$FS_{D(e)} = \frac{\sum \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales Actuantes}} \Rightarrow 1.50$$

$$FS_{D(e)} = \frac{720}{361 + 72.2 + 36.1} \Rightarrow 1.50$$

$$FS_{D(e)} = \frac{720}{469.3} \Rightarrow 1.50$$

11.3.2.2 Volcamiento

Se debe revisar que el momento producido por las fuerzas horizontales actuantes comparadas con el momento generado por las fuerzas resistentes no vaya a ocasionar un volcamiento del muro. El análisis de estos momentos se hace tomando como referencia el extremo inferior izquierdo de la sección transversal del muro.

$$FS_{D(e)} = \frac{\Sigma \text{Fuerzas Momentos Resistentes}}{\Sigma \text{Fuerzas Momentos Actuantes}} \Rightarrow 3.00$$

Determinamos los momentos resistentes respecto al punto referencia. Se deben considerar únicamente las sobre cargas vivas o muertas que estén sobre el muro en suelo reforzado.

🍀 Momento generado por la sobrecarga muerta

$$M_{ES} = ES * B * 0.5L$$

$$M_{ES} = 20 \text{ kPa} * 10 \text{ m} * 5 \text{ m}$$

$$M_{ES} = 1,000 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

🍀 Momento generado por la 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 generado por el peso propio del 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 los momentos actuantes respecto al punto referencia. Se deben considerar únicamente las sobre cargas vivas o muertas que estén sobre el tras dos del muro o terreno que confina el muro en suelo reforzado.

📌 Momento generado por la sobrecarga muerta

$$M_{ES} = 0.5H * P_{ES}$$

$$M_{ES} = 10 \text{ m} * 36.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{ES} = 720 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

📌 Momento generado por la 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 generado por el empuje activo del suelo confinado

$$M_{LS} = \frac{1}{3} H * P_a$$

$$M_{LS} = \frac{10}{3} \text{ m} * 361 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{LS} = 1,203.33 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

📌 Factor de seguridad al volcamiento

$$FS_{D(e)} = \frac{1,000 + 500 + 10,000}{720 + 361 + 1,203.33} \Rightarrow 3.00$$

$$FS_{D(e)} = \frac{11,500}{2,284.33} \Rightarrow 3.00$$

11.3.2.3 Capacidad de Carga

Se revisa que la capacidad portante del terreno sea lo suficientemente competente para soportar las cargas producidas por la construcción del muro. Un muro construido en suelo reforzado se puede asemejar a un cimiento continuo.

Definimos la capacidad última del sistema de cimentación

$$q_u = c' f N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_f B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$
$$q_u = 474.90$$

Calculamos la capacidad admisible del suelo de fundación, de acuerdo con el factor de seguridad sugerido.

$$q_{adm} = \frac{474.9}{3}$$
$$q_{adm} = 158.30 \text{ kPa}$$

Esfuerzo aplicado a nivel de fundación.

$$q_{max} = \left(\frac{\Sigma FV}{B'} \right) + (\Delta ES) + (\Delta LS)$$

Se recomienda trabajar con la sobre carga muerta y viva disipada a nivel de fundación o con total de la carga, para analizar la condición más crítica.

$$q_{max} = (246.9 \text{ kPa}) + (20 \text{ kPa}) + (10 \text{ kPa})$$
$$q_{max} = 276.90 \text{ kPa}$$

Tal como se preveía, la capacidad admisible del suelo es menor que el esfuerzo transmitido a nivel de fundación, por esta razón es necesario diseñar y construir una plataforma de transferencia de cargas reforzada con Geotextiles de Alto Módulo HR con el fin de aumentar la capacidad de carga. En total se instaló una estructura reforzada en toda la base del acceso al puente con una altura de 2.0m, compuesta por capas de Geotextil HR160 cada 0.5m

En el capítulo 14 se presenta la metodología de diseño para plataformas de carga o refuerzo de cimentaciones corridas con Geotextiles Tejidos.



▲ *Fotografía 11.13 | Plataforma de Transferencia de Cargas y Refuerzo de Cimentaciones con Geotextiles Tejidos HR.*

En las siguientes imágenes podemos observar la construcción del muro en suelo reforzado.



▲ *Fotografía 11.14 | Muro en Suelo Reforzado Diseñado y Construido Bajo Metodología WSD.*



▲ Fotografía 11.15 | Muro en Suelo Reforzado Diseñado y Construido Bajo Metodología WSD.

11.4 Bibliografía

- ◆ 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

TERRAPLENES O TALUDES

Reforzados

12.1 Generalidades

Los principales elementos de construcción empleados por el hombre son los materiales térreos, conformados por suelos y rocas. No solo con los suelos y las rocas se construye, sino también sobre ellos y dentro de ellos.

Está comprobado que en muchos casos las propiedades geomecánicas de los materiales térreos no satisfacen las características deseables para diferentes aplicaciones o están por fuera de las características que exigen las normas, es así en donde estos materiales requieren de diferentes procesos y tratamientos, con elementos especiales para modificar su comportamiento a las condiciones requeridas.

Desde la antigüedad se han empleado materiales naturales como pieles de animales o fibras vegetales sobre los suelos blandos, o incrustados en ellos con el objetivo de construir estructuras de suelo reforzado dando paso al concepto de refuerzo. En algunas de las carreteras que conectaban el Imperio Romano se han encontrado vestigios de telas y pieles utilizados para propósitos de refuerzo.

Entre los procesos y tratamientos que podemos utilizar para estabilizar los rellenos térreos se encuentran las adiciones de cal, cemento o biopolímeros y el refuerzo con Geosintéticos, siendo este último el más económico y con mejor comportamiento a largo plazo.

En la década de los años 60 se inicia la utilización de los primeros textiles en el campo de la ingeniería aplicada, aunque fue hasta los años 70 en donde se inició la fabricación y aplicación de materiales textiles especiales para la ingeniería y es entonces cuando adoptan el nombre de Geotextiles.

Los Geotextiles, y en general los Geosintéticos, complementan las falencias que presentan los materiales térreos, permitiendo obtener excelentes ventajas técnicas y económicas en la construcción de muros en suelo reforzado, taludes reforzados, terraplenes sobre suelos blandos y sistemas de subdrenaje, entre otros. Los suelos al igual que el concreto, presentan una buena resistencia a la compresión, pero son deficientes cuando se trata de asumir esfuerzos de tracción, por tal motivo cuando los suelos son combinados con elementos que sean capaces de absorber esfuerzos de tracción como son los Geotextiles es posible obtener estructuras de suelo reforzadas.

Los taludes conformados por rellenos antrópicos son estructuras en suelo reforzado las cuales presentan dos importantes diferencias con respecto a los muros en suelo reforzado: la primera de ellas es la inclinación del relleno con respecto a la horizontal, la cual es inferior a los 70°; la segunda diferencia es el modelo de superficie de falla que se asume para efectos de diseño del refuerzo, la cual

es de geometría circular o combinada según los modelos de falla de que se puedan producir, mientras que el modelo de superficie de falla que se asume cuando se diseñan muros en suelo reforzado es el modelo de cuña de falla Rankine.

Un adecuado diseño de capas de Geotextil Tejido de alta resistencia colocado en la base del terraplén suministra refuerzo a la tracción, de tal manera que el factor de seguridad ante la falla por efecto del peso del terraplén aumente hasta un valor confiable.

El objetivo de este capítulo es presentar una metodología de diseño de taludes de terraplenes, entendiendo por terraplenes aquellos cuya inclinación de la cara con respecto a la horizontal sea inferior a 70° . Los resultados del procedimiento de diseño permiten establecer los espesores de capa y longitudes de Geotextil necesarios para garantizar la estabilidad interna de los taludes en terraplenes, así como también realizar el chequeo a la estabilidad externa. Finalmente se resalta la importancia de los sistemas de subdrenaje los cuales se deben tener en cuenta en la construcción de terraplenes.

12.2 Introducción

12.2.1 Antecedentes

En la construcción de diferentes obras civiles se hacen necesarios grandes movimientos de tierra para la adecuación de terrenos, generando la necesidad de construir terraplenes.

La utilización de Geotextiles Tejidos de refuerzo en la construcción de terraplenes ofrece ventajas técnicas y económicas, como son la construcción de las caras del terraplén o taludes artificiales con inclinaciones mayores a la del ángulo de reposo, permitiendo así considerables ahorros en volumen de material y menor área para la construcción. La utilización de Geotextiles en terraplenes ofrece además la posibilidad de construirse sobre suelos de baja capacidad portante.

Con base en lo anterior la utilización de Geotextiles Tejidos de refuerzo para terraplenes se divide en dos aplicaciones:

1. Conformación de taludes de terraplenes mediante refuerzo Interno.
2. Refuerzo del suelo de fundación.

Las condiciones de diseño para las dos aplicaciones mencionadas son diferentes. En este capítulo se hace mención a la metodología de diseño para la primera aplicación, en tanto que en el capítulo 13 se

hace referencia al diseño de terraplenes cimentados sobre suelos blandos.

Cuando las condiciones de fundación son satisfactorias y se requiere la construcción de terraplenes con taludes de inclinaciones mayores al ángulo de reposo del suelo de relleno, la conformación de los taludes podrá realizarse con Geotextil Tejido, tal como se construyeron los terraplenes del portal en el túnel 8 de la Ruta del Sol1, (ver Fotografía 12.1).



▲ Terraplenes Reforzados | Portal Túnel 8 Ruta del Sol 1.

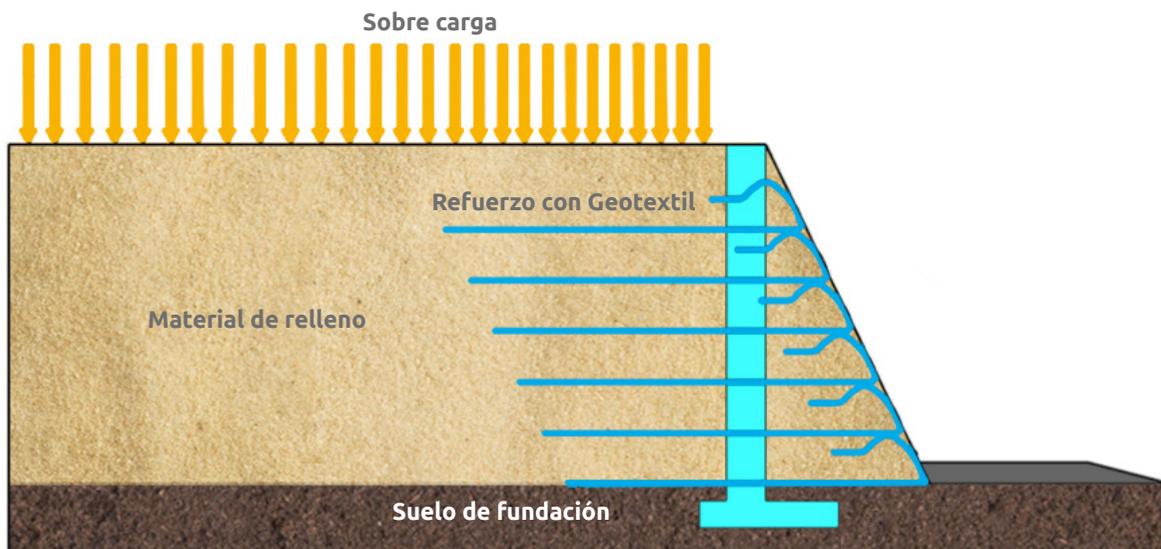
12.2.2 Beneficio de los Geotextiles en la construcción de terraplenes reforzados

La utilización de Geotextiles Tejidos en la construcción de los taludes o terraplenes reforzados presenta beneficios técnicos y económicos tales como:

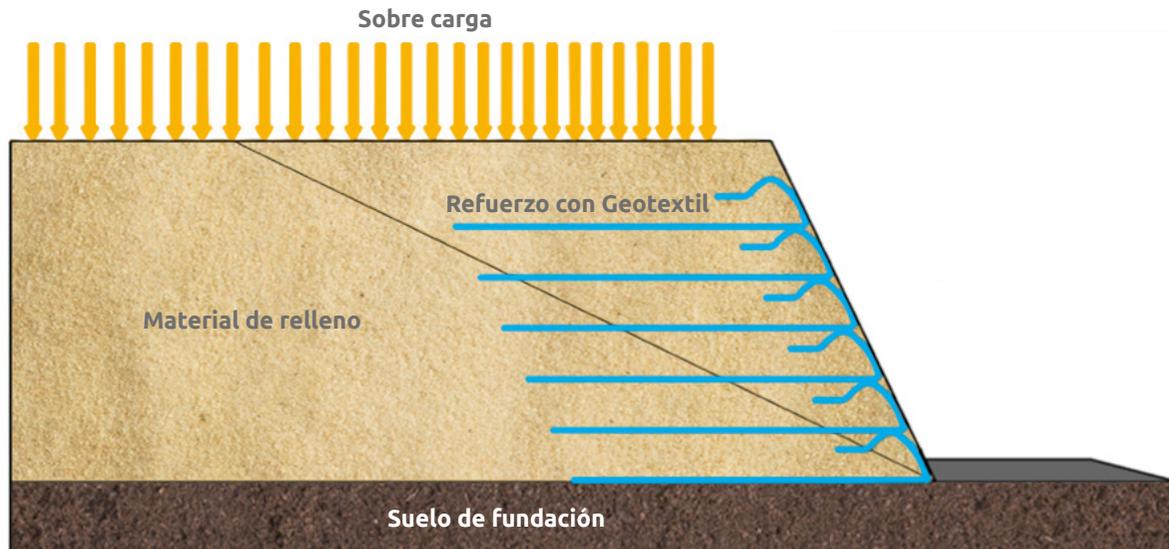
- a. **Reducción en el volumen de relleno:** la inclusión de Geotextiles de refuerzo permite construir taludes con pendientes mayores al alguno de reposo; cumpliendo con los factores de seguridad requeridos.



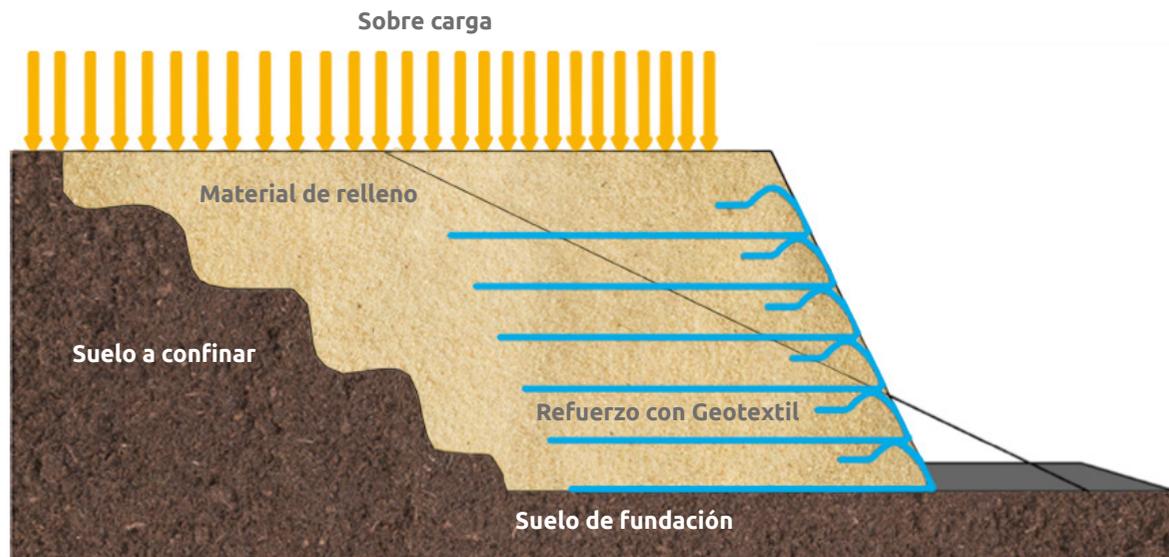
b. Reemplazar soluciones tradicionales: los taludes reforzados son una alternativa económicamente viable para construir estructuras de contención reemplazando soluciones tradicionales como la de muros en concreto.



c. Obtención de área plana adicional: los taludes o terraplenes reforzados son alternativas viables para la conformación o reconfiguración de áreas planas para la adecuación de proyectos civiles, soportando sobrecargas y garantizando la seguridad del proyecto.



d. **Reconstrucción de taludes en deslizamientos:** la reconformación y estabilización de áreas que han sido afectadas por deslizamientos del terreno, se ven favorecidas mediante la conformación de terraplenes reforzados al utilizar en su conformación parte o la totalidad del material deslizado.



e. **Conformación terraplenes viales:** en los proyectos modernos de infraestructura vial es necesario la construcción de grandes terraplenes para mantener la cota de la rasante de la vía. Reforzar estos terraplenes con Geotextiles Tejidos se convierte en una ventaja técnica para cumplir con los factores de seguridad requeridos, incluso considerando el uso de materiales de sitio que no cuentan con las mejores características geomecánicas.



12.3 Consideraciones de diseño

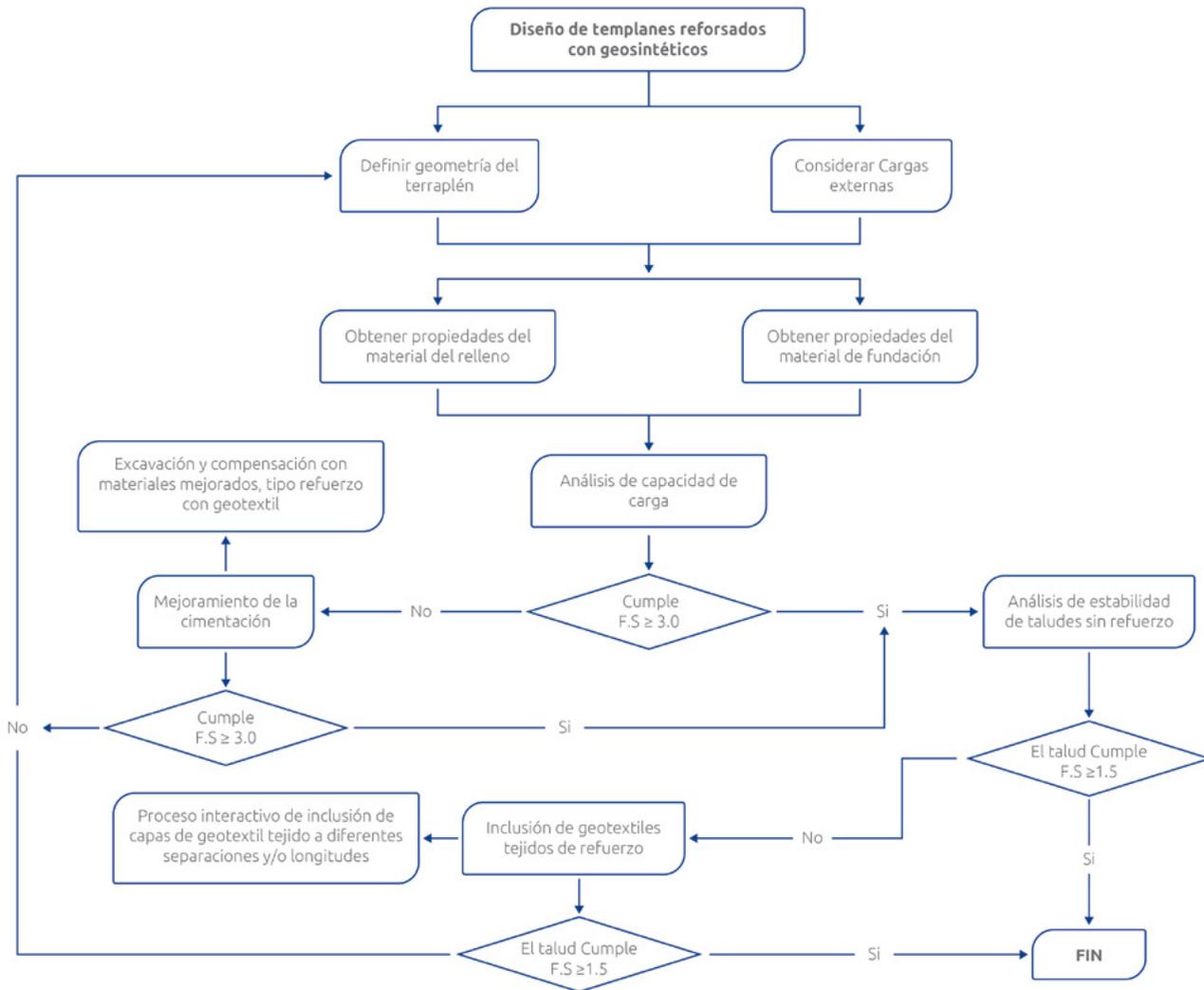
El diseño por estabilidad interna de los terraplenes corresponde a la determinación del Geotextil de refuerzo interno requerido y su distribución en capas, de manera que el factor de seguridad a la falla aumente. La metodología consiste en determinar, por los métodos clásicos de equilibrio límite, el factor de seguridad de la superficie potencial de falla (más crítica o más probable) que presentan los taludes del terraplén. Este factor de seguridad es el cociente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes.

Los Geotextiles Tejidos al tener la capacidad de asumir esfuerzos de tracción, desarrollan fuerzas resistentes por detrás de la superficie de falla, gracias al esfuerzo de corte que se genera entre el Geotextil y el suelo, tal efecto hace que se desarrolle una fuerza estabilizadora adicional a las determinadas normalmente y como resultado final el factor de seguridad ante la falla aumenta.

Una vez determinado el factor de seguridad del talud sin reforzar con la superficie potencial de falla en estudio, se revisa el factor de seguridad de la superficie potencial de falla para las condiciones de refuerzo preestablecidas. Las aplicaciones del Geotextil de refuerzo son consideradas críticas, si se hace necesaria la movilización del refuerzo a la tracción para estabilizar los taludes del terraplén, de tal forma que el factor de seguridad de la superficie potencial de falla aumente hasta un valor confiable. El refuerzo en el talud es considerado típicamente como "no crítico" si el factor de seguridad para el talud no reforzado es mayor a 1.1 y el refuerzo con Geosintéticos es usado para incrementar el factor de seguridad hasta un valor confiable.

Existen varios programas de computador para análisis de estabilidad de taludes, los cuales son una herramienta que facilitan la determinación de las superficies potenciales de falla.

Para diseñar taludes reforzados se recomienda llevar a cabo la siguiente metodología:



12.4 Procedimiento de diseño

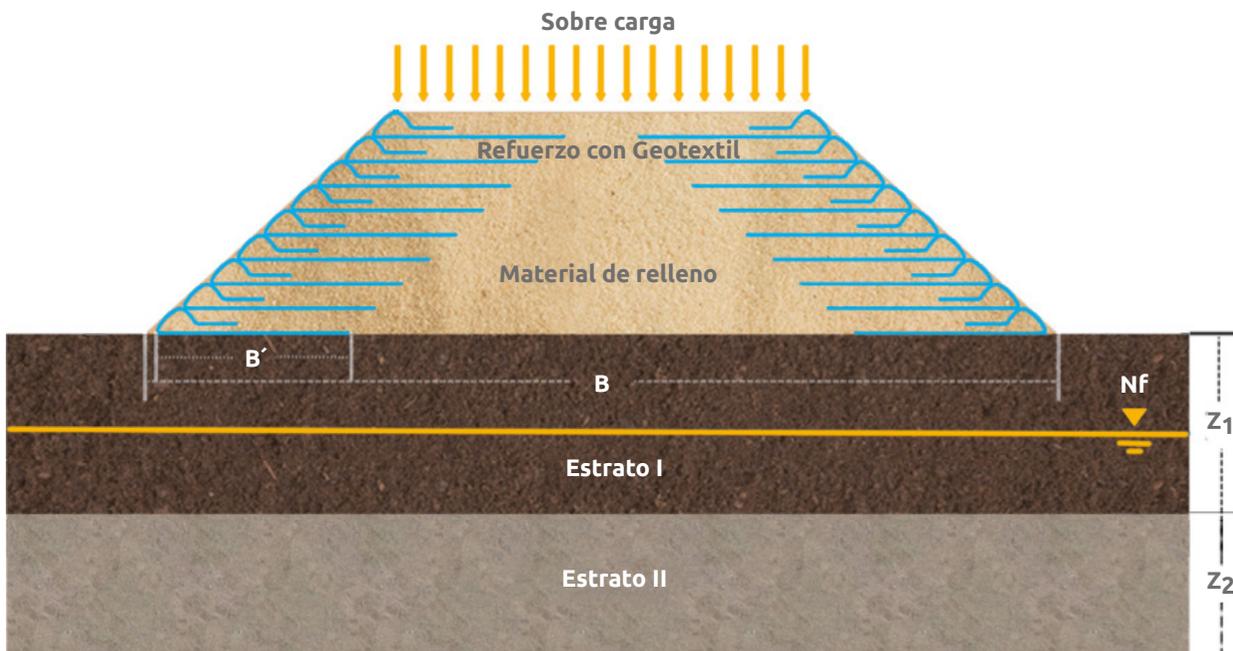
12.4.1 Establecer las dimensiones geométricas y condiciones de carga

Geometría y condiciones de cargas:

- ◆ Altura del terraplén, H .
- ◆ Ángulo del o de los taludes del terraplén, β .
- ◆ Establecer las cargas externas que tendrán el terraplén tales como sobrecargas (Q), (q), cargas vivas, cargas muertas, diseño sísmico, aceleración α_g .

12.4.2 Conocer el perfil estratigráfico del suelo de fundación, y determinar las propiedades geotécnicas

- Es muy importante conocer el perfil estratigráfico y las propiedades geotécnicas de los suelos de fundación encontrados: gradación e índice de plasticidad, parámetros de resistencia (c_u , c' , ϕ') y parámetros de consolidación para el cálculo de los asentamientos (C_c , C_r , C_v y σ_p'), con el objetivo de revisar las condiciones de fundación del terraplén. Se aclara que en esta metodología de diseño se suponen condiciones óptimas de cimentación. De presentarse problemas de inestabilidad por malas condiciones de cimentación es necesario estudiar alternativas de estabilización tales como: refuerzo de base de terraplenes con Geotextil, reemplazo de materiales y cimentación profunda.
- Localizar la altura del nivel freático NF y las condiciones de presencia de agua.
- Para terraplenes de reparaciones de taludes se debe identificar la superficie de falla, así como la causa de la inestabilidad.



▲ Figura 12.1 | Configuración típica terraplén.

En la Figura 12.1 se muestra la configuración típica de un terraplén en donde B es la base total del terraplén y B' es la base del terraplén reforzada. Cuando se tienen condiciones de baja capacidad de carga o suelos propensos a asentamiento, es recomendable instalar las capas de Geotextil inferiores en toda la base del terraplén o talud.

12.4.3 Establecer las propiedades geomecánicas del suelo que se utilizará para la conformación del terraplén

Normalmente los materiales usados en la construcción de terraplenes reforzados son de tendencia granular, aunque en varios casos se han construido muros y terraplenes reforzados con materiales que tienen más del 50% de suelo fino.

El uso de altos porcentajes de suelo fino como material de construcción de terraplenes requiere adelantar análisis y estudios especiales para evaluar su comportamiento a largo plazo. Estos análisis incluyen comportamiento mecánico y permeabilidad, analizando los efectos de los posibles cambios de humedad dentro del material, donde los límites de plasticidad juegan un papel importante. También es importante estudiar el tipo de compactación durante el proceso constructivo para alcanzar altas densidades y evitar deformaciones internas.

A manera de recomendación y con base en la especificación AASHTO-17, en la tabla 12.1 se presenta una descripción de los tipos de suelo que pueden utilizarse en la construcción de terraplenes o reconformación de taludes.

Tabla 12.1 Recomendaciones para los suelos de conformación de terraplenes o taludes reforzados

Características	Suelos seleccionados	Suelos adecuados	Suelos tolerables
Partes del terraplén a las que se aplican	Todas	Todas	Cimiento y núcleo
tamaño máximo, mm	75	100	150
Porcentaje que pasa el tamiz de 2 mm (N° 10) en masa, máximo	80	80	-
porcentaje que pasa el tamiz de 75 µm (N° 200) en masa ,máximo	25	35	35
Contenido de material orgánico, máximo (%)	0	1	1
límite líquido, máximo (%)	30	40	40
índice de plasticidad máximo (%)	10	15	-
CBR de laboratorio, mínimo (%)	10	5	3
Expansión en prueba CBR, máximo (%)	0	2	2
índice de colapso, máximo (%)	2	2	2
contenido de sales solubles ,máximo (%)	0.2	0.2	-

Adicional a estos valores, es necesario obtener propiedades geomecánicas para los análisis de estabilidad y el proceso constructivo, las cuales son:

- Propiedades para la compactación del Proctor modificado: densidad máxima y humedad óptima de compactación (γ_{dmax} , ω_{optima}).
- Parámetros de resistencia al corte, c' , ϕ' .

12.4.4 Establecer los parámetros de diseño del Geotextil de refuerzo

a. Resistencia a la tracción disponible del Geotextil (T_{adm}):

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} \quad (\text{Ec. 12.1})$$

$$FS = FR_{ID} * FR_{FL} * FR_{DQB} \quad (\text{Ec. 12.2})$$

Donde:

T_{ult} = Resistencia última del Geotextil por el método de la tira ancha. (ASTM D 4595) la cual aparece en las fichas técnicas del producto.

T_{adm} = Resistencia a la tracción disponible del Geotextil.

FR_{ID} = Factor de reducción por daños de instalación.

FR_{FL} = Factor de reducción por fluencia o creep.

FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica.

Los rangos para los factores de reducción se mencionan en la Tabla 3.1 del presente manual.

b. Resistencia Pullout:

$$FS_p = \frac{P_R}{T_{req}} \quad (\text{Ec. 12.3})$$

$$FS_p = \frac{2 * L_e * \phi * F * \sigma_v}{T_{req}}$$

Donde:

T_{req} = Resistencia Pullout requerida.

P_R = Resistencia pullout por unidad de ancho de refuerzo.

L_e = Longitud de empotramiento (longitud del Geotextil detrás de la superficie de falla definida).

F = Factor de resistencia Pullout¹.

ϕ = Factor de resistencia al arrancamiento de los Geosintéticos².

σ_v = Esfuerzo vertical total.

¹ F es obtenido en ensayos Pullout con el suelo y el Geotextil que se va a usar para cada caso en particular, puede usarse como valor conservativo $F = 2/3 \tan \phi$.

² ϕ en condición estática es de 0.9 y en condición pseudoestática es de 1.2.

En este análisis se debe considerar los siguientes factores de seguridad con base en pasa tamiz #4.

Geosintético/ Material de Relleno	Pasa Tamiz #4 > 50%	Pasa Tamiz #4 < 50%
Geomalla	F.S \geq 2.0	F.S \geq 1.5
Geotextil Tejido	F.S \geq 1.5	F.S \geq 2.0

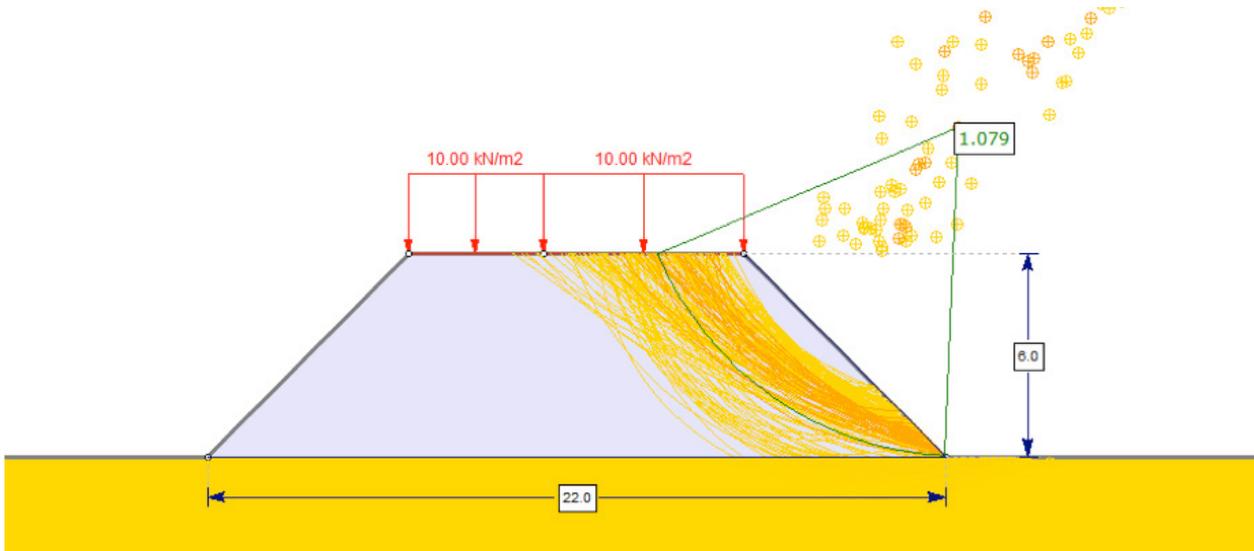
12.4.5 Análisis de estabilidad de los taludes del terraplén sin refuerzo

Los análisis de estabilidad de los taludes del terraplén se realizan con metodología convencional por medio de análisis de equilibrio límite en donde se determina el factor de seguridad más crítico de las superficies potenciales de falla y la zona crítica a reforzar, así como los momentos y/o fuerzas actuantes.

Cuando la inclinación de las caras o taludes del terraplén no son simétricas o las condiciones de frontera son diferentes es necesario hacer el análisis de estabilidad a los dos taludes del terraplén.

Varios programas de computador están disponibles para su uso alrededor del mundo y son una herramienta que facilita la determinación de las superficies potenciales de falla y la zona crítica a reforzar. Algunos ejemplos de estos programas son PCSTABLE desarrollado por la Universidad de Purdue, el programa XSTABL desarrollado por la Universidad de Idaho y el programa ReSSA realizado por ADAMA Engineering para la Federal Highway Administration (FHWA).

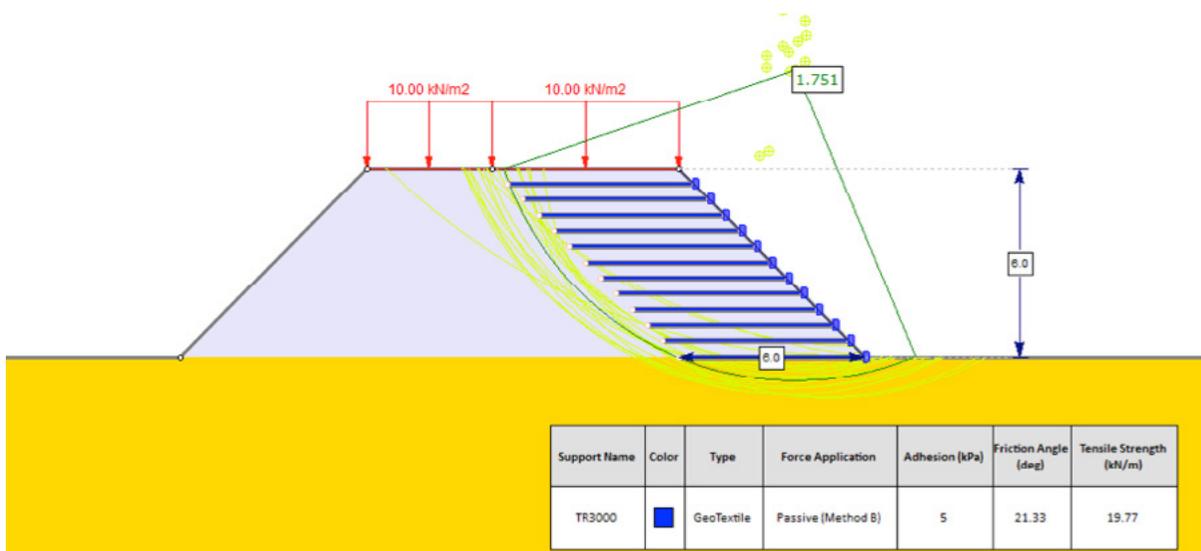
Es conveniente anotar que además de analizar la superficie de falla más crítica se debe tomar en cuenta la zona de falla conformada por todas aquellas superficies de falla que tengan un factor de seguridad menor a 1.5 (Ver Figura 12.2).



▲ Figura 12.2 | Resultado de un análisis de estabilidad a un talud sin refuerzo Realizado en Slide 7.0.

Se recomienda que al utilizar programas de estabilidad de taludes como el Slide de Rocscience, teniendo en cuenta las condiciones del proyecto y el tipo de análisis en equilibrio límite más adecuado, se efectúen análisis bajo diferentes condiciones de falla (circular, planar o combinada) y por las siguientes metodologías:

- ◆ Bishop simplified: equilibrio de fuerzas en X, no en Y, equilibrio de momentos.
- ◆ GLE/Morgenstern-Price: equilibrio de Fuerzas y equilibrio de momentos.
- ◆ Janbu simplified: equilibrio de fuerzas.
- ◆ Spencer: equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos.



▲ Figura 12.3 | Resultado de un análisis de estabilidad a un talud con refuerzo Realizado en Slide 7.0.

12.4.6 Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud

Teniendo en cuenta las superficies de falla con factores de seguridad menores a 1.5, determinados en un programa de estabilidad de taludes o trazando superficies de falla, se procede a aplicar la ecuación de equilibrio límite como:

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Desestabilizantes}} \quad (\text{Ec. 12.4})$$

$$FS = \frac{\tau * L_{st} * R}{W * X * q * d} \quad (\text{Ec. 12.5})$$

Donde:

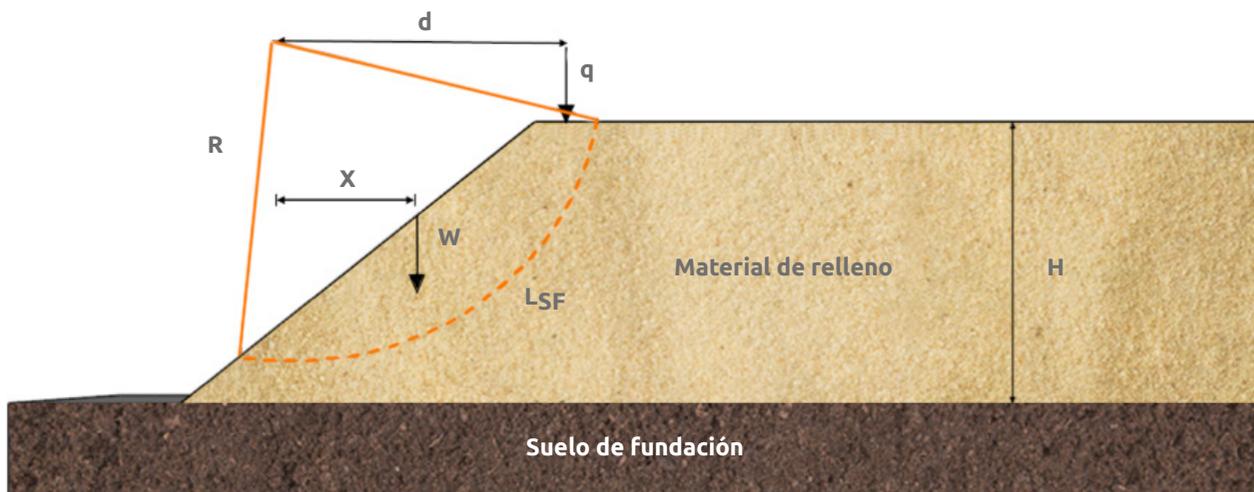
τ = Resistencia al corte del suelo.

L_{st} = Longitud de la superficie de falla.

R = Radio.

W = Peso del segmento de tierra.

q = Sobrecarga.



▲ Figura 12.4 | Esquema superficie de falla.

Para la superficie de falla que se está diseñando el refuerzo, se calcula el momento desestabilizante M_D y el momento resistente M_R .

Como:

$$\begin{aligned} M_D &= w \cdot x \cdot q \cdot d \\ M_R &= M_D \cdot FS_U \\ M_R &= (w \cdot x \cdot q \cdot d) \cdot FS_U \end{aligned} \quad (\text{Ec. 12.6})$$

Donde:

FS_U = Calculado en el programa de estabilidad u obtenido manualmente trazando superficies de falla.

Se determina la fuerza total a la tensión que suministra el refuerzo T , requerida para obtener el factor de seguridad de talud reforzado $FS_R = 1.5$:

$$\begin{aligned} T_{\text{total}} &= \frac{FS_R \cdot M_D - M_R}{R} \\ T_{\text{total}} &= \frac{FS_R \cdot M_D - M_R}{R} \\ T_{\text{total}} &= \frac{(FS_R - FS_U) \cdot M_D}{R} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 12.7})$$

Donde:

FS_R = Factor de seguridad requerido (Normalmente es 1.5).
 FS_U = Factor de seguridad del talud sin refuerzo.
 R = Radio de la superficie de falla.

La fuerza necesaria que debe suministrar cada capa de Geotextil es:

$$T_{\text{max}} = \frac{T_{\text{total}}}{\text{espaciamientos requeridos}} \quad (\text{Ec. 12.8})$$

Se repite lo anterior hasta obtener una distribución adecuada.

Para taludes con alturas bajas ($H < 6$ m) asumir una distribución uniforme del refuerzo y usar T_{total} para determinar el espaciamiento del refuerzo.

Para taludes altos ($H > 6$ m) dividir el talud en dos zonas de refuerzo (T_{superior} y T_{inferior}) o en tres zonas de refuerzo (T_{superior} , T_{medio} y T_{inferior}) de iguales dimensiones y usar la siguiente distribución de T :

Para dos zonas:

$$T_{\text{Superior}} = \frac{1}{4} * T_{\text{total}}$$

$$T_{\text{inferior}} = \frac{3}{4} * T_{\text{total}}$$

Para tres zonas:

$$T_{\text{Superior}} = \frac{1}{6} * T_{\text{total}}$$

$$T_{\text{medio}} = \frac{1}{3} * T_{\text{total}}$$

$$T_{\text{inferior}} = \frac{1}{2} * T_{\text{total}}$$

Se determina el espaciamiento vertical del refuerzo S_v .

Para cada zona, se calcula la tensión de diseño del refuerzo, T_g , requerida para cada capa asumiendo el espaciamiento S_v . Si la resistencia a la tensión es conocida, se calcula el espaciamiento vertical y el número de capas de refuerzo N , requeridas para cada zona.

$$T_g = T_{\text{adm}} * R_c$$
$$T_g = \frac{T_{\text{zona}} * S_v}{H_{\text{zona}}} \quad (\text{Ec. 12.9})$$
$$T_g = \frac{T_{\text{zona}}}{N}$$

Donde:

R_c = Porcentaje de cubrimiento del refuerzo ($R_c = 1$ para planos continuos).

T_{zona} = Resistencia máxima a la tensión requerida para cada zona; T_{zona} .

S_v = para taludes bajos ($H < 6$ m).

T_{zona} = Espaciamiento vertical del refuerzo.

H_{zona} = Altura de la zona y es igual en la parte superior, media e inferior para taludes altos ($H > 6$ m).

Se determina la longitud de empotramiento requerida, L_e .

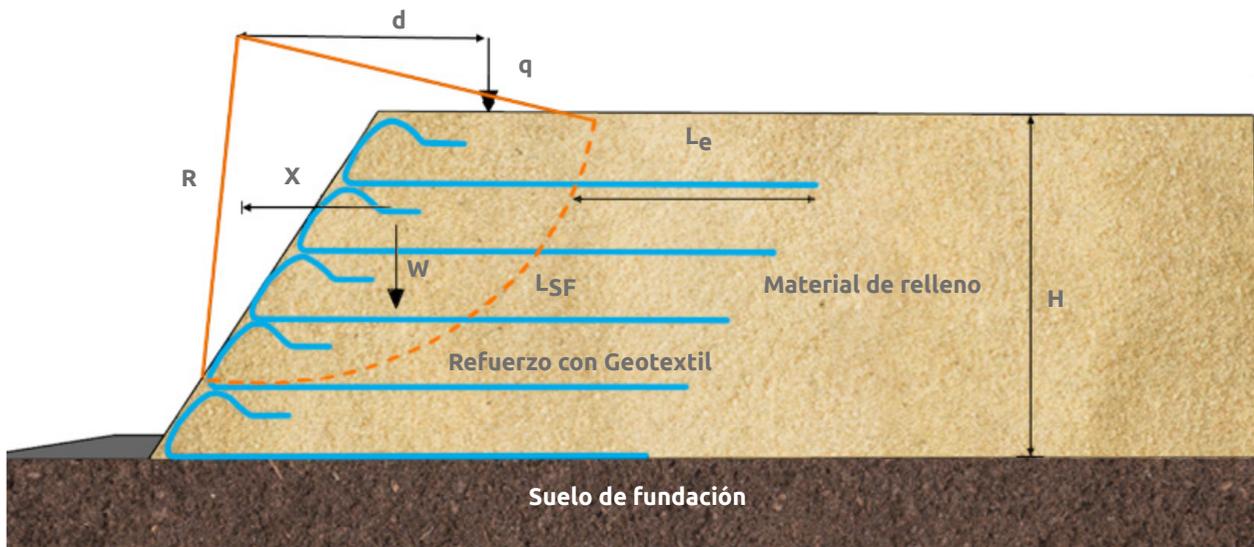
$$L_e = \frac{T_{\max}}{F \cdot \phi \cdot \sigma_v \cdot 2} \quad (\text{Ec. 12.10})$$

Donde:

F = Factor de resistencia del ensayo pullout, si no se tiene disponible el ensayo pullout use para Geotextiles $F = 2/3 \tan \phi$. Donde ϕ es el ángulo de fricción interna.

ϕ = Factor de resistencia use 0.9 o 1.2, según aplique.

L_e = Longitud de empotramiento, mínima de 1m.



▲ Figura 12.5 | Esquema superficie de falla con Geosintéticos de refuerzo.

12.4.7 Chequeo a la estabilidad externa

Chequeo al deslizamiento

Se debe determinar el factor de seguridad al deslizamiento el cual debe ser mayor a 1.6. De no ser así se debe ampliar la base, la longitud del refuerzo del terraplén o aumentar la profundidad de desplante.

$$FS_D = \frac{\sum \text{Fuerzas Horizontales}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales desestabilizantes}}$$

$$FS_D = \frac{(W + P_a + \text{sen}(\theta))}{p_a \cdot \cos(\theta)} \quad (\text{Ec. 12.11})$$

$$W = \frac{1}{2} L^2 \cdot \gamma \cdot \tan(\beta) \rightarrow \text{para } L < H$$

$$W = \frac{L \cdot H \cdot H^2}{2 \cdot \tan(\beta)} \rightarrow \text{para } L > H \quad (\text{Ec. 12.11})$$

Donde:

FS_D = Factor de seguridad al deslizamiento (> 1.5).

L = Longitud del refuerzo en la capa inferior.

H = Altura del talud.

P_a = Presión activa de tierra.

δ_{sg} = Ángulo de fricción entre el suelo de fundación y el Geotextil.

β = Ángulo del talud.

μ = Peso unitario del material de relleno.

Chequeo a la estabilidad global o estabilidad general

El efecto de la construcción de un terraplén genera una sobrecarga en el sitio en donde se está implantando, por tal motivo es necesario revisar la estabilidad general o global del sitio con el objeto de garantizar la estabilidad del lugar o de la obra.

Éste análisis se realiza por métodos clásicos de estabilidad considerando superficies de falla generales donde se incluye el suelo de fundación y evaluando factores de seguridad o probabilidades de falla.

Capacidad portante

Se debe calcular la capacidad portante última y admisible del terreno con el objetivo de compararla con la presión de contacto transmitida por el terraplén. Complementariamente se recomienda estimar la magnitud del asentamiento, usando métodos tradicionales de la geotecnia.

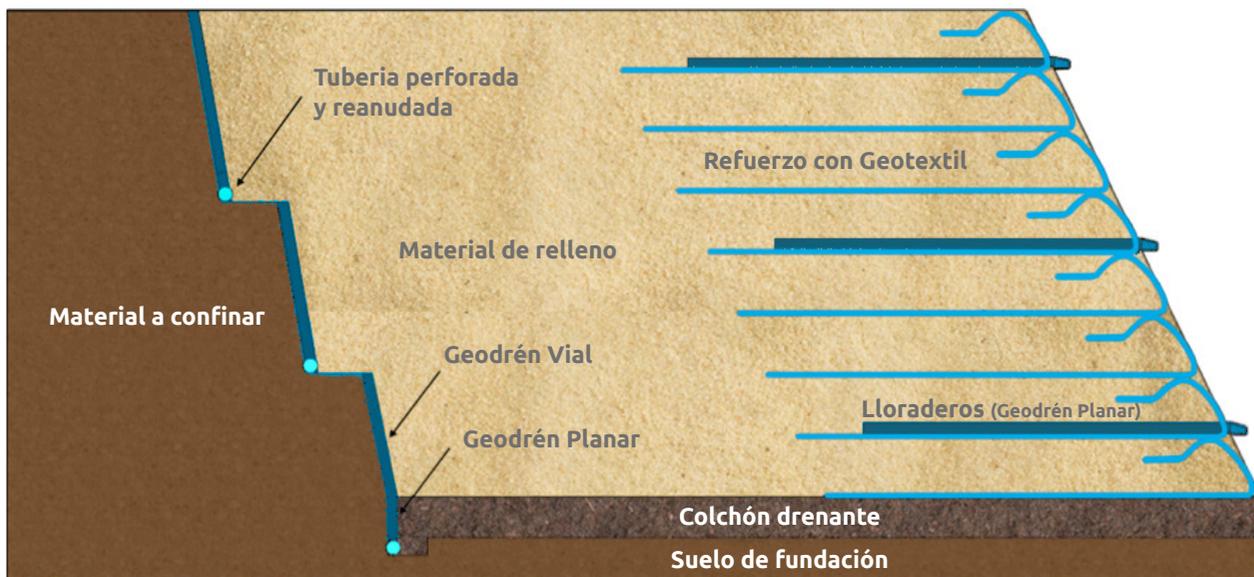
Sistemas de drenaje y subdrenaje

Proveer un adecuado sistema de drenaje y subdrenaje es crítico para mantener la estabilidad del terraplén o los taludes reforzados. La redundancia en el drenaje y subdrenaje es recomendable en este tipo de estructuras.

Las obras de drenaje son todas aquellas obras que se deben construir de tal forma que se maneje en forma correcta el agua de escorrentía y se minimice la infiltración. Tales obras son por ejemplo las cunetas, zanjas de corona, disipadores de energía y alcantarillas.

En todos los casos se deben construir las obras de subdrenaje ya que son vitales en garantizar la estabilidad de la estructura. Básicamente son de dos tipos:

- 🍃 **Dren chimenea:** ubicado en el espaldón del terraplén; se puede utilizar un espesor de grava entre 30 a 60 cm forrado con Geotextil No Tejido o un Geodrén Planar más un Geodrén Vial (Ver Figura 12.6).
- 🍃 **Lloraderos:** se pueden utilizar tuberías perforadas, normalmente de 2½" forradas con Geotextil No Tejido, o Geodrén Planar de 0.5m de altura instalados de forma horizontal. Los lloraderos permiten la salida del agua de exceso que pueda llegar a los materiales térreos que conforman el terraplén.
- 🍃 **Colchón Drenante:** el colchón drenante está constituido por un espesor de material granular, que en lo posible debe cubrir toda la superficie de cimentación, protegido con un Geotextil No Tejido diseñado para que pase el agua y retenga las partículas finas de la estructura; este elemento ayuda a la disipación de la presión de poros y al abatimiento del nivel freático.



▲ Figura 12.6 | Esquema de obras de subdrenaje en un terraplén.



▲ Terraplenes Reforzados | Concejo de Bogotá.

12.5 Ejemplo de diseño

Se requiere construir un terraplén de 6 metros de altura sobre el cual se proyecta construir una estructura de pavimento la cual transmite una sobrecarga $q = 10 \text{ KPa}$.

1. Condiciones geométricas del talud

$$H = 6.0 \text{ m}$$

$$\beta = 45^\circ$$

$$q = 10 \text{ kPa}$$

2. Propiedades geomecánicas del suelo de fundación

El perfil estratigráfico presenta un estrato de 10 metros conformado por un limo arenoso arcilloso de consistencia dura, de baja plasticidad.

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\omega_{\text{natural}} = 18\%$$

$$LL = 42\%$$

$$\begin{aligned}LP &= 23\% \\IP &= 19\% \\C_u &= 12.7 \text{ kPa} \\ \phi' &= 27^\circ \\ C' &= 10 \text{ kPa}\end{aligned}$$

3. Propiedades geomecánicas del suelo que se utilizará para conformar el terraplén

$$\begin{aligned}IP &= 20\% \\ \gamma_t &= 21 \text{ kN/m}^3 \\ \omega_{\text{óptima}} &= 14\% \\ \phi' &= 30^\circ \\ C' &= 1 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Tabla 12.2 Granulometría del material a utilizar en el terraplén

Tamiz (mm)	% Pasa
19.0	100
9.50	80
4.75	65
2.00	50
0.425	35
0.075	25

4. Parámetros de diseño del refuerzo

Los Geotextiles Tejidos que podrían utilizarse como alternativas de refuerzo son T2100, T2400, TR3000, TR4000 y TR5000 HF.

$$FS = FR_{ID} * FR_{FL} * FR_{FGB}$$

$$FS = 1.1 * 2.0 * 1.1 = 2.5$$

🟢 **Geotextil Tejido 2100:**

$$T_{ult} = 37 \text{ kN/m (Ver Apéndice A: Especificaciones De Productos)}$$

$$T_{adm} = \frac{37 \text{ kN/m}}{2.5}$$

$$T_{adm} = 14.8 \text{ kNm}$$

🟢 **Geotextil Tejido 2400:**

$$T_{ult} = 41 \text{ kN/m (Ver Apéndice A: Especificaciones De Productos).}$$

$$T_{adm} = T_{ult} / FS.$$

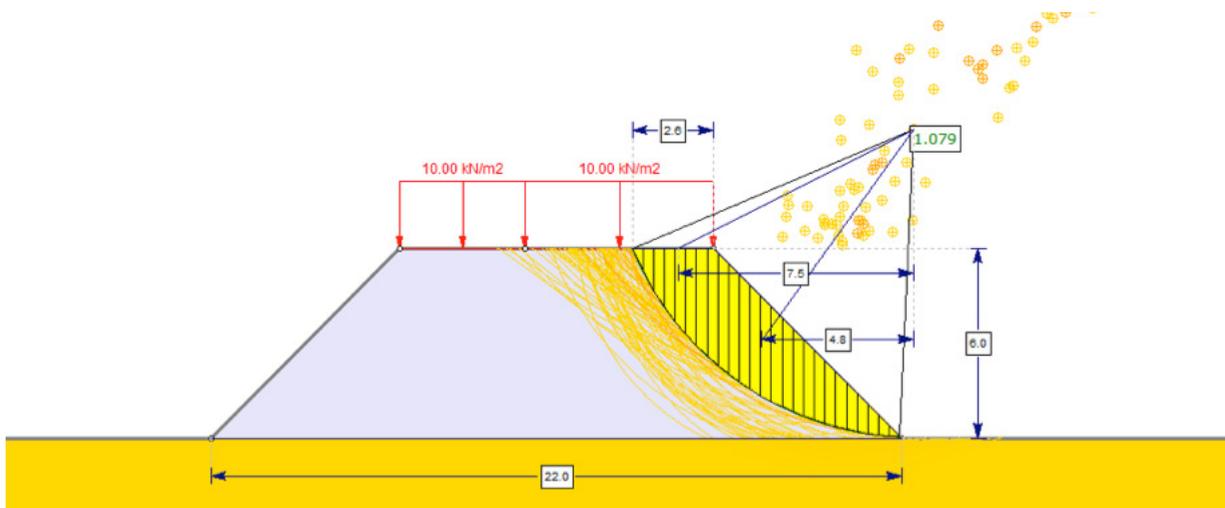
$$T_{adm} = 40 \text{ kN/m} / 2.5 .$$

$$T_{adm} = 16.4 \text{ kN/m.}$$

5. Análisis de estabilidad del talud sin refuerzo. Es más preciso y más fácil utilizar algún programa de estabilidad, en este caso se utilizó el Slide 7.0.

Es importante tener en cuenta que cuando se realice el análisis de estabilidad se deben utilizar las propiedades geomecánicas de los dos suelos, las del suelo de fundación y las del material que se utilizará para construir los terraplenes, con el objetivo de analizar las diferentes superficies de falla.

No solo se debe tener en cuenta la superficie de falla crítica sino también todas aquellas superficies de falla que su factor de seguridad sea menor a 1.5.



▲ *Figura 12.7 | Resultado del análisis de estabilidad del talud sin refuerzo Realizado en Slide 7.0.*

6. Diseño del refuerzo necesario para la estabilidad del talud

🍃 Cálculo de momentos, M_D y M_R

$$M_D = W * x + q * d.$$

$$W = 20.5 \text{ m}^2 * 21 \text{ kN/m}^3 = 430.5 \text{ kN/m}.$$

$$X = 4.8 \text{ m}.$$

$q = 26.0 \text{ kN/m}$ (la sobrecarga es de 10 kN/m^2 , la parte que está dentro de la superficie de falla es de 2.6 m , lo que se hace es determinar una carga puntal que es de 26.0 kN/m equivalente a la carga distribuida).

$$d = 7.50 \text{ m}.$$

$$M_D = 430.5 * 4.8 + 26.0 * 7.50 = 2,261.5 \text{ kN-m/m}.$$

$$M_R = M_D * FS_U = 2,261.5 * 1.08 = 2,442.4 \text{ kN-m/m}.$$

$$R = 9.72 \text{ m}.$$

$$T_{\text{total}} = [(FS_R - FS_U) * M_D] / R.$$

$$T_{\text{total}} = [(1.5 - 1.08) * 2,261.5] / 9.72 = 97.72 \text{ kN/m}.$$

🍃 Determinación de la distribución de los refuerzos:

Se pueden proponer tiras de Geotextil Tejido cada 0.2 y 1.0m de espesor. Sin embargo, se recomienda por aspectos constructivos no compactar capas superiores a 25cm y 50cm . Como es un terraplén de 6m de altura se recomienda una distribución uniforme.

$$T_g = T_{\text{total}} / N$$

$$T_g = 97.71 \text{ kN/m} / 12 = 8.2 \text{ kN/m}$$

El Geotextil Tejido T2100 presenta un T_{adm} de 14.8 kN/m

El Geotextil Tejido T2400 presenta un T_{adm} de $16,4 \text{ kN/m}$

Tomando como base la resistencia admisible del Geotextil T2100 se calcula el número de capas necesarias para la estabilización así: $N = 105.7/14,8 \approx 8$ capas. Teniendo en cuenta la recomendación constructiva de un espesor homogéneo se recomiendan 12 capas espaciadas 50cm .

◆ Determinación de la longitud de empotramiento L_e :

$$L_e = (T_{adm} * FS) / (F * \alpha * \sigma_v' * 2).$$

$$FS = 1.5.$$

$$T_{adm} = 12.3 \text{ kN/m}.$$

$$F = 2/3 \tan \varphi = 0.385.$$

$$\alpha = 0.9.$$

$$\sigma_v' = \text{Esfuerzo vertical, es función de la profundidad } (\gamma * h).$$

Realizar la siguiente tabla:

Tabla 12.3 Resultados de espesores de capa y longitud del Geotextil

No. Capa	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

* La longitud total de las capas de refuerzo deben ser aproximadas a un múltiplo de 0.5m para facilitar su proceso constructivo. Estas longitudes deben ser revisadas una vez sea evaluada la estabilidad externa y global del talud.

Donde:

S_v = Espesor de la capa.

L_o = Longitud del dobléz use 1.0m.

L_g = Longitud geométrica que va desde la cara del terraplén hasta la superficie de falla.

L_e = Longitud de empotramiento detrás de la superficie de falla.

L_T = Longitud total, la cual es la suma de $S_v + L_O + L_g + L_e$.

En los programas de análisis de estabilidad de taludes modernos se puede realizar el cálculo de la longitud de empotramiento, separación de capas y tipo de Geotextil, mediante un proceso iterativo donde se busque un factor seguridad superior a 1.5.

🍃 Chequeo al deslizamiento

Una vez realizado el diseño de las capas de refuerzo del talud se revisa la estabilidad al deslizamiento del talud reforzado teniendo en cuenta la longitud de la capa inferior del refuerzo. El factor de seguridad al deslizamiento se calcula de la siguiente forma:

$$W = [7 \text{ m} * 6 \text{ m} - 36 \text{ m}^2 / (2 * \tan 45)] * 21 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \text{para } L > H$$
$$W = 504.0 \text{ kN/m}$$

El empuje generado en el espaldón del talud es:

$$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_t * H^2$$
$$P_a = \frac{1}{2} * 0.33 * 21 \text{ kN/m}^3 * (6 \text{ m})^2$$
$$P_a = 124.74 \text{ kN/m}$$

Según la ecuación (12.11) el factor de seguridad es:

$$FS_D = [(504 + 124.74 * \sin 30) \tan 21.6] / (124.74 * \cos 30)$$
$$FS_D = 2.0 > 1.5$$

Posteriormente se debe realizar el chequeo a la estabilidad global y capacidad de carga, teniendo en cuenta las condiciones particulares del sitio del proyecto.

Finalmente se debe realizar los diseños del sistema de drenaje y subdrenaje los cuales son de vital importancia para la estabilidad de la estructura a largo plazo.

12.6 Bibliografía

- ◆ 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

REFUERZO DE TERRAPLENES SOBRE

Suelos blandos

13.1 Introducción

Cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, estos pueden transmitir una presión de contacto generando esfuerzos cortantes que pueden llegar a superar la resistencia al corte del suelo de fundación causando una falla en la base del terraplén. Un adecuado diseño de capas de Geotextil Tejido de alta resistencia, colocadas en la base del terraplén permite desarrollar un refuerzo a la tracción de tal manera que el factor de seguridad ante la falla del terraplén aumente hasta un valor confiable.

El refuerzo con Geotextil puede disminuir los desplazamientos horizontales, verticales y los asentamientos diferenciales, sin embargo, no se recomienda considerarlo como un factor que disminuya asentamientos por consolidación primaria ni secundaria.

El uso de Geotextiles Tejidos de alta resistencia para la construcción de terraplenes sobre suelos blandos puede presentar los siguientes beneficios:

- ◆ El incremento del factor de seguridad.
- ◆ La posibilidad de incrementar la altura del terraplén.
- ◆ Reducción de pérdida y contaminación de los materiales granulares.
- ◆ Disminución de los asentamientos diferenciales.

Existen varias alternativas para la estabilización de terraplenes sobre suelos blandos dependiendo de las condiciones particulares de cada caso, algunas soluciones pueden ser:

Reemplazo de suelos con otro de mejor resistencia, mejoramiento con pilotes, mechas drenantes o drenes verticales, Geotextiles de refuerzo entre otros. Está demostrado que el refuerzo con Geotextiles Tejidos de alta resistencia es una alternativa de estabilización a un bajo costo comparado con otras alternativas. En algunos casos la solución técnica y económicamente más conveniente puede ser la combinación de tratamientos convencionales como por ejemplo reemplazos de materiales en la fundación alternados con el refuerzo proporcionado por los Geotextiles.

El refuerzo de terraplenes sobre suelos de baja capacidad de soporte aplica para las siguientes dos condiciones:

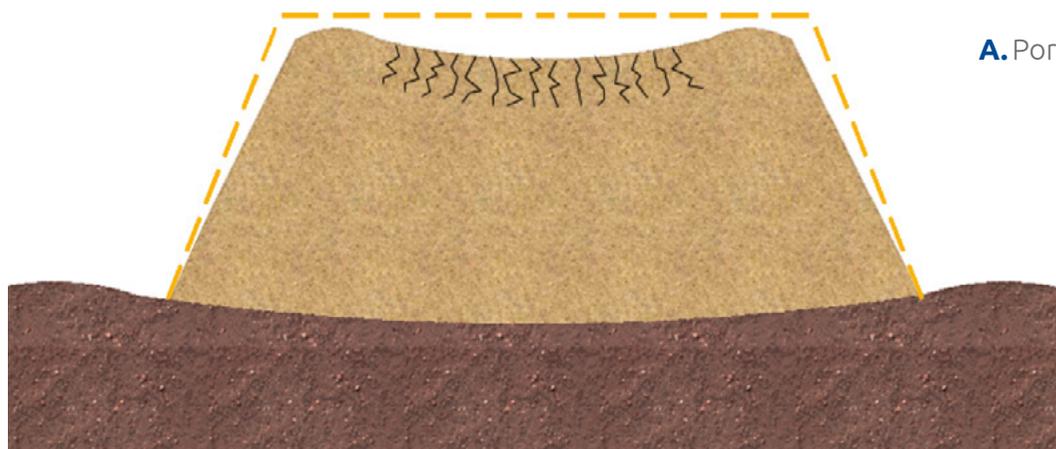
En suelos muy blandos y saturados tales como arcillas, limos o turbas. La segunda situación es la construcción de terraplenes sobre materiales que presentan grietas, fisuras o vacíos (típicas de suelos residuales los cuales presentan estructuras heredadas).

Los Geotextiles también pueden ser usados como elementos de separación para evitar la contaminación de los materiales seleccionados que conforman al terraplén.

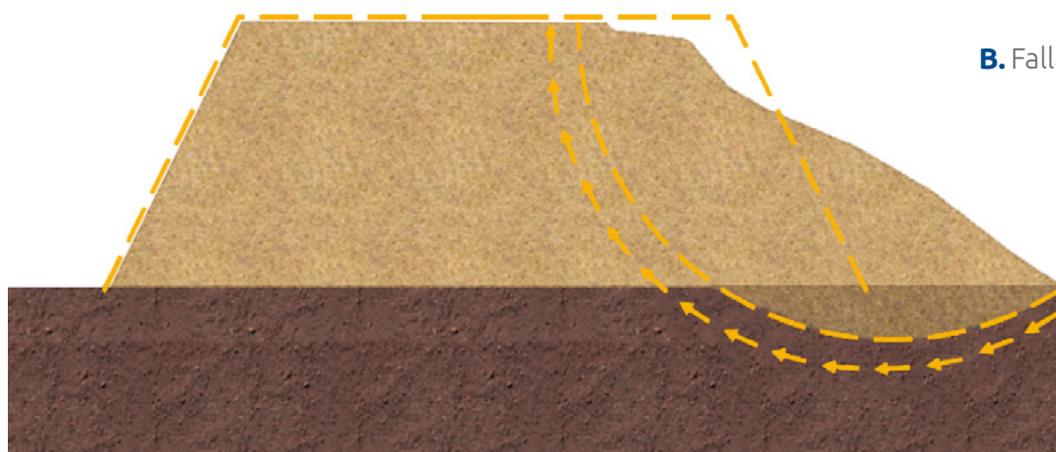
Si la función y aplicación que cumplirá el Geotextil solo va a ser la de separación, el diseño se debe basar en garantizar la supervivencia en la construcción y posterior vida útil, se puede pensar en Geotextiles que tengan alta elongación como son los Geotextiles No Tejidos. Para este caso se debe considerar que el Geotextil no aporta resistencia a la tensión.

13.2 Consideraciones de diseño

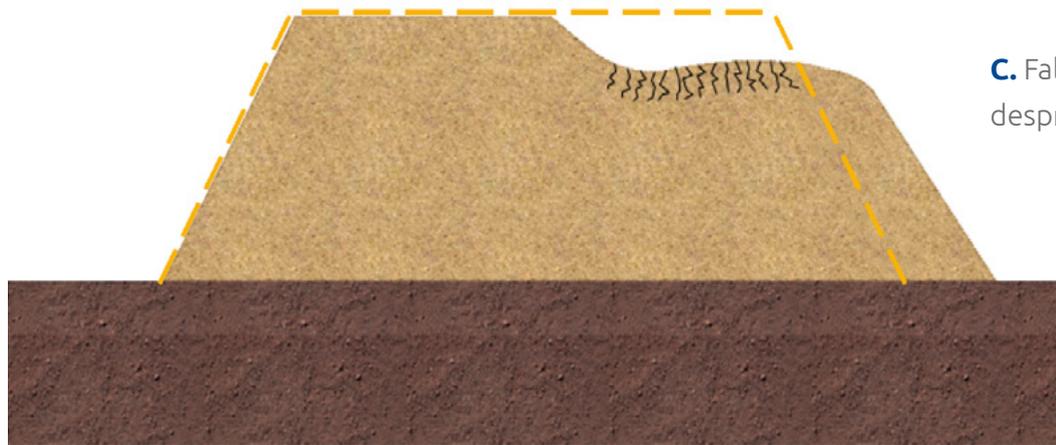
En los terraplenes construidos sobre suelos blandos de baja capacidad portante se puede presentar cuatro tipos de falla:



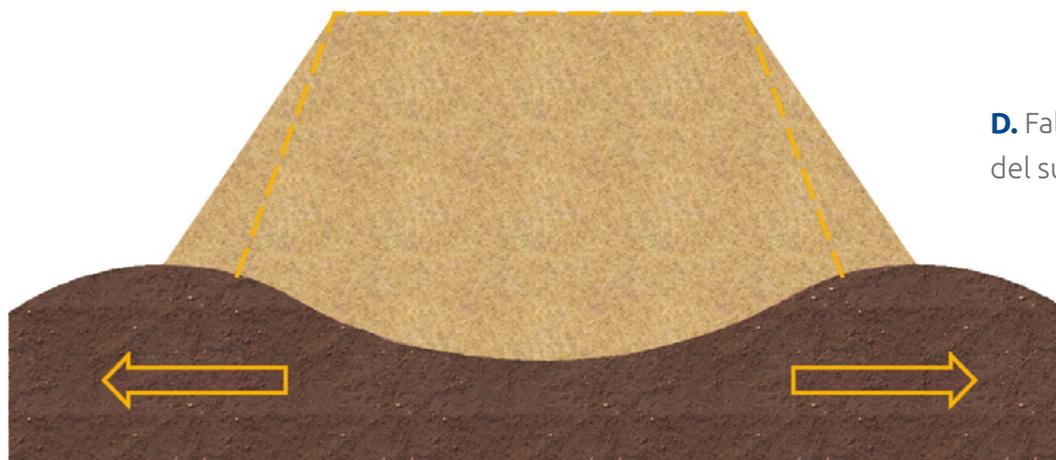
A. Por capacidad portante.



B. Falla rotacional de base.



C. Falla por desprendimiento lateral.



D. Falla por expulsión del suelo blando

En esta guía de diseño se presenta la metodología para determinar el Geotextil necesario para la estabilización por los modelos de falla antes descritos, la estabilidad interna de los taludes se debe analizar por separado¹.

Las cuatro posibilidades de modelos de falla indican los tipos de análisis de estabilidad interna que se requieren, también se debe tener en cuenta los demás chequeos de estabilidad externa necesarios en todos los casos.

El procedimiento de diseño de terraplenes sobre suelos blandos se realiza por métodos convencionales de geotecnia con algunas modificaciones por la inclusión del refuerzo.

Las condiciones que mejor modelan el comportamiento de terraplenes sobre suelo blandos son las de análisis en términos de esfuerzos totales y las más apropiadas para el diseño del refuerzo. (Holtz, 1989).

¹ Ver Capítulo 12 - Refuerzo de taludes.

13.3 Metodología de diseño

13.3.1 Establecer las dimensiones geométricas, condiciones de carga, tiempo de construcción y condiciones ambientales

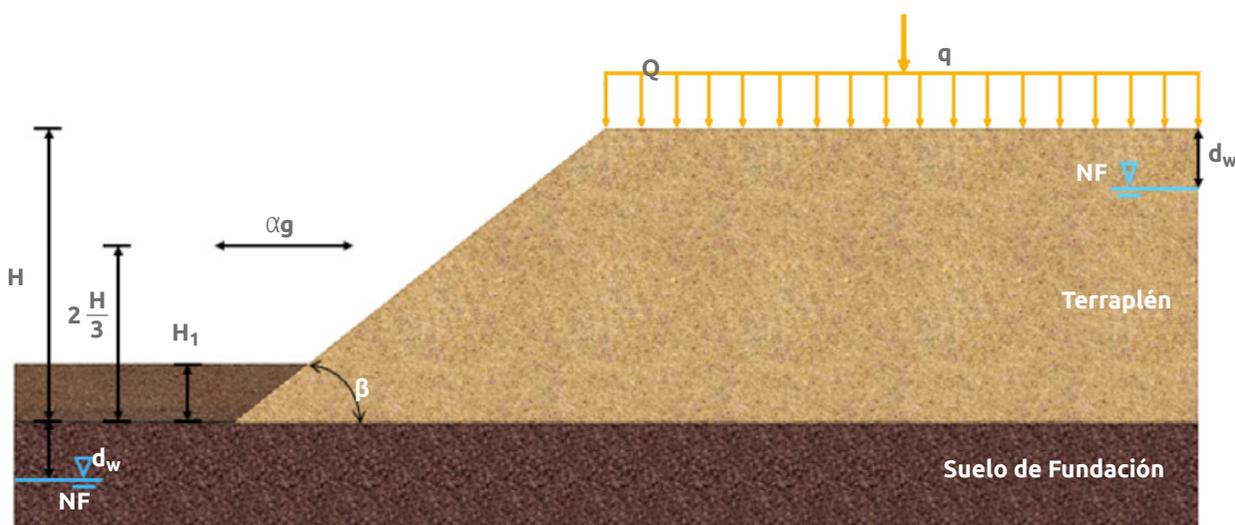
- Altura del terraplén (H), la longitud del terraplén (L), el ancho de la cresta (B).
- Ángulo del talud o de los taludes del terraplén (β).
- Establecer las cargas externas que tendrá el terraplén tales como sobrecargas (Q), (q), cargas vivas, diseño sísmico, aceleración αg .
- Tiempo de construcción (para revisar la tasa de incremento de esfuerzo en el suelo de fundación).
- Condiciones ambientales tales como drenajes naturales, probabilidad de infiltraciones.

13.3.2 Establecer el perfil estratigráfico, las propiedades geomecánicas del suelo de fundación y las condiciones del nivel freático

- Es muy importante conocer el perfil estratigráfico, las propiedades geotécnicas de los suelos de fundación:

Gradación e índice de plasticidad (propiedades índice), c_u , para los análisis de estabilidad al final de la construcción, ϕ_u y/o c' , ϕ' y parámetros de consolidación para el cálculo de los asentamientos (C_c , C_r , C_v y σ_p') con el objetivo de revisar las condiciones a largo plazo.

- Localizar la altura del nivel freático NF y las condiciones de presencia de agua y de lugares o zonas de aporte de agua que puede presentar algún riesgo de infiltración. Ver Figura 13.1.



▲ Figura 13.1 | Esquema terraplén.

13.3.3 Obtener las propiedades mecánicas del suelo que se utilizará para la construcción del terraplén

- ◆ Clasificación, propiedades índice.
- ◆ Propiedades para la compactación: Proctor modificado, densidad máxima y humedad óptima de compactación (γ_{dmax} , $\omega_{\acute{o}ptima}$).
- ◆ Parámetros de resistencia al corte, c_u , ϕ_u y/o c' , ϕ' .

13.3.4 Establecer los parámetros de diseño del Geotextil de refuerzo

13.3.4.1. Resistencia a la tracción disponible

Obtener la resistencia a la tracción disponible del Geotextil (T_{adm}) como:

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} \geq 1.5 \quad (\text{Ec. 13.1})$$

$$FS = FR_{ID} \times FR_{FL} \times FR_{DQB} \quad (\text{Ec. 13.2})$$

Donde:

T_{ult} = Resistencia última del Geotextil por el método de la tira ancha. (ASTM D 4595).

T_{adm} = Resistencia a la tracción disponible del Geotextil.

FR_{ID} = Factor de reducción por daños de instalación.

FR_{FL} = Factor de reducción por fluencia o creep.

FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica.

Los rangos para los factores de reducción se mencionan en la Tabla 3.1 del presente manual.

Determinar la resistencia en ensayos Pullout. A este dato se le aplica un factor de seguridad de 1.5 para suelos granulares y de 2.0 para suelos cohesivos.

$$FS_p = \frac{P_R}{T_{req}} \quad (\text{Ec. 13.3})$$
$$FS_p = (2 * L_e * F * \alpha * \sigma_v) / T_{req}$$

Donde:

T_{req} = Resistencia Pullout requerida.

P_R = Resistencia pullout por unidad de ancho de refuerzo.

L_e = Longitud de empotramiento, (longitud del Geotextil detrás de la superficie de falla).

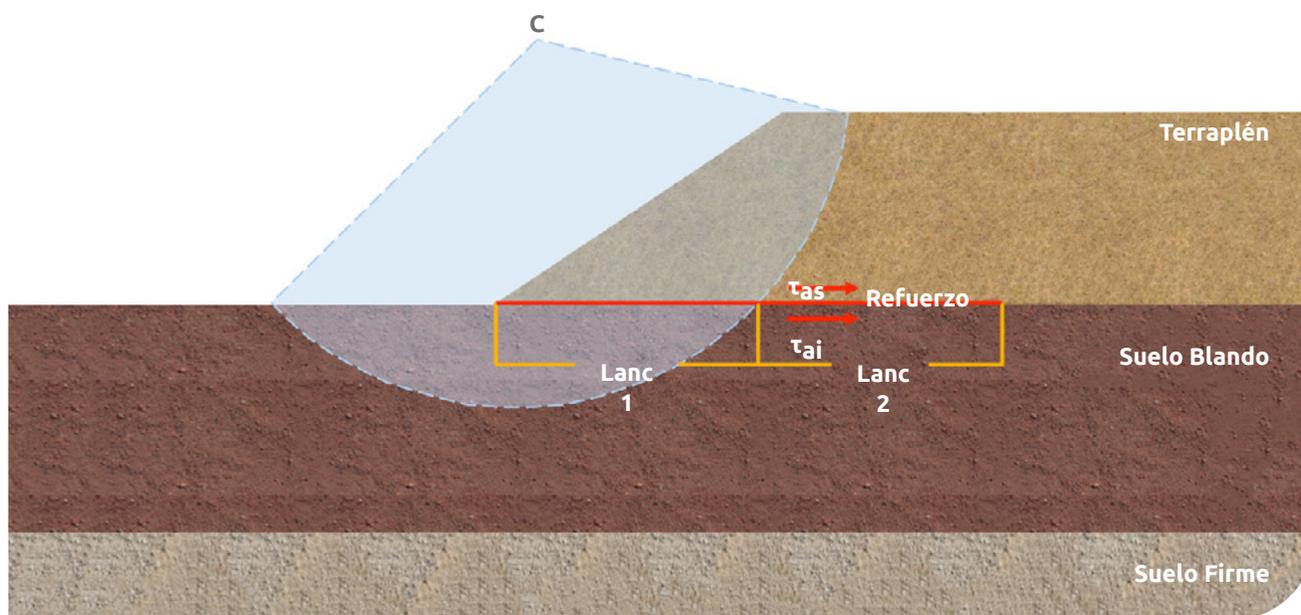
F = Factor de resistencia Pullout².

α = Factor de transferencia de esfuerzo por efecto de escala.

σ_v = Esfuerzo vertical total.

13.3.4.2. Longitud de empotramiento

Para la movilización de la resistencia a la tracción, el refuerzo debe estar debidamente anclado. Así, desde el punto de intersección del refuerzo con la superficie de falla crítica, se deben verificar las longitudes de empotramiento a la derecha y a la izquierda. Ver figura 13.2



▲ Figura 13.2 | Longitud de empotramiento.

La longitud de empotramiento se puede calcular como:

$$L_e = F S_p * T_{req} / (\tau_{as} + \tau_{ai}) \quad (\text{Ec. 13.4})$$

² F es obtenido en ensayos Pullout con el suelo y el Geotextil que se va a usar para cada caso en particular, puede usarse como valor conservativo $F = 2/3 \tan \phi$.

Donde:

T_{req} = Resistencia Pullout requerida.

FS_p = Factor de seguridad factor de seguridad de 1.5 para suelos granulares y de 2.0 para suelos cohesivos.

τ_{as} = Resistencia al corte movilizada por encima del Geotextil.

τ_{is} = Resistencia al corte movilizada por debajo del Geotextil.

Las resistencias al corte dependen del suelo que estará en contacto con el Geotextil.

Para el caso donde la capa de refuerzo está incrustada en el material de terraplen, se pueden calcular como:

$$\tau_{as} = \tau_{aj} = F * \sigma_v \quad (\text{Ec. 13.5})$$

Donde:

F = Factor de resistencia Pullout.

σ_v = Esfuerzo vertical total.

13.3.5 Chequeo por Capacidad Portante

El análisis de capacidad portante en el caso de terraplenes sobre suelos blandos se realiza bajo parámetros no drenados, debido a que de un lado simula más adecuadamente las condiciones de construcción del terraplén de carga rápida sin disipación de presiones de poros, pero además porque normalmente se trabaja sobre suelos blandos saturados, donde existe poca posibilidad de drenaje del agua ante aplicación de cargas.

Rowe y Soderman (1987) integraron diferentes metodologías de cálculo para llegar a un estimado de la máxima carga posible a aplicar sobre un terraplén reforzado sobre suelos blandos considerando tanto el incremento de la resistencia al corte no drenado con la profundidad como el espesor relativo del estrato de suelo blando.

El primer paso consiste en determinar un ancho equivalente del terraplén, teniendo en cuenta la forma trapezoidal del mismo, y dado que las soluciones plásticas están desarrolladas para una zapata de ancho b (Figura 13.3). Partiendo de consideraciones plásticas, la resistencia en el borde de una

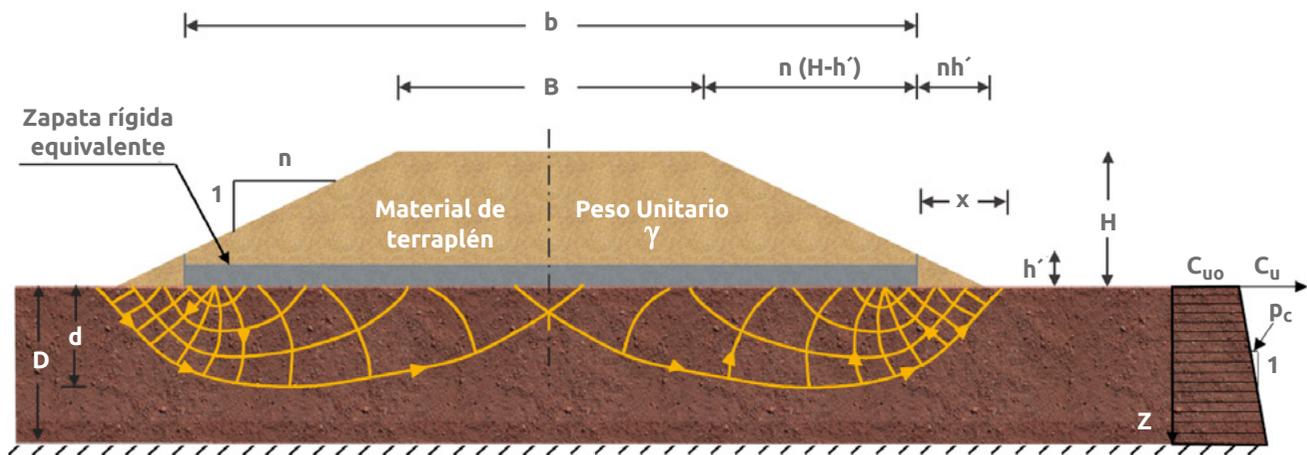
zapata rígida es $(2+\pi)C_{u0}$ donde C_{u0} es la resistencia al corte no drenada del suelo bajo la cimentación. Entonces, se asume que el ancho efectivo de la zapata b se extenderá a ambos lados del terraplén donde la presión γh sea igual a $(2+\pi)C_{u0}$. Por lo tanto:

$$h = (2+\pi)C_{u0} / \gamma \quad (\text{Ec. 13.6})$$

Y de la figura 13.3:

$$b = B + 2n(H-h) \quad (\text{Ec. 13.7})$$

Donde B es el ancho de la cresta, H es la altura del terraplén y n es la cotangente del ángulo de inclinación del talud.

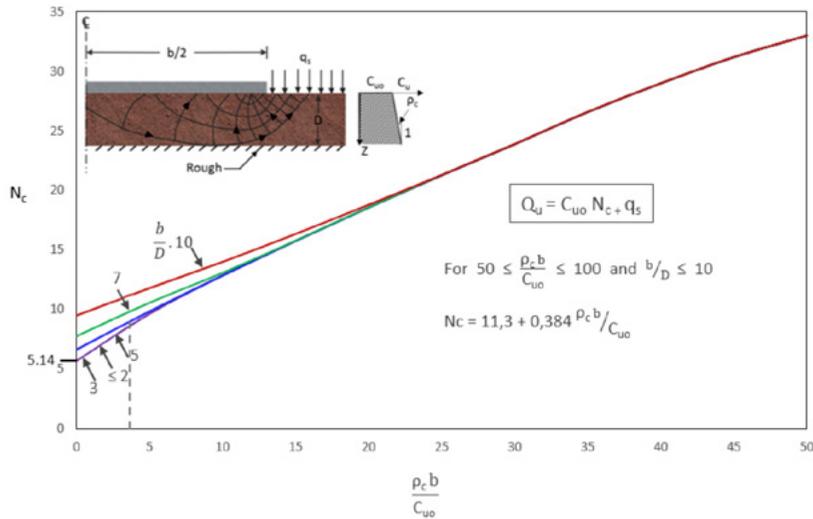


▲ Figura 13.3 | Zapata Rígida Equivalente.

La capacidad portante de la zapata rígida equivalente de ancho b está dada como:

$$q_u = N_c C_{u0} + q_s \quad (\text{Ec. 13.8})$$

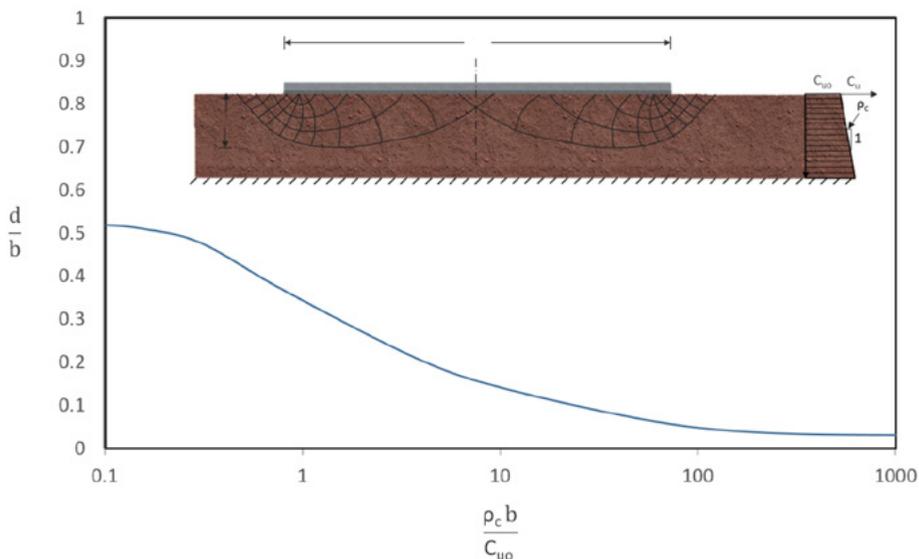
El Factor N_c puede ser obtenido de la Figura 13.4. El valor de q_s es la presión uniforme aplicada sobre la superficie del suelo de fundación por fuera del ancho de la zapata. La Figura 13.4 muestra que el borde triangular externo del terraplén genera una sobrecarga que favorece la estabilidad y por tanto se requiere calcular el valor de q_s .



▲ Figura 13.4 | Valor de N_c .

La superficie de falla por capacidad portante se extiende dentro de la región plástica envuelta en el colapso de una zapata rígida, una profundidad d (Figura 13.5) y una distancia lateral x , donde x es aproximadamente igual al mínimo entre d (determinado de la Figura 13.5) y el espesor del depósito blando D .

$$x = \min(d, D) \quad (\text{Ec. 13.9})$$



▲ Figura 13.5 | Profundidad Superficie Falla (d).

Por lo tanto, la carga triangular distribuida en la distancia x se puede calcular como:

$$q_s = n\gamma h^2/2x \quad \text{for } x > nh \quad (\text{Ec. 13.10})$$

$$q_s = (2nh-x) \gamma h / 2nh \quad \text{for } x \leq nh \quad (\text{Ec. 13.11})$$

La carga aplicada sobre el suelo, aplicada por el terraplén sobre el ancho de cimentación b , se puede calcular como:

$$q_a = \gamma [BH+n (H^2-h^2)] / b + [Q_s B/b] \quad (\text{Ec. 13.12})$$

Donde Q_s es la sobrecarga en el terraplén (Tráfico, estructura de pavimento, cargas puntuales, etc).

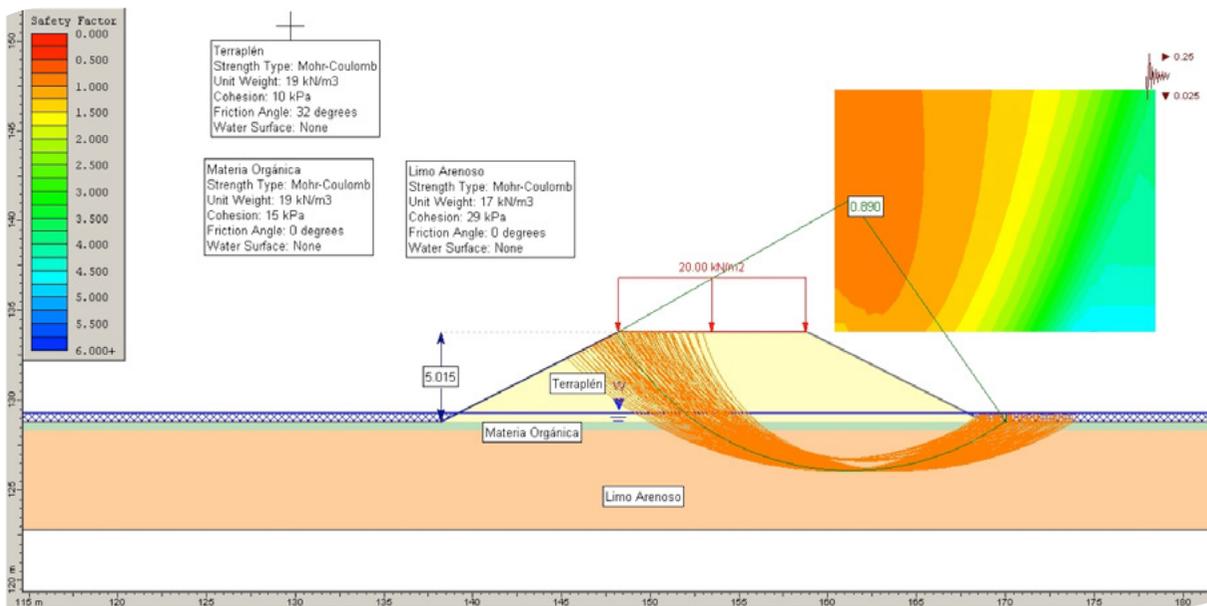
El factor de seguridad general por capacidad portante, puede ser calculado como la relación entre la carga resistente y la carga final aplicada :

$$FS_{cp} = q_s/q_a \quad (\text{Ec. 13.13})$$

En Terraplenes sobre suelos blandos, un factor de seguridad de capacidad portante de 1.5 mínimo es recomendado, sin embargo, es criterio del diseñador y de acuerdo a las características del proyecto definir la condición mínima recomendada.

13.3.6 Chequeo a la falla Rotacional de Base

Para revisar contra la falla rotacional, se debe hacer un análisis clásico de equilibrio límite de estabilidad que involucre el suelo de fundación con el objetivo de determinar la superficie potencial de falla (Ver Figura 13.6).



▲ Figura 13.6 | Análisis de estabilidad de un terraplén sin refuerzo construido sobre un suelo blando Realizado en SlideV5.0.

Si el factor de seguridad de la superficie potencial de falla rotacional es mayor a 1.3 (al final de la construcción) el terraplén no requiere refuerzo. Si el factor de seguridad a la falla rotacional es menor a 1.3 (al final de la construcción) el terraplén requiere refuerzo. Entonces se debe calcular la fuerza, T_g , necesaria para incrementar el factor de seguridad a un valor confiable, normalmente 1.3. También debe ser analizado si el factor de seguridad a largo plazo es mayor que 1.5.

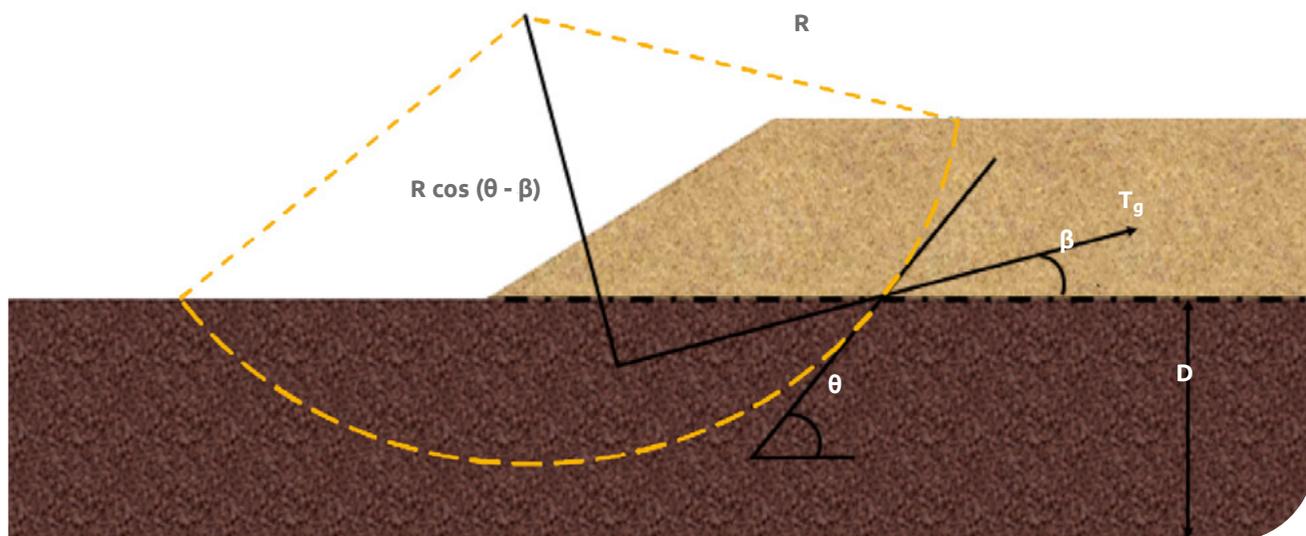
$$T_g = [(FS * M_D) - M_R] / [(R * \cos(\theta - \beta))] \quad (\text{Ec. 13.14})$$

Donde:

M_D = Momento desestabilizante ($W * x$)

M_R = Momento resistente ($\sum c_u * L$) * R

W corresponde al peso de la cuña desestabilizante y x la distancia o brazo del centroide de la cuña al centro del círculo de falla.



▲ Figura 13.7 | Modelo de falla rotacional del terraplén para el diseño del refuerzo.

$\beta = \theta$ Para arcillas sensitivas, slurry, lechadas o arcillas marinas. Condiciones extremas.

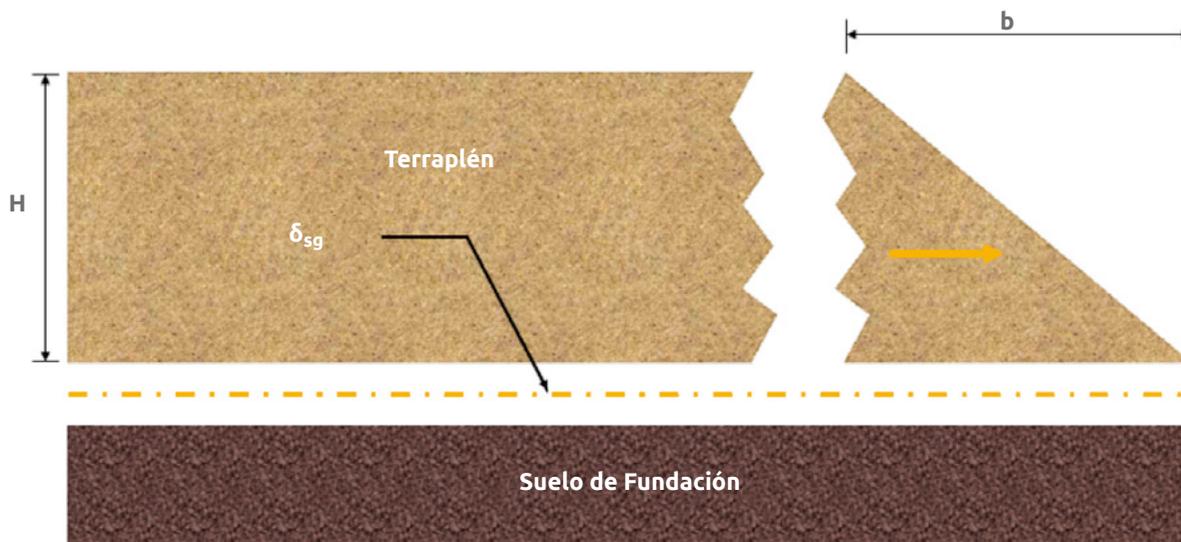
$\beta = \theta/2$ Si $D/B < 0.4$ y suelos con compresibilidad de moderada a alta, suelos arcillosos y turbas.

$\beta = \theta$ Si $D/B \geq 0.4$ y suelos altamente compresibles. Arcillas blandas y turbas.

13.3.7 Chequeo por desprendimientos laterales

Se debe determinar el factor de seguridad al desprendimiento, teniendo en cuenta dos situaciones. En la primera el bloque de terraplén se debe desprender sin romper el Geotextil y la segunda que el bloque de terraplén se desprenda rompiendo el Geotextil. Si el factor de seguridad al desprendimiento en los dos casos es mayor a 1.5 no se requiere Geotextil adicional para estabilizar este modo de falla, si el factor de seguridad es menor a 1.5 se requiere Geotextil adicional para llevar el refuerzo a un valor confiable. Esto se hace calculando los refuerzos adicionales.

13.3.7.1 Desprendimiento lateral del talud sobre Geotextil



▲ Figura 13.8 | Desprendimiento lateral del talud.

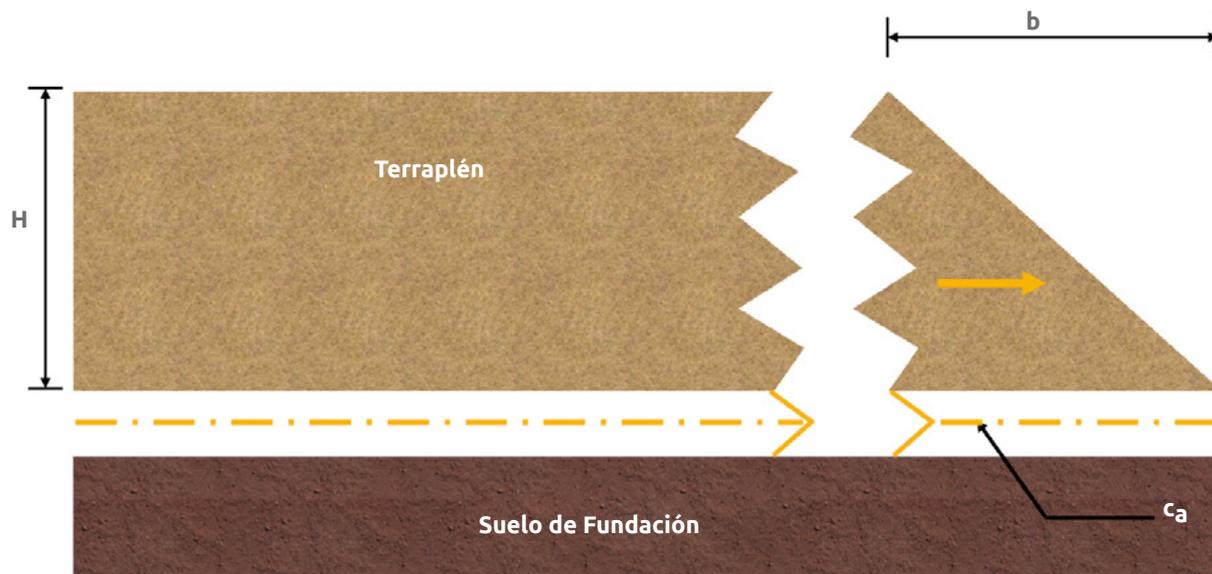
La ecuación para el cálculo del factor de seguridad por desprendimiento lateral es la siguiente:

$$FS_{DL} = b * \tan \delta_{sg} / K_a * H \quad (\text{Ec. 13.15})$$

Donde:

- b = Ancho del hombrillo del talud.
- δ_{sg} = Ángulo de fricción entre el suelo del terraplén y el Geotextil.
- K_a = Presión activa del suelo del terraplén.
- H = Altura del terraplén.

13.3.7.2. Falla del Geotextil y desprendimiento lateral del talud



▲ Figura 13.9 | Falla del Geotextil y desprendimiento lateral del talud.

En este caso, la ecuación para el cálculo del factor de seguridad por desprendimiento lateral es la siguiente considerando la capa de refuerzo construida sobre el suelo blando :

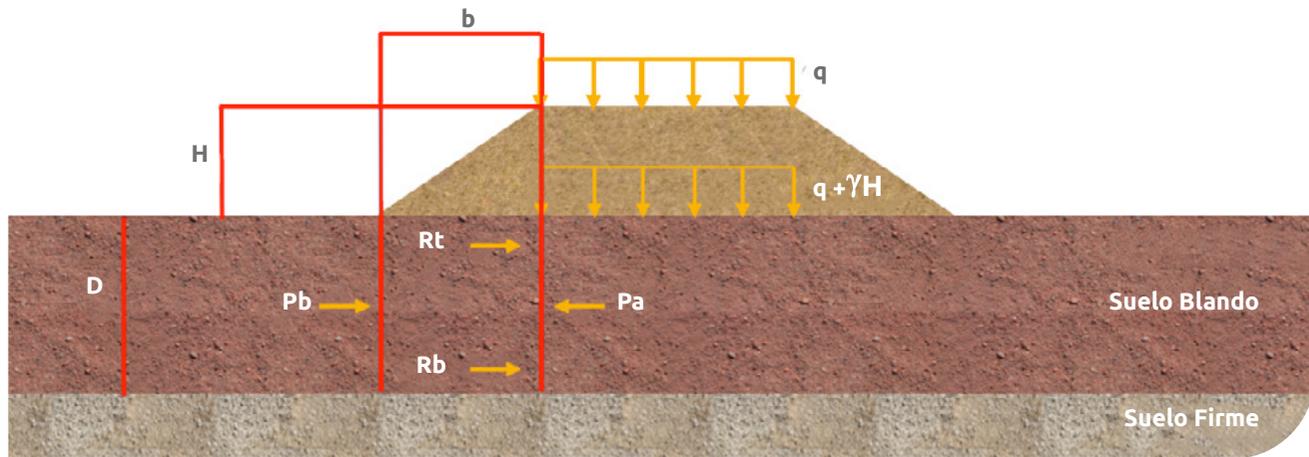
$$FS_{DL} = (b * c_a + T_{adm}) / K_a * (H^2 * \gamma * 0,5) \quad (\text{Ec. 13.16})$$

Donde:

- b = Ancho del hombrillo del talud.
- c_a = Adhesión entre el suelo blando y el Geotextil.
- K_a = Presión activa del suelo del terraplén.
- H = Altura del terraplén.
- γ = Peso del terraplén.

13.3.8 Expulsión del suelo blando

Se debe determinar el factor de seguridad a la expulsión lateral del suelo blando debido a la sobrecarga del terraplén. El método de cálculo más utilizado estudia el equilibrio del bloque de suelo blando debajo del hombrillo del terraplén.



▲ Figura 13.10 | Expulsión del suelo blando.

$$FS_E = (P_p + R_B + R_T) / P_A \quad (\text{Ec. 13.17})$$

Donde:

FS_E = Factor de seguridad a la expulsión del suelo blando.

P_p = Empuje pasivo sobre el bloque.

P_a = Empuje activo sobre el bloque.

R_B = Adhesión en la base del bloque.

R_T = Adhesión en la parte superior del bloque.

Los valores de P_a y P_p pueden calcularse utilizando el método de Rankine u otra teoría de empuje del suelo. En algunos casos, R_b y R_t se pueden estimar como la resistencia no drenada del suelo blando.

$$R_B = R_T = c_u * b \quad (\text{Ec. 13.18})$$

En Terraplenes sobre suelos blandos, un factor de seguridad a la expulsión del suelo blando de 1.5 mínimo es recomendado, sin embargo, es criterio del diseñador y de acuerdo a las características del proyecto definir la condición mínima recomendada.

13.3.9 Asentamientos

Es posible calcular los asentamientos esperados en el terraplén, con base en las condiciones geométricas y características del material donde se va a sentar el terraplén.

Los asentamientos elásticos o inmediatos se pueden determinar mediante el módulo elástico no drenado E_u como se indica a continuación, y normalmente se presentan durante la fase de construcción del terraplén.

$$S_e = \Delta P / E_u \quad (\text{Ec. 13.19})$$

Donde:

S_e = Asentamientos elásticos.

ΔP = Incremento en la presión en el suelo.

E_u = Módulo Elástico No Drenado.

En la Tabla 13.1 aparecen algunos valores típicos para el Módulo Elástico No Drenado.

Tabla 13.1 Valores Típicos Módulo Elástico No Drenado E_u (Lambe & Withman 1969)

Tipo de Suelo	E_u (kPa)
Turbas y suelos orgánicos	500 – 3,000
Arcilla normalmente consolidada	2,000 – 10,000
Arcilla Sobreconsolidada	5,000 – 20,000
Arena uniforme	12,000 - 36,000
Arena bien gradada	48,000 - 96,000

Los asentamientos por consolidación, o asentamientos a largo plazo, suelen ser los más críticos para este tipo de estructuras y es importante determinarlos toda vez que tendrán incidencia sobre la operación y desempeño de las estructuras finales a localizar sobre la corona del terraplén. Para calcularlos, se utiliza el índice de compresión y recompresión del terreno, obtenido de la fase de exploración del subsuelo (Ecuación 13.20) (Pinto, 2006).

$$S_C = \frac{D}{1+e_0} \times \left(C_r \times \log \left(\frac{P_a}{P_o} \right) + C_c \log \left(\frac{P_f}{P_a} \right) \right) \quad (\text{Ec. 13.20})$$

Donde:

S_c = Asentamiento por consolidación.

C_c = Índice de compresión.

C_r = Índice de recompresión.

e_o = Relación de vacíos inicial.

D = Espesor de la capa compresible.

P_o = Presión inicial efectiva.

P_a = Carga de préconsolidación.

P_f = Presión final efectiva.

Para efectos de análisis, normalmente se usan las condiciones en la cota media de la capa compresible. Cuando se tiene un espesor considerable de espesor de material compresible, debe seccionarse el análisis en diferentes profundidades.

En la Tabla 13.2, aparecen algunos valores típicos de relaciones de consolidación (Peck, Hanson and Thornburn (1974).

Tabla 13.2 Valores Típicos Relación Consolidación (Peck, Hanson, Thornburn, 1974)

Límite Líquido	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

También es posible estimar C_c como $C_c = (LL - 10) \cdot 0.009$

El asentamiento total en el terraplén se calcula como la suma de los asentamientos elásticos y por consolidación:

$$S_{total} = S_e + S_c \quad (Ec. 13.21)$$

Donde S_e y S_c son los asentamientos elásticos y por consolidación respectivamente.

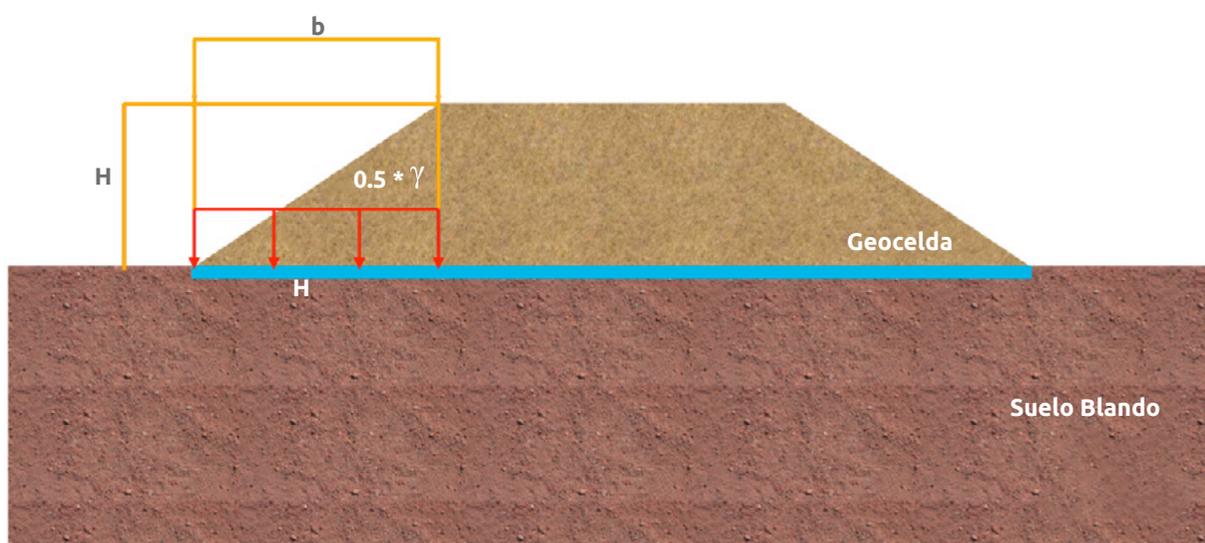
13.4 Refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos con Geocelda

Para reforzar la base de terraplenes en suelos blandos se pueden utilizar otros Geosintéticos, como las Geoceldas. Avesani Neto (2013) propuso una metodología para evaluar la capacidad de carga de los suelos reforzados con Geoceldas considerando dos mecanismos de refuerzo: efecto losa y efecto de confinamiento.

La ecuación final propuesta por el autor considera un equilibrio de fuerza en la capa de Geocelda y determina que la tensión que actúa sobre la base (debajo del colchón de la Geocelda) es igual a la tensión aplicada en la superficie (sobre el colchón de la Geocelda), menos una tensión disipada en la Geocelda por los efectos de losa y confinamiento.

Al adaptar esta metodología para evaluar la contribución de la inclusión de un refuerzo de Geoceldas al factor de seguridad con respecto a la estabilidad general de un terraplén sobre suelos blandos, el autor propone que el factor de seguridad del terraplén reforzado es igual al factor seguridad del terraplén sin refuerzo más la mejora proporcionada por el refuerzo.

En terraplenes en suelos blandos, la ruptura generalmente ocurre cerca del hombrillo del terraplén, por lo que la sección solicitada por la Geocelda está sujeta a una carga menor que la carga total del terraplén (γH), disminuyendo el confinamiento dentro de la Geocelda y, en consecuencia, su contribución. Así, el autor propuso un factor de corrección n para el factor de refuerzo de la Geocelda I_g , de tal manera que se considere la geometría de carga triangular sobre la Geocelda.



▲ Figura 13.11 | Refuerzo de terraplén con Geocelda.

$$FS_R = FS_U + I_G * n \quad (\text{Ec. 13.22})$$

Donde:

FS_R = Factor de seguridad del terraplén reforzado.

FS_U = Factor de seguridad del terraplén sin refuerzo.

I_G = Factor refuerzo de la Geocelda.

n = Factor de corrección.

El factor de corrección se puede calcular como:

$$n = 0.5 * b/H \quad (\text{Ec. 13.23})$$

Donde:

B = Ancho del hombrillo del talud.

H = Altura del terraplén.

El factor de refuerzo de la Geocelda I_g se puede calcular como:

$$I_G = 4 * h/d * k_o * e * \tan \delta + (1-e) \quad (\text{Ec. 13.24})$$

Donde:

d = Ancho de la Geocelda.

h = Altura de la Geocelda.

k_o = Coeficiente de empuje en reposo movilizado en la Geocelda.

δ = Ángulo de fricción entre el suelo de relleno y la Geocelda.

e = Adimensional definido como efecto de propagación, generalmente 1 para $B \gg d$.

$$e = B * L / (B + 2d) * (L + 2d) \quad (\text{Ec. 13.25})$$

Donde:

B = Ancho del terraplén.

L = Longitud del terraplén.

13.5 Ejemplo de diseño

Se requiere construir un terraplén de 2m de altura para soportar una estructura de pavimento, con una inclinación en el talud 2H:1V (Ver Figura 13.12).



▲ Figura 13.12 | Sección típica del terraplén.

Propiedades de los Suelos

Suelo 1. MH, LL = 80

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$c_{u0} = 8 \text{ KPa}$, incrementando 0.5kPa con cada metro de profundidad.

$$c_c = 0.54 \text{ m}$$

$$E_u = 800 \text{ kPa}$$

$$e_0 = 1.3$$

Suelo 2. GM

$$\gamma = 19.8 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c' = 10 \text{ KPa}$$

Suelo para construcción del terraplén

$$\gamma = 21.7 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

Factores de seguridad requeridos

$FS_{\min} > 1.5$ Para condición a largo plazo

$FS_{\min} \approx 1.3$ Para condición a corto plazo

La sobrecarga en el terraplén es de 5kN/m²

1. Chequeo de capacidad portante

En primer lugar, se determinan los valores de h y b , de acuerdo con la ecuación 13.6 y 13.7:

$$h = 1.4 \text{ m}$$

$$b = 17.3 \text{ m}$$

La capacidad portante de acuerdo a la Ecuación 13.8 en términos no drenados es:

$$q_u = N_c C_{u0} + q_s$$

La ecuación para el cálculo del factor de seguridad por desprendimiento lateral es la siguiente:

$$\rho_c \cdot b / C_{u0} = 0.5 (15.6) / 6.0 = 0.96$$

$$N_c = 5.30$$

De la Figura 13.5 se obtiene el valor de d , que corresponde a 7.2m. Dado que el espesor del suelo compresible D es menor que d , el valor de la variable x (Ecuación 13.5) se toma como 2m.

El valor de q_s se obtiene de la ecuación 13.11, dado que $x < nh$.

$$q_s = n\gamma h^2 / 2x = 30.3 \text{ kN/m}^2.$$

Por tanto, el valor de capacidad última del suelo se determina como:

$$q_u = N_c C_{u0} + q_s = 72.7 \text{ kN/m}^2$$

La carga aplicada por el terraplén se determina de acuerdo con la ecuación 13.12.

$$q_a = \gamma [BH + n(H^2 - h^2)] / b + [Q_s B / b] = 48.2 \text{ kN/m}^2$$

El factor de seguridad se determina de acuerdo a la ecuación 13.13.

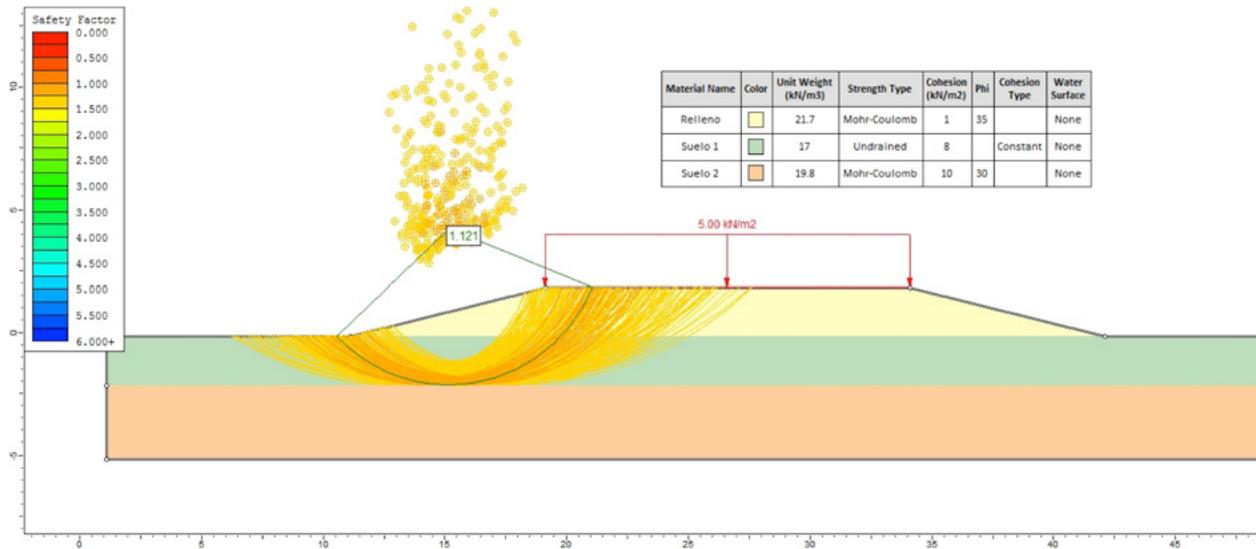
$$FS_{cp} = q_s / q_a = 1.51$$

El factor de seguridad por encima de 1.5 se considera adecuado.

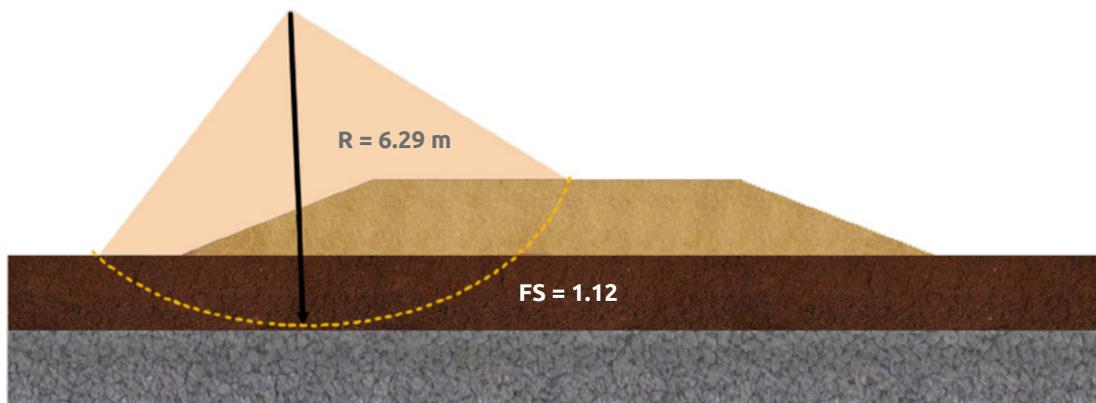
2. Chequeo a la falla Rotacional de Base

A continuación, se calcula el factor de seguridad de la falla rotacional de base sin refuerzo.

Nota: El valor mínimo del factor de seguridad al final de la construcción debe ser 1.3. Es recomendable usar un programa de estabilidad de taludes.



▲ Figura 13.13 | Análisis de estabilidad del terraplén sin refuerzo.



▲ Figura 13.14 | Cuña de falla a tener en cuenta para el diseño.

Una vez corrido el programa de estabilidad de taludes se realizan los siguientes cálculos teniendo como datos de entrada la geometría de la superficie de falla mostrada en el programa.

$$FS = 1.12 \rightarrow \text{Sin refuerzo}$$

$$FS_{\text{req}} = (M_R + T_g * R) / M_D \geq 1.3$$

$$R = 6.29 \text{ m}$$

$$M_R = (\sum c_u * L) * R \text{ (Momento Resistente)}$$

$$M_R = (8.0 \text{ KPa} * 12.69 \text{ m}) * 8.49 \text{ m}$$

$$M_R = 862 \text{ KN}$$

$$X = 2.05 \text{ m}$$

$$M_D = W * x \text{ (Momento Desestabilizante)}$$

$$M_D = 19.10 \text{ m}^2 * 21.7 \text{ KN/m}^3 * 2.05 \text{ m}$$

$$M_D = 849.0 \text{ KN}$$

$$FS_{\text{req}} = 1.3$$

$$\Sigma M_R / \Sigma M_D = (862.3 + T_g * 6.29) / 849 = 1.3$$

Despejando T_g se obtiene la magnitud del refuerzo para la base del terraplén:

$$T_g = 39.0 \text{ KN/m}$$

$$T_{\text{adm}} = T_{\text{ult}} / FS$$

$$FS = FS_{\text{ID}} * FS_{\text{FL}} * FS_{\text{DQB}}$$

$$FS = 1.2 * 2.5 * 1.0 = 3.0$$

Geotextil Tejido T2400:

$$T_{\text{ult}} = 40 \text{ KN/m (Ver Apéndice A: Especificaciones De Productos)}$$

$$T_{\text{adm}} = 40.0 / 3.0$$

$$T_{\text{adm}} = 13.3 \text{ KN/m}$$

$$N = 39.0 / 13.3$$

$$N = 3.0 \rightarrow 3 \text{ Refuerzos}$$

Geotextil Tejido TR4000:

$$T_{\text{ult}} = 65 \text{ KN/m (Ver Apéndice A: Especificaciones De Productos)}$$

$$T_{\text{adm}} = 65.0 / 3.0$$

$$\begin{aligned}T_{adm} &= 21.6 \text{ KN/m} \\ N &= 39.0 / 21.6 \\ N &= 1.80 \rightarrow 2 \text{ Refuerzos}\end{aligned}$$

Las capas deben estar espaciadas 0.20 m aproximadamente.

Adicionalmente se deben hacer cálculos de asentamientos, procedimiento constructivo, seguimiento durante el procedimiento constructivo (Método Observacional).

Los software de estabilidad de taludes, como el usado para las modelaciones realizadas en el ejemplo, también permiten la inclusión de Geosintéticos, debe tenerse en cuenta que en la variable de resistencia a la tensión a incluir se debe afectar la resistencia última por los factores de seguridad de acuerdo a la Ecuación 13.1.

3. Asentamientos

Los asentamientos elásticos se calculan de acuerdo con la ecuación 13.19:

$$S_e = \Delta P / E_U = 48.2 / 800 = 0.06\text{m}$$

En el caso de los asentamientos por consolidación, se calculan de acuerdo a la ecuación 13.20, considerando suelo normalmente consolidado. En cálculo de la presión P_0 se realiza para la profundidad media del estrato deformable (1m).

$$S_c = [C_c / (1+e_0)] D \text{Log}_{10} [(P_0+\Delta P)/P_0] = 0.27\text{m}$$

Por tanto, los asentamientos totales esperados serán de 33cm bajo el terraplén.

13.6 Bibliografía

- ◆ 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

REFUERZO DE

Cimentaciones Corridas

14.1 Introducción

Cimentar estructuras sobre suelos blandos conlleva bajas capacidades portantes y asentamientos excesivos que pueden causar algunos problemas como daños estructurales, reducción de la vida útil y posibles inconvenientes con la serviciabilidad de las estructuras cimentadas. Tradicionalmente una de las soluciones más utilizadas consiste en el mejoramiento o reforzamiento del terreno mediante el remplazo de espesores importantes del suelo de fundación por materiales granulares de buenas características geomecánicas, algunas veces complementando esta solución con el incremento de dimensiones de la cimentación.

Con la aparición de los Geosintéticos, se dio paso a la inclusión de estos como elementos de refuerzo del material granular del mejoramiento creando una alternativa de solución más benéfica para el incremento de la capacidad portante del suelo, proporcionando una mejor distribución de los esfuerzos bajo la zona del suelo reforzado reduciendo el potencial de asentamientos diferenciales y resultando en una alternativa más económica al reducirse los espesores del mejoramiento.

La solución combinada de material granular reforzado con Geosintéticos, específicamente de Geotextiles Tejidos y Geomallas Biaxiales para esta aplicación, puede además de limitar los asentamientos diferenciales, disminuir los desplazamientos horizontales y verticales, no obstante, no se debe considerar que presente una disminución de los asentamientos por consolidación primaria y secundaria.

Durante los últimos 30 años, el uso de suelos reforzados con Geosintéticos para mejorar la capacidad portante de cimentaciones superficiales ha sido un tema de bastante interés. Un adecuado diseño de capas de Geosintético de alta resistencia a la tensión, instalados en la cimentación de una estructura, permite desarrollar un refuerzo a la tracción de tal forma que el factor de seguridad ante la falla por efecto de la carga de la estructura aumente hasta un valor confiable.

En este capítulo se plantea una metodología de diseño recomendada para el diseño de suelos reforzados como mejoramiento de cimentaciones corridas superficiales basada en lo consignado en la literatura técnica e incluyendo especialmente la solución de diseño racional planteada por Biquet y Lee, primeros en adentrarse en la investigación del comportamiento de mejoramiento de fundaciones con suelos reforzados.

14.2 Generalidades

El uso de suelos reforzados en el mejoramiento de la capacidad portante en cimentaciones superficiales ha sido de bastante interés desde ya hace mucho tiempo, lo que ha llevado al desarrollo de estudios experimentales, numéricos y analíticos que permitan investigar el comportamiento de diferentes tipos de suelos de fundación reforzados. Quizá fueron Binquet y Lee en 1975 los que empezaron a profundizar en dicho estudio, seguidos de otros, entre los que se registran, Huang y Tatsuoka 1990 y Kurian et al 1997. Estas investigaciones persiguen la determinación de parámetros y variables que podrían contribuir en la determinación de la relación de Capacidad Portante BCR (Bearing capacity ratio) que es definida como la relación entre la capacidad portante del suelo reforzado a la del suelo de fundación sin reforzar.

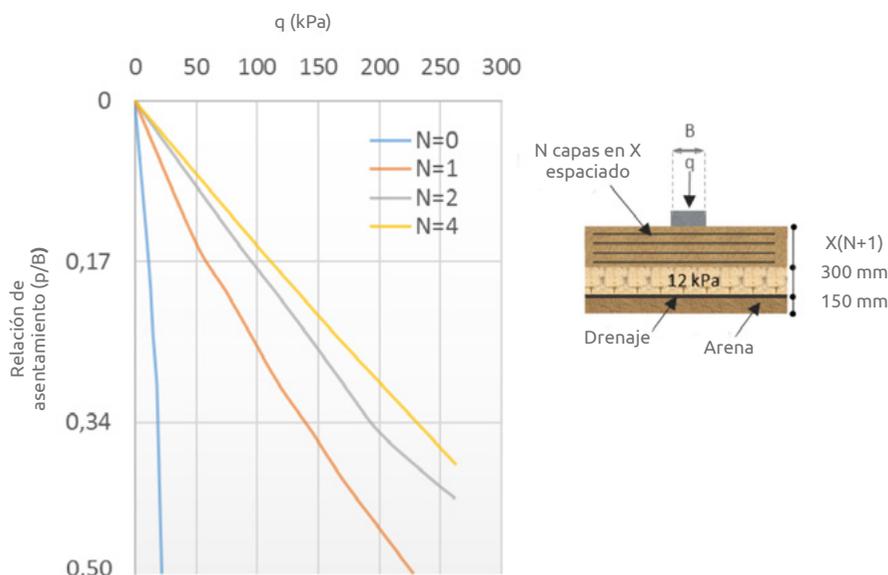
El primer estudio experimental es el de Binquet and Lee (1975), en el que estudiaron el mejoramiento de la capacidad portante de arenas compresibles usando tiras metálicas, encontrando una mejora importante. Así mismo, resultó ser una solución más económica al menos inicialmente, pues debido al efecto de corrosión que aquejaba las tiras metálicas a mediano y largo plazo los beneficios económicos se veían menguados. Afortunadamente con el uso de los Geosintéticos el efecto desfavorable de la corrosión se ha eliminado por completo.

Según lo señalado en la literatura se distinguen dos mecanismos de refuerzo fundamentales que contribuyen al incremento de la capacidad portante de fundaciones en suelo reforzado, el efecto de confinamiento o restricción lateral y el efecto de membrana.

Además de los análisis de equilibrio límite que se han desarrollado con base en mecanismos de falla propuestos para suelos de fundación reforzados, buscando generar nuevas fórmulas de capacidad portante que consideren el efecto de confinamiento y de membrana de los refuerzos, Schlosser et al (1983) planteó que el desempeño de zapatas sobre fundaciones de suelo reforzado, son muy similares al de una zapata sobre una fundación no reforzada con una profundidad de desplante adicional igual a la profundidad de la zona reforzada, efecto que él ha denominado "deep footing".

El Geosynthetic Research Institute adelantó estudios de laboratorio empleando suelos de fundación finos, con saturaciones por encima del límite plástico, en los cuales se aplicó un reforzamiento con diferente número de capas de Geotextil Tejido. Tal como se observa en la Figura 14.1, correspondiente a una cimentación reforzada con Geotextil sobre arcilla blanda saturada, a mayor número de capas de Geotextil de refuerzo mayor incremento en la capacidad de carga de la cimentación. También se observa que a mayor asentamiento se incrementa la capacidad de soporte, lo cual obedece a que el Geosintético desarrolla más tensión a ciertos niveles de deformación. Considerar un preesfuerzo

del Geotextil sería ventajoso para eliminar la deformación requerida antes que un mejoramiento importante sea notado, sin embargo aún no se tiene conocimiento de un método que permita realizarlo a un costo razonable.



▲ Figura 14.1 | Prueba de carga cimentación reforzada con Geotextil.

Si bien permanece la necesidad de seguir investigando el comportamiento de los suelos de fundación reforzados, el diseño debería considerar entonces el mejoramiento de la capacidad portante solo luego de un asentamiento relativamente alto. En este caso, habría que considerar en el diseño que las Geomallas como elemento de refuerzo desarrollan su resistencia máxima a menor elongación debido a su rigidez, siempre y cuando se trate de Geomallas Coextruidas en interacción con materiales granulares que permitan desarrollar una adecuada trabazón de los agregados.

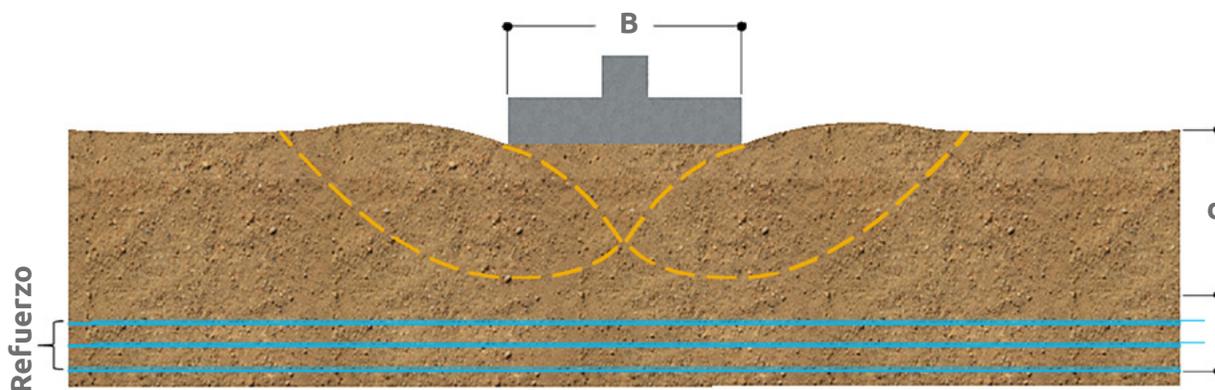
Conforme a las investigaciones, mejores resultados en el refuerzo dependen de su disposición en proximidades de la fundación y que este se localice a cierta profundidad de influencia, más allá de la cual no se obtienen grandes beneficios, lo que significa que el valor del BCR tendería a ser constante a partir de cierto número de capas de refuerzo.

14.3 Metodos típicos de falla en suelos de fundación reforzados

Se han identificado cuatro modos de falla fundamentales por capacidad portante en suelos de fundación reforzados, en su mayoría asociados a la profundidad en que se sitúe la primera capa de refuerzo. A continuación, se definen estos modos de falla.

14.3.1 Falla por encima de la primera capa de refuerzo

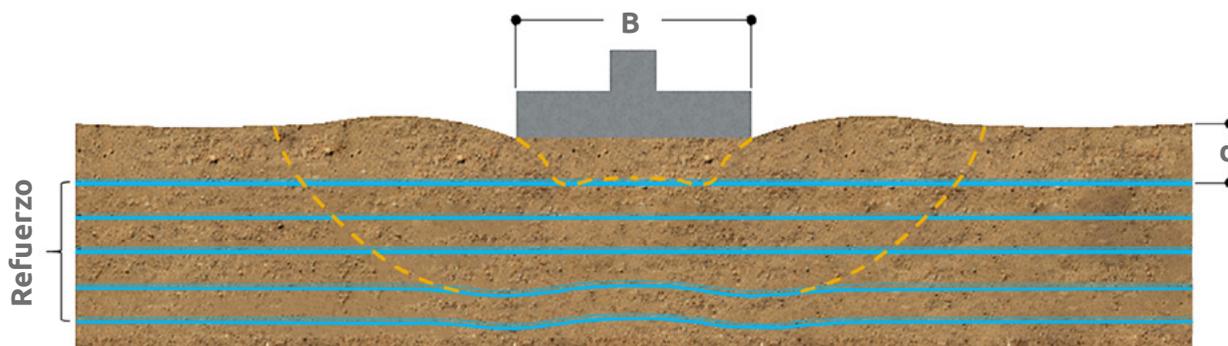
Este tipo de falla por capacidad portante ocurre generalmente cuando la primera capa de refuerzo está colocada a una profundidad d mayor que $2/3$ de B , donde B es el ancho de la cimentación. En este caso, la superficie de falla se desarrolla dentro del material de mejoramiento sin refuerzo, y su capacidad de soporte se evaluará de igual manera que para los suelos de fundación no reforzados.



▲ Figura 14.2 | Falla por cortante arriba del refuerzo.

14.3.2 Falla por tensión en el material de refuerzo

Esta falla ocurre directamente sobre el suelo reforzado y deberá considerar que las propiedades mecánicas del Geosintético de refuerzo sean capaces de soportar los esfuerzos que transmitirá la cimentación, sin generar sobreesfuerzos de tensión en estos elementos de refuerzo. En este caso los elementos de refuerzo están dispuestos cerca del nivel de fundación y la superficie de falla se desarrolla en su mayor parte dentro del suelo reforzado.

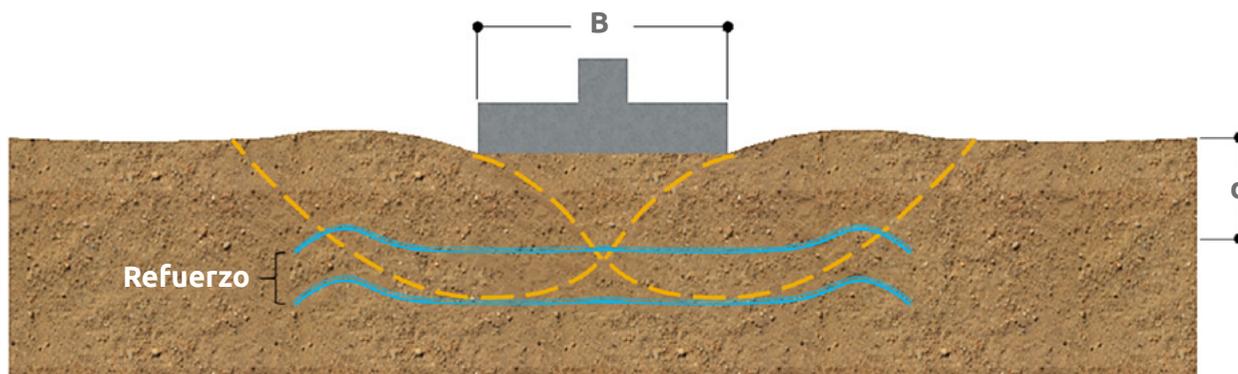


▲ Figura 14.3 | Falla por tensión del material de refuerzo.

14.3.3 Falla por Pullout

La falla por pullout se presenta cuando la longitud de empotramiento más allá de la superficie de falla considerada es insuficiente. La fuerza resistente en este caso se determina a partir del coeficiente de fricción entre el suelo de relleno y el Geosintético.

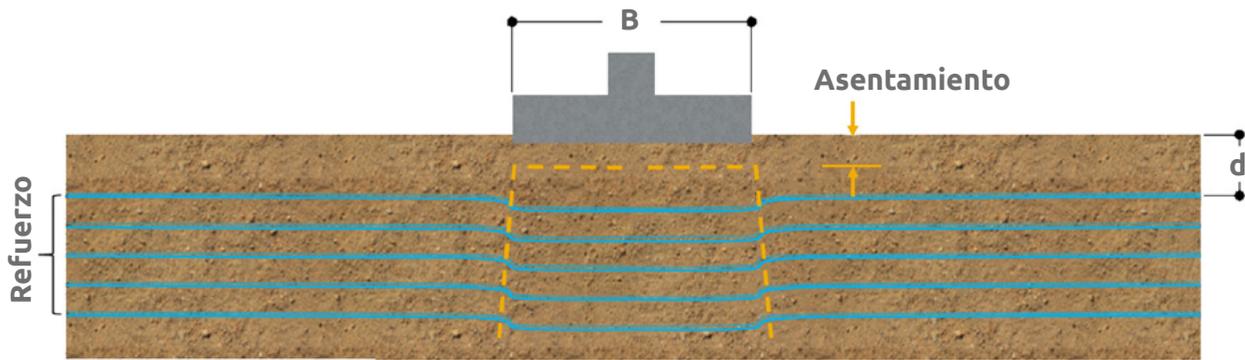
En este sentido deberá considerarse en la elección del Geosintético la disponibilidad de un material que permita el adecuado desarrollo de la resistencia pullout en la interfaz suelo Geosintético. Las Geomallas, además de limitarse su uso exclusivamente a las Geomallas Coextruidas que garantizan una resistencia similar en nodos y costillas, deberá estar acompañada de un material que genere trabazon a fin de requerir longitudes de empotramiento adecuadas. En forma semejante el material que acompañe el Geotextil de refuerzo deberá garantizar que se desarrolle la fricción en la interfaz suelo Geosintético, lo que en realidad es más fácil de obtener con una diversidad de materiales.



▲ Figura 14.4 | Falla por pullout.

14.3.4 Falla por creep

La falla por fluencia o creep se refiere a la deformación del material de refuerzo con el tiempo, debido a la aplicación de una carga constante o repetitiva y que es menor a la resistencia última del material. Se ha demostrado que el fenómeno de creep para Geosintéticos se ve reducido al cuantificar las deformaciones en condición confinada, sin embargo, se recomienda utilizar factores de reducción en la resistencia de diseño del material, que minimicen el efecto de este fenómeno en la cimentación, controlando así los asentamientos que se puedan generar.



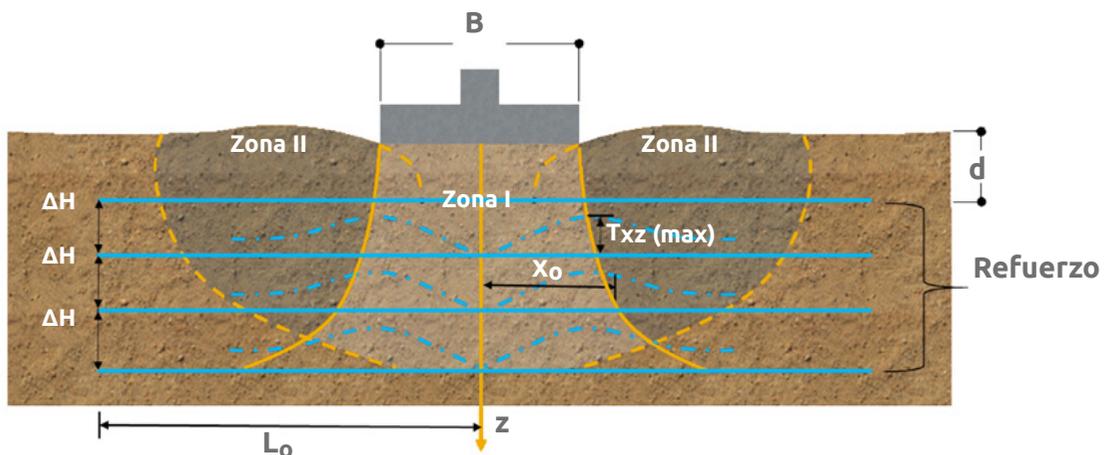
▲ Figura 14.5 | Falla del material por fluencia.

14.4 Solución de diseño

Teniendo en cuenta la generalidad que ofrecen los estudios de Binquet y Lee por sobre otros más recientes, acogemos su propuesta para incluirla en la metodología de diseño recomendada en este documento. A continuación, se describen los factores del diseño considerados en los estudios de Binquet y Lee para suelos de fundación reforzados.

14.4.1 Superficie de falla

Partiendo del hecho que la superficie de falla se localizará dentro del suelo reforzado, caso en el que d/B es menor que $2/3$, la Figura 14.6 muestra una condición idealizada para el desarrollo de la superficie de falla en el suelo reforzado.



▲ Figura 14.6 | Mecanismo de falla en cimentaciones reforzadas.

La superficie de falla consta de dos zonas: La Zona I, localizada debajo de la cimentación, forma una cuña debido al asentamiento que se genera por la aplicación de la carga y, la Zona II se localiza a los costados de la Zona I en la cual el suelo es empujado hacia fuera y hacia arriba.

Los puntos que definen el límite entre las zonas I y II, se obtienen como el resultado de la localización del esfuerzo cortante máximo debido a la aplicación de carga en la cimentación, para una profundidad dada.

El esfuerzo cortante T_{xz} es el esfuerzo desarrollado a una profundidad z y a una distancia x medida desde el eje de la cimentación. Integrando la ecuación de Boussinesq, el esfuerzo cortante se calcula de la siguiente manera:

$$T_{xz} = \frac{4 b q_R x z^2}{\pi [(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4 b^2 z^2]} \quad (\text{Ec. 14.1})$$

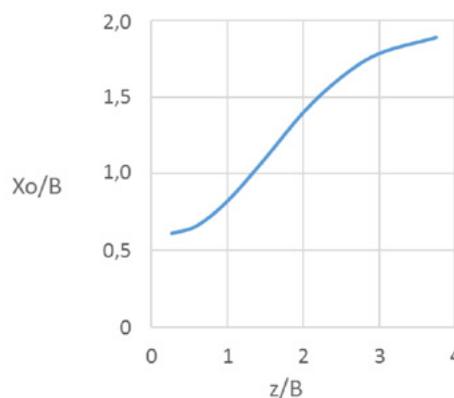
Donde:

$b =$ Ancho medio de la cimentación o $B/2$

$B =$ Ancho de la cimentación

$q_R =$ Carga por área unitaria de la cimentación

El límite exterior de la zona I se refiere a los puntos donde el valor del esfuerzo cortante es máximo para una profundidad z . X_0 es la distancia en la cual el esfuerzo cortante es máximo para una profundidad dada, esta distancia es variable y se puede calcular mediante la figura 14.7.



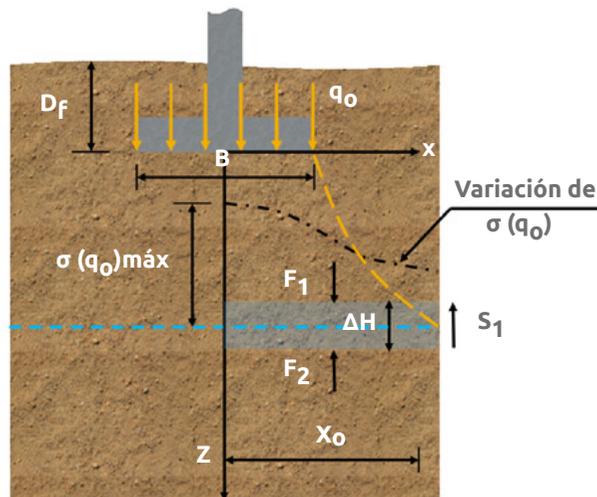
▲ *Figura 14.7 | Localización del esfuerzo cortante máximo para una profundidad z , dado un ancho de cimentación B .*

14.4.2 Fuerzas actuantes sobre el elemento de refuerzo

La determinación de las fuerzas a las que estará sometido el refuerzo Geosintético en una fundación reforzada se realiza partiendo de la hipótesis en que una cimentación no reforzada y una reforzada tendrán el mismo asentamiento S_e .

Conforme con lo anterior, considérense las fuerzas presentes sobre una capa de suelo ΔH , no reforzada y reforzada, localizada a una profundidad z de la cimentación. El cimiento corrido cuenta con un ancho B y se sitúa a una profundidad de desplante D_f .

Tal como lo muestra la figura 14.8, en el caso no reforzado las fuerzas presentes son F_1 y F_2 , ambas verticales, y S_1 la fuerza cortante máxima localizada a una distancia X_0 . Para este caso la sobrecarga aplicada por la cimentación, q_0 , corresponde a la carga admisible por área unitaria de la cimentación.

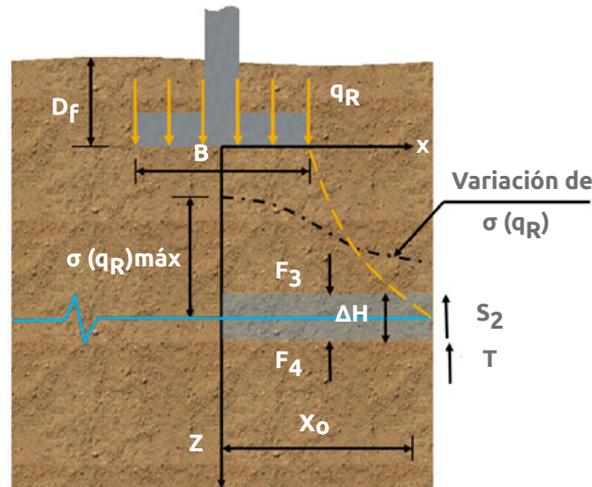


▲ Figura 14.8 | Fuerzas actuantes en cimentaciones no reforzadas.

Por lo tanto, por equilibrio se tiene que:

$$F_1 - F_2 - S_1 = 0 \quad (\text{Ec. 14.2})$$

De otro lado, en el caso de la cimentación reforzada (Figura 14.9), las fuerzas verticales son F_3 y F_4 , S_2 la fuerza cortante máxima y T es la fuerza desarrollada por la capa de refuerzo. T es vertical debido a la hipótesis de la deformación del refuerzo. En este caso la sobrecarga, q_R , corresponde a la carga aplicada por área unitaria de la cimentación considerando el reforzamiento del suelo.



▲ Figura 14.9 | Fuerzas actuantes en cimentaciones reforzadas.

Entonces por equilibrio se tiene en este caso que:

$$F_3 - F_4 - S_2 - T = 0 \quad (\text{Ec. 14.3})$$

Retomando la hipótesis en que los asentamientos son semejantes en el caso reforzado y no reforzado, se tiene que $F_2 = F_4$. Conforme con esto, despejando F_2 de la Ec.14.2 y remplazándolo en la Ec.14.3 se tiene:

$$T = F_3 - F_1 - S_2 + S_1 \quad (\text{Ec. 14.4})$$

La magnitud de las fuerzas F_1 , para el caso no reforzado, y F_3 en el caso con refuerzo, son causadas por el esfuerzo vertical generado por la aplicación de las cargas q_0 y q_R , respectivamente. Estas fuerzas entonces son calculadas como el área bajo la curva de la función del esfuerzo vertical entre 0 y X_0 .

$$F_1 = \int_0^{X_0} \sigma(q_0) dx \quad (\text{Ec. 14.5})$$

$$F_3 = \int_0^{X_0} \sigma(q_R) dx \quad (\text{Ec. 14.6})$$

S_1 y S_2 se calculan a partir de los esfuerzos cortantes a una profundidad z y a una distancia X_0 desde el eje de la cimentación, causados por las cargas q_0 y q_R .

$$S_1 = T_{xz}(q_0) \Delta H \quad (\text{Ec. 14.7})$$

$$S_2 = T_{xz}(q_R) \Delta H \quad (\text{Ec. 14.8})$$

Integrando y simplificando la solución de Bousinesq se tienen las siguientes ecuaciones:

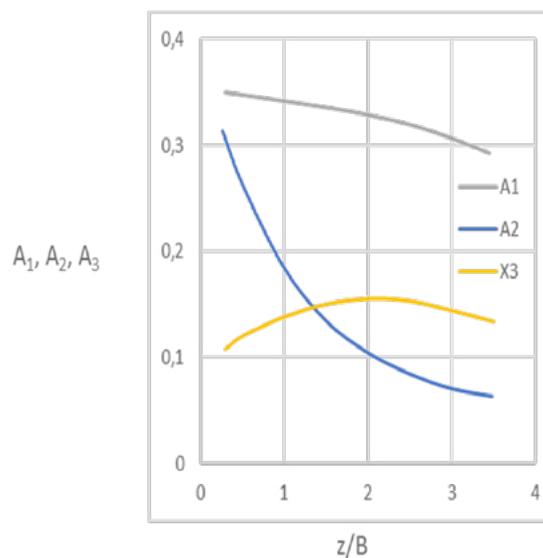
$$F_1 = A_1 q_0 B \quad (\text{Ec. 14.9})$$

$$F_3 = A_1 q_R B \quad (\text{Ec. 14.10})$$

$$S_1 = A_2 q_0 \Delta H \quad (\text{Ec. 14.11})$$

$$S_2 = A_2 q_R \Delta H \quad (\text{Ec. 14.12})$$

Donde A_1 y A_2 son coeficientes dados en función de la profundidad z y el ancho de la cimentación B . Estos coeficientes se pueden determinar a partir del ábaco de la figura 14.10.



▲ *Figura 14.10 | Variación de A_1 , A_2 , A_3 con respecto a z/B .*

Reemplazando las ecuaciones Ec.14.9 a Ec.14.12 en la ecuación Ec.14.4 se obtiene:

$$T = q_0 (q_R / q_0 - 1) (A_1 B - A_2 \Delta H) \quad (\text{Ec. 14.13})$$

Debido a que esta ecuación se desarrolló para una sola capa de refuerzo, si se tienen N capas de refuerzo bajo la cimentación, separadas una distancia ΔH , la fuerza T calculada en este caso es:

$$T_{\text{ult}} = T / N \quad (\text{Ec. 14.14})$$

Combinando las ecuaciones Ec.14.13 y Ec.14.14, la ecuación para el cálculo de la fuerza a la que es sometido el refuerzo es la siguiente:

$$T_{(N)} = 1 / N [q_0 (q_R / q_0 - 1) (A_1 B - A_2 \Delta H)] \quad (\text{Ec. 14.15})$$

Donde:

- $T_{(N)}$ = Tensión desarrollada sobre cada capa de refuerzo por unidad de longitud de la cimentación
- N = Número de capas de refuerzo en la cimentación
- q_0 = Carga admisible por área unitaria de la cimentación
- q_R = Carga aplicada por área unitaria de la cimentación
- A_1 = Factor para el cálculo de fuerzas verticales en el suelo
- A_2 = Factor para el cálculo de fuerzas cortantes en el suelo
- B = Ancho de la cimentación
- ΔH = Separación vertical entre las capas de refuerzo

Calculada la resistencia a la tensión requerida por cada capa del elemento de refuerzo se deberá seleccionar aquel cuya tensión admisible cumpla con la requerida.

14.4.3 Resistencia pullout

La resistencia al Pullout F_B , se obtiene de la resistencia por fricción entre el suelo y el refuerzo. Se sabe que la fuerza de fricción por longitud unitaria de la cimentación que se opone al pullout del refuerzo a cualquier profundidad z está dada por la expresión Ec. 14.16.

$$\begin{aligned}
 F_B &= 2 \tan \delta [\text{Fuerza Normal}] \\
 &= 2 \tan \delta \left[(\text{LDR}) \int_{L_0}^{x_0} (q_R) dx + (\text{LDR}) \gamma (L_0 - X_0) (z + D_f) \right] \quad (\text{Ec. 14.16})
 \end{aligned}$$

Donde:

- δ = Ángulo de fricción entre el Geosintético y el suelo (ASTM D 5321).
- LDR = Razón de densidad lineal del refuerzo.
- γ = Peso específico del suelo.
- L_0 = Distancia a la que el esfuerzo $\sigma(q_R)$ es igual a $0.1 q_R$.
- D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

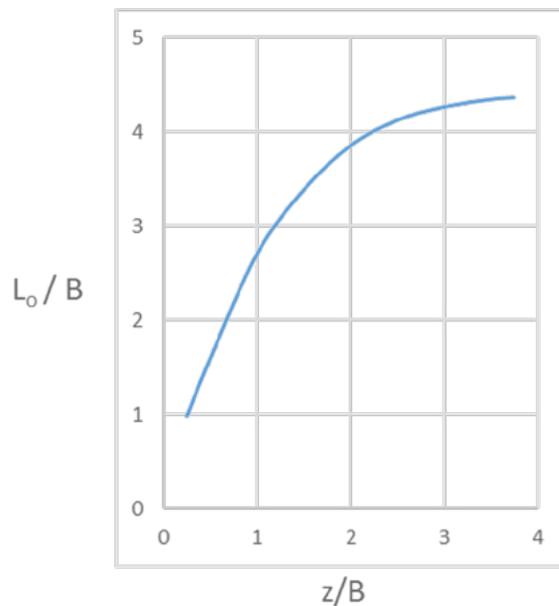
La fuerza normal la compone la fuerza generada por la disipación de la carga de la cimentación y la fuerza generada debido a la presión normal del suelo a la profundidad del refuerzo.

La razón de densidad lineal del refuerzo LDR para el caso de Geotextiles es igual a 1 debido a que el Geotextil cubre toda el área de refuerzo. Para el caso de Geomallas, pese a que estas no cubren un área de forma constante debido a su estructura de costillas y aberturas, el refuerzo se debe en gran parte a la trabazón de los agregados entre sus aberturas, por lo que en términos de densidad de refuerzo la Geomalla se encuentra muy cercana a la unidad y por lo tanto el valor de diseño es igual a 1. Es de anotar que si las Geomallas se acompañan de materiales cuyo tamaño de partículas no genera trabazón con el Geosintético, la razón de densidad lineal se ve reducida considerablemente. Simplificando el término de la integral en la Ec.14.16, la ecuación queda de la siguiente forma:

$$F_B = 2 \tan \delta (\text{LDR}) [A_3 B q_o (q_R / q_o) + \gamma (L_o - X_o) (z + D_f)] \quad (\text{Ec. 14.17})$$

Donde A_3 esta expresada en función de la profundidad y el ancho de la cimentación, y se puede determinar del ábaco de la figura 14.10.

L_o , correspondiente a la distancia a la cual esfuerzo $\sigma (q_R)$ es igual a $0.1 q_R$, se puede determinar en función de la profundidad y el ancho de la cimentación mediante el ábaco mostrado en la figura 14.11.



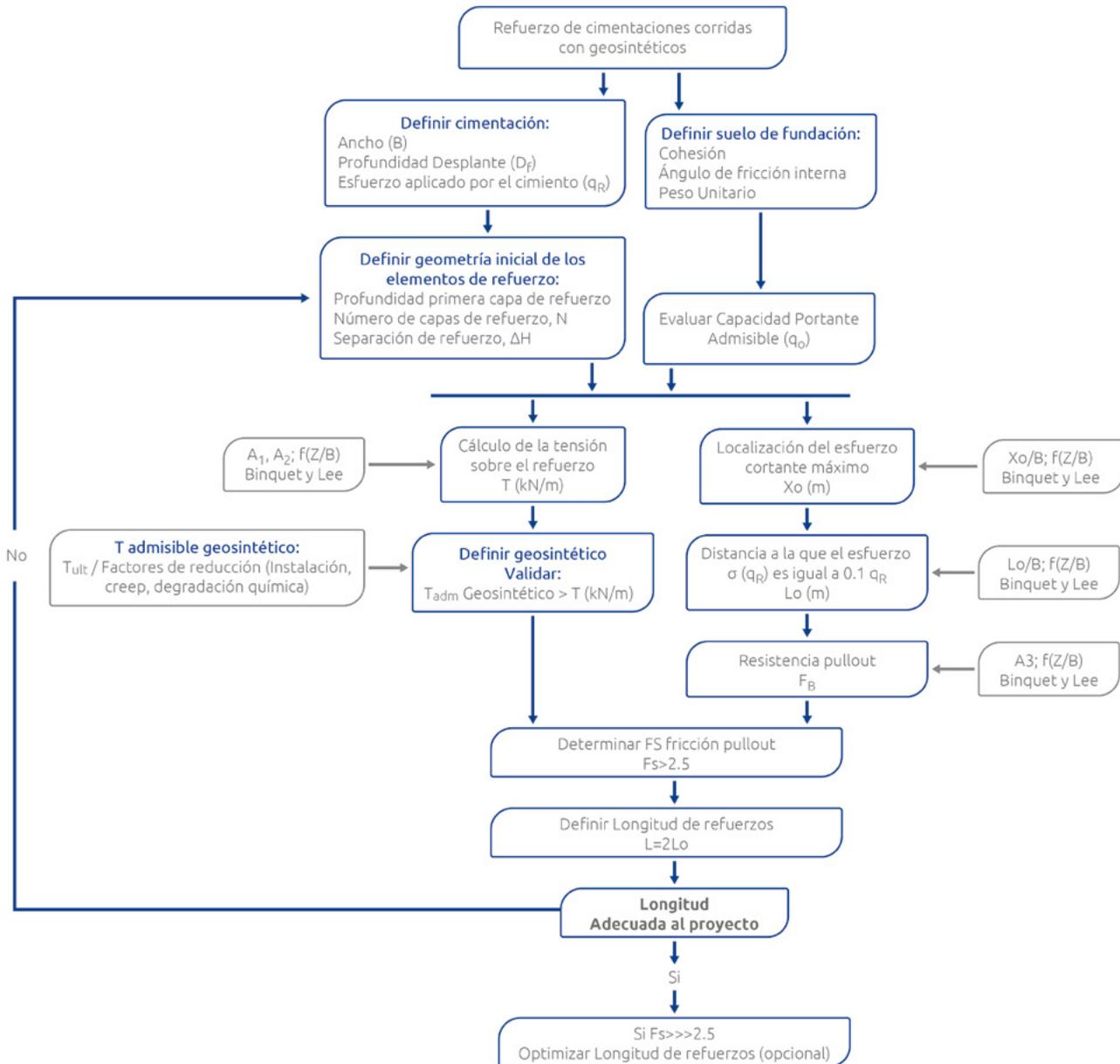
▲ *Figura 14.11 | Variación de L_o/B con respecto a z/B .*

Finalmente, el factor de seguridad contra el Pullout del refuerzo se obtiene tal como lo indica la ecuación Ec. 14.18 y debe cumplirse que sea superior a 1.5.

$$FS_p = \frac{F_B}{T(N)} \geq 1.5 \quad (\text{Ec. 14.18})$$

14.5 Metodología de diseño de cimentaciones reforzadas

En la Figura 14.12 se indica la metodología recomendada para el diseño del refuerzo Geosintético en cimentaciones corridas superficiales. Esta metodología toma en cuenta las soluciones de análisis planteadas por Binquet y Lee para la determinación de los esfuerzos de tensión sobre los elementos de refuerzo y de la fuerza de fricción desarrollada por los refuerzos.



▲ Figura 14.12 | Diagrama de flujo diseño de refuerzo de cimentaciones con Geosintéticos.

Como se ha mencionado, la inclusión de refuerzos Geosintéticos surge de la necesidad de incrementar la capacidad portante admisible del suelo de fundación, q_0 , a fin de soportar adecuadamente la carga que será transmitida por la cimentación, q_R , conforme a los requerimientos del proyecto. Por lo tanto, el refuerzo Geosintético deberá asumir por lo menos la diferencia requerida entre la capacidad portante admisible del suelo de fundación no reforzado, q_0 , y el esfuerzo que transmitirá la cimentación, q_R .

La capacidad portante admisible del suelo de fundación, parámetro de entrada en el diseño, podrá ser determinada utilizando la metodología de evaluación de capacidad portante que mejor se ajuste al perfil de suelos y a las condiciones de falla esperadas. En el módulo de diseño para el refuerzo de cimentaciones incluido en el software Geosoft, que acompaña este documento, se efectúa un análisis de referencia de la capacidad portante admisible empleando la ecuación general de capacidad portante de Terzagui para cimientos corridos o continuos (Ec.14.19), los resultados de este análisis pueden ser utilizados en el diseño o podrán ajustarse según la metodología que se haya definido.

$$q_{ult} = cN_c \cdot qN_q \cdot \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Ec. 14.19})$$

Donde:

Los factores de capacidad de carga son: N_c , N_q , N_γ

$$N_c = (N_q - 1) \cot \emptyset \quad (\text{Ec. 14.20})$$

$$N_q = \frac{e^2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2} \right) \tan \emptyset}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right)} \quad (\text{Ec. 14.21})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \emptyset) \quad (\text{Ec. 14.22})$$

Tal como lo muestra el diagrama de flujo, el diseño de los refuerzos Geosintéticos se enfoca en el cumplimiento de dos criterios fundamentales sobre dichos elementos de refuerzo: La tensión y la fuerza de arrancamiento o pullout. Para esto, se hace necesario establecer desde el comienzo de los análisis un número adecuado de capas de refuerzo, su separación y la profundidad a la cual se instalará la primera capa bajo el nivel de cimentación.

Como lo indican los resultados de las investigaciones de diferentes autores, la distribución de los refuerzos y la profundidad hasta la que se extienda la capa reforzada tiene alta incidencia en los

resultados sobre el incremento de la capacidad de soporte. De acuerdo con esto y las recomendaciones encontradas, la ubicación más efectiva del refuerzo con Geosintéticos se produce cuando la profundidad de la capa superior cumple que $d < 2/3$ de B; una profundidad mayor puede implicar que la falla de la cimentación se dé sobre la capa de suelo no reforzada tal como se presentó en la figura 14.2.

La selección de la separación de las capas de refuerzo deberá considerar además de la inclusión de un número de capas de Geosintéticos de refuerzo acorde con el requisito de resistencia que se busque adicionar a la capacidad de soporte de la fundación, una separación tal que sea uniforme, constructivamente viable y que pueda compactarse adecuadamente.

Por su parte, el número de capas de refuerzo deberá considerar que el espesor reforzado sea lo suficientemente efectivo para aportar provechosamente al incremento de la capacidad portante de la fundación. En este sentido, para la ubicación de la capa más baja del refuerzo se debe tener en cuenta el bulbo de presiones del cimiento, lo que lleva a que algunos autores recomienden que la capa más baja de refuerzo debe estar a una distancia menor o igual a $2B$, más allá de esta profundidad en general el aporte al incremento de la capacidad portante baja sustancialmente. En general el número de capas de refuerzo para las bases de cimentaciones no debe ser mayor que 7.

Conocido el esfuerzo que transmitirá la cimentación, q_R , y determinadas la capacidad portante admisible del suelo de fundación y la distribución de los refuerzos Geosintéticos, utilizando las soluciones de diseño planteadas por Binquet y Lee se determinarán la tensión sobre cada elemento de refuerzo (T) y la longitud mínima de los mismos, de tal forma que la resistencia por fricción del refuerzo Geosintético, F_B , cumpla con un factor de seguridad mínimo de 2.5 al arrancamiento o pullout.

La selección del Geosintético se realizará de tal manera que la resistencia admisible del mismo sea igual o mayor a la tensión establecida sobre el elemento de refuerzo. La resistencia a la tensión admisible de los Geosintéticos deberá evaluarse al afectar la resistencia última de los Geosintéticos por los factores de reducción por instalación, degradación química, degradación biológica y creep, tal como se indica en las ecuaciones Ec.14.23 y Ec.14.24.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} \quad (Ec. 14.23)$$

$$FS = FR_{ID} \times FR_{FL} \times FR_{DQB} \quad (Ec. 14.24)$$

Donde:

- T_{Ult} = Resistencia última del Geotextil o Geomalla por el método de la tira ancha
- T_{adm} = Resistencia a la tracción disponible del Geotextil o Geomalla
- FR_{ID} = Factor de reducción por daños de instalación
- FR_{FL} = Factor de reducción por fluencia o creep
- FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica

Los factores de reducción del material de refuerzo se deberán seleccionar según las condiciones del proyecto y las Tablas 3.1 y 3.2 del presente manual.

La longitud mínima de los refuerzos podrá optimizarse cuando se obtienen factores de seguridad suficientemente altos, sin embargo, la distancia mínima de empotramiento no podrá ser menor a 0.50m. Adicionalmente, se recomienda unificar longitudes de refuerzo por efectos de facilidad constructiva. Por otra parte, se recomienda complementar el diseño de refuerzo de cimentaciones con los respectivos análisis de asentamientos totales y diferenciales, toda vez que dichos criterios de deformación resultan ser en ocasiones el criterio de falla crítico en el diseño de la cimentación, teniendo en cuenta además que la inclusión de refuerzos no reduce los asentamientos más allá del efecto que produce el remplazo de material en el espesor del mejoramiento.

Finalmente resulta conveniente incluir sistemas de subdrenaje que eviten o limiten la saturación de los materiales en el espesor del mejoramiento reforzado, de tal manera que las propiedades geomecánicas del material reforzado no se vean alteradas negativamente.

14.6 Ejemplo de diseño

Se plantea reforzar con Geosintéticos el suelo de fundación en que se proyecta cimentar una estructura con cimientos corridos de 1.5m de ancho y profundidad de desplante de 0.60m. El esfuerzo transmitido por los cimientos al suelo de fundación es de 280 kPa y la capacidad portante admisible del suelo de fundación es de 94.1 kPa. Las propiedades geomecánicas del suelo de mejoramiento son:

$$\begin{aligned}\phi &= 34^\circ \\ \gamma_T &= 19 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Establecer las características del refuerzo con Geosintéticos que cumpla con los criterios de diseño a tensión y resistencia pullout de los elementos de refuerzo, y que otorgue el incremento requerido en la capacidad portante.

Solución:

a. Parámetros de entrada de la cimentación

Ancho de la cimentación, $B= 1.5 \text{ m}$
 Profundidad de desplante, $D_f= 0.60\text{m}$.
 Esfuerzo transmitido por los cimientos, $q_R=280\text{kPa}$.

b. Parámetros de entrada del suelo de fundación

Capacidad portante admisible del suelo de fundación, $q_0=94.1\text{kPa}$.

c. Distribución inicial de los elementos de refuerzo

Se definen unas características iniciales de la distribución de los elementos de refuerzo, las cuales deberán ser modificadas si no se cumplen con los criterios de diseño.

Profundidad de la primera capa de refuerzo, $d =0.40\text{m}$
 Número de capas de refuerzo, $N =4$
 Separación entre capas, $\Delta H=0.40\text{m}$

d. Resistencia a la tensión requerida del refuerzo

Para cada una de las capas de refuerzo consideradas, se obtienen A_1 y A_2 de la gráfica de variación de z/B de Binquet y Lee (Ver Figura 14.10). Conocidos A_1 y A_2 se determina el valor de Tensión requerida por cada Geosintético empleando la expresión Ec.14.15. Se obtienen los valores presentados en la siguiente tabla:

Capa	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. Selección del Geosintético de refuerzo

Se elige como Geosintético de refuerzo un Geotextil TR3000 teniendo en cuenta que este cuenta con una resistencia última de 58kN/m y una resistencia admisible de 26.36 kN/m . La resistencia

admisible fue determinada considerando los siguientes valores de los factores de reducción:

- ✔ Factor de reducción por instalación= 1.1
- ✔ Factor de reducción por creep= 2.0
- ✔ Factor de reducción por degradación química y biológica= 1.0

f. Verificación de la resistencia pullout

Se determinan para cada capa de refuerzo, la localización del esfuerzo cortante máximo, X_0 (figura 14.7), y la distancia, L_0 (figura 14.11), a la cual el esfuerzo $\sigma(q_R)$ es igual a $0.1 q_R$. L_0 corresponde también a la mitad de la longitud total del Geosintético de refuerzo. Estas distancias son medidas a partir del centro de la cimentación y su diferencia corresponde a la longitud de empotramiento del refuerzo que se opone al pullout.

Conocidas X_0 y L_0 , se determina la resistencia por fricción del refuerzo Geosintético, F_B , empleando la Ec.14.17. Los valores obtenidos son los siguientes:

Capa	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

Teniendo en cuenta que el factor de seguridad requerido para el criterio de arrancamiento es 1.5.

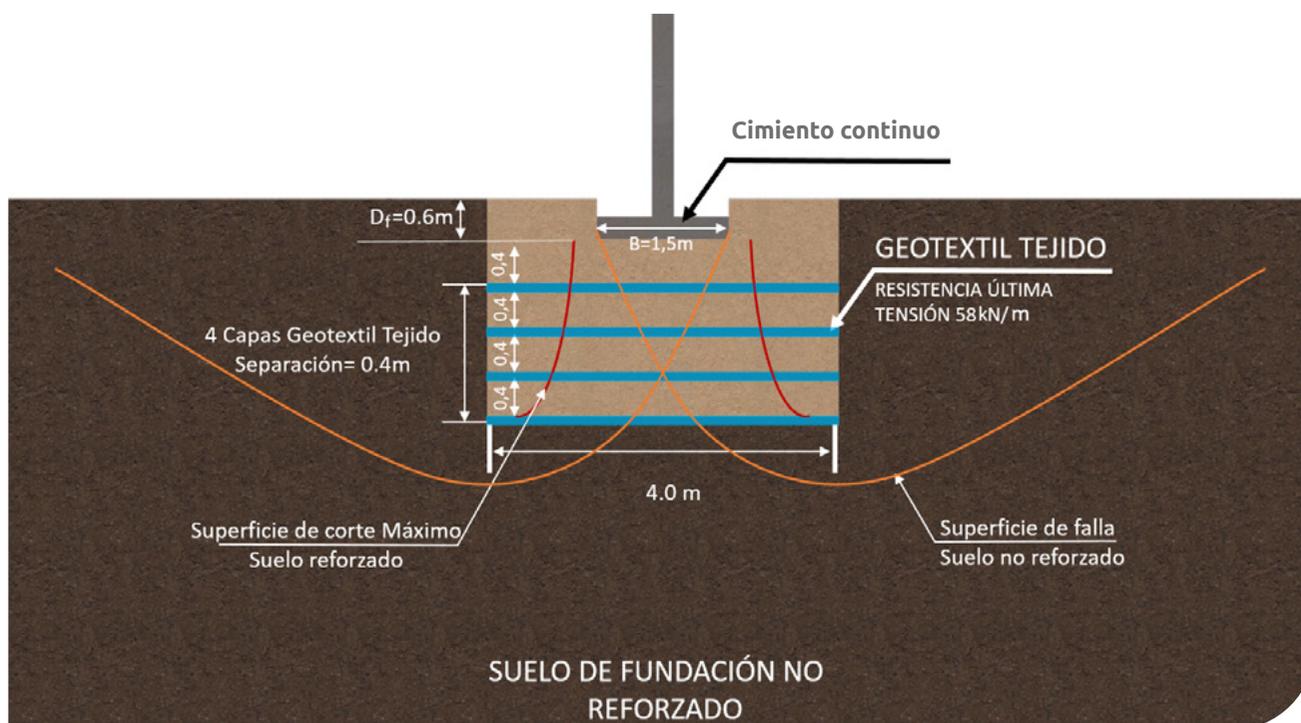
Así mismo, se pueden plantear longitudes menores para las capas de refuerzo 2, 3 y 4, ya que se obtienen factores de seguridad superiores a 1.5 que pueden ser optimizadas y ajustadas a longitudes cercadas para facilidad constructiva. Estos ajustes se efectúan utilizando las mismas ecuaciones, pero partiendo de un factor conocido de 1.5 y despejando longitudes requeridas, teniendo en cuenta que en cualquier caso la longitud de empotramiento mínima es 0.5m.

Capa	z	z/B	X_0/B	X_0	$L_{F_s=1.5}$	L total refuerzo ajustado	F_B	F_S
1	0.4	0.27	0.624	0.94	2.87	4.00	40.70	2.17
2	0.8	0.53	0.674	1.101	3.02	4.00	56.24	2.86

Capa	z	z/B	X_0/B	X_0	$L_{F_s=1.5}$	L total refuerzo ajustado	F_B	F_S
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 del diseño

Los resultados de los análisis podrán representarse en un esquema que presente como mínimo la cimentación a escala, la distribución y longitud de los elementos de refuerzo y la resistencia última y/o admisible de los elementos de refuerzo requeridos para el mejoramiento. En la siguiente figura se presenta el esquema del ejemplo desarrollado.



▲ Figura 14.13 | Esquema de refuerzo de la fundación.

14.7 Bibliografía

- ◆ 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

DISEÑO CON

Geomembranas

15.1 Generalidades

Las Geomembranas representan el segundo grupo más importante de Geosintéticos en ventas detrás de los Geotextiles, sin embargo, en volúmenes de dinero son las Geomembranas las que ocupan el primer lugar. Su crecimiento ha sido estimulado por regulaciones gubernamentales, las cuales hasta el momento apenas se están desarrollando en nuestro País. Las Geomembranas son hojas delgadas de materiales poliméricos utilizados principalmente como recubrimientos y cubiertas de almacenamiento de materiales sólidos y líquidos.

Este tipo de Geosintético ha sido empleado en proyectos tales como recubrimiento de canales, reservorios, rellenos sanitarios, lagunas de oxidación, piscinas de lixiviados, control de filtración en presas de tierra, canchas de relave, pondajes, espejos de agua, lagunas artificiales, etc. Su durabilidad es estimada de acuerdo a la vida útil que sea especificada por el fabricante, comúnmente para Geomembranas HDPE (polietileno de alta densidad) su vida útil se considera alrededor de 30 años. Otros tipos de Geomembranas que de igual manera son generalmente usadas, poseen una menor vida útil expuestas a la luz solar y por lo tanto deben ser cubiertas con suelo o con material de sacrificio, como puede ser un Geotextil reemplazable.

La impermeabilización de las obras de infraestructura en diferentes campos de aplicación empleando Geomembranas sintéticas es cada día más frecuente, ya que este sistema trae consigo ventajas económicas, técnicas y ambientales, estas últimas constituyéndose en un tema de vital importancia, debido a la normativa que se ha creado para regular el uso y manejo de los recursos naturales.



▲ *Reservorio la Quinta del Puente | Santander 2011.*



▲ *Relleno Sanitario Ocaña | Norte de Santander 2018.*



▲ *Laguna de Oxidación | Calarcá - Quindío 2012.*

El uso de las Geomembranas en el diseño de barreras impermeables es una alternativa válida y en muchos casos se utiliza como complemento a las alternativas tradicionales. El empleo de este Geosintético presenta las siguientes características:

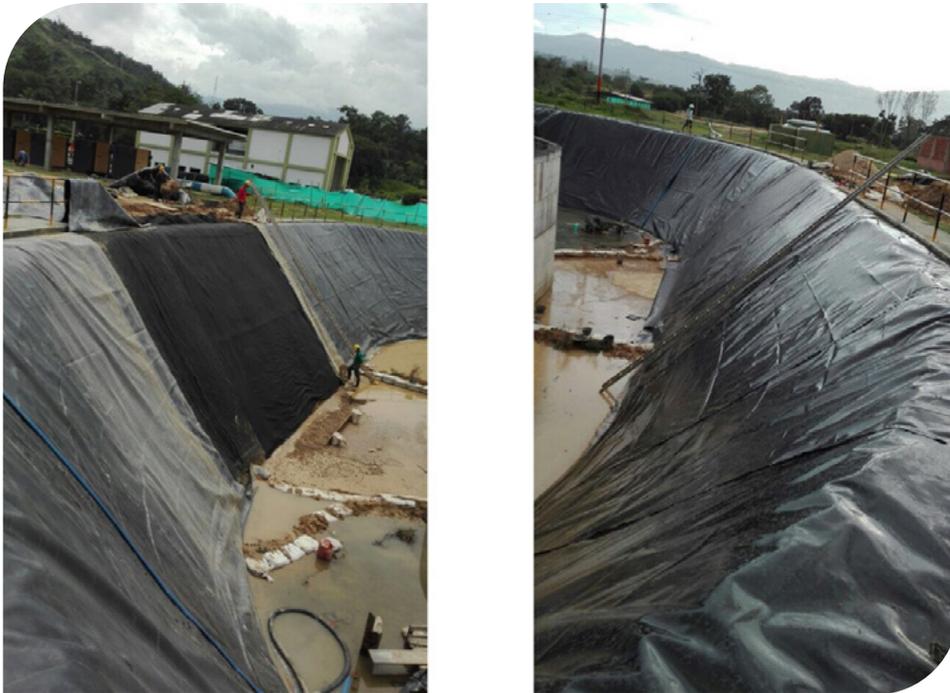
- ◆ Son materiales homogéneos, de propiedades completamente cuantificables.
- ◆ Bajo una adecuada instalación, sus propiedades no sufren modificaciones durante el proceso constructivo.
- ◆ Son una alternativa más económica, sobre todo en proyectos donde el tiempo de construcción es un factor importante del costo.
- ◆ Minimizan el impacto ambiental en las obras y permiten un mejor aprovechamiento de los volúmenes disponibles.

Debido a que estos sistemas se instalan en obras de infraestructura, donde estarán en contacto directo con diferentes tipos de suelo, los cuales pueden tener tamaños de partículas considerables con superficies angulares o suelos con superficie irregular, es posible que se genere una afectación en la estructura de la Geomembrana, deteriorando de esta manera la total estanqueidad del sistema cuando se utiliza este tipo de materiales.

La durabilidad de un sistema de impermeabilización con Geomembrana deberá tener en cuenta el diseño y la instalación de un Geosintético que la proteja, evitando los problemas mencionados y generando un aporte a la calidad de este tipo de obras.



▲ *Canales Flexibles* | *Vía Ibagué - Calarcá, Colombia, 2010*



▲ *Planta de tratamiento de aguas residuales | Floridablanca – Santander 2017.*

Finalmente, para detenernos en la durabilidad y la vida de servicio de las Geomembranas, tenemos que remitirnos a la experiencia, donde hace 15 años los conceptos originales decían que los Geosintéticos eran fáciles de instalar, pero no durarían largo tiempo. Los pensamientos actuales han cambiado drásticamente y se tienen experiencias reales sobre la larga vida y servicio de los Geosintéticos, eso sí con gran preocupación acerca de la correcta selección e instalación de los mismos. Claramente los Geosintéticos deben sobrevivir los procesos de instalación si se pretende cumplan con su periodo de servicio.

15.2 Introducción

Este capítulo desarrolla las metodologías más usadas para diseñar Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas para la protección de Geomembranas y el espesor de las Geomembranas con su respectiva zanja de anclaje, de tal forma que se diseñe con los Geosintéticos más convenientes técnica y económicamente para cada proyecto.

En la metodología de diseño para Geotextil de protección únicamente se evalúan Geotextiles No Tejidos, porque estos Geosintéticos presentan una resistencia mecánica que evita que las Geomembranas sufran punzonamiento, y tienen una elongación mayor al 50% lo que les permite soportar sucesivas contracciones y dilataciones que experimenta la Geomembrana por efecto

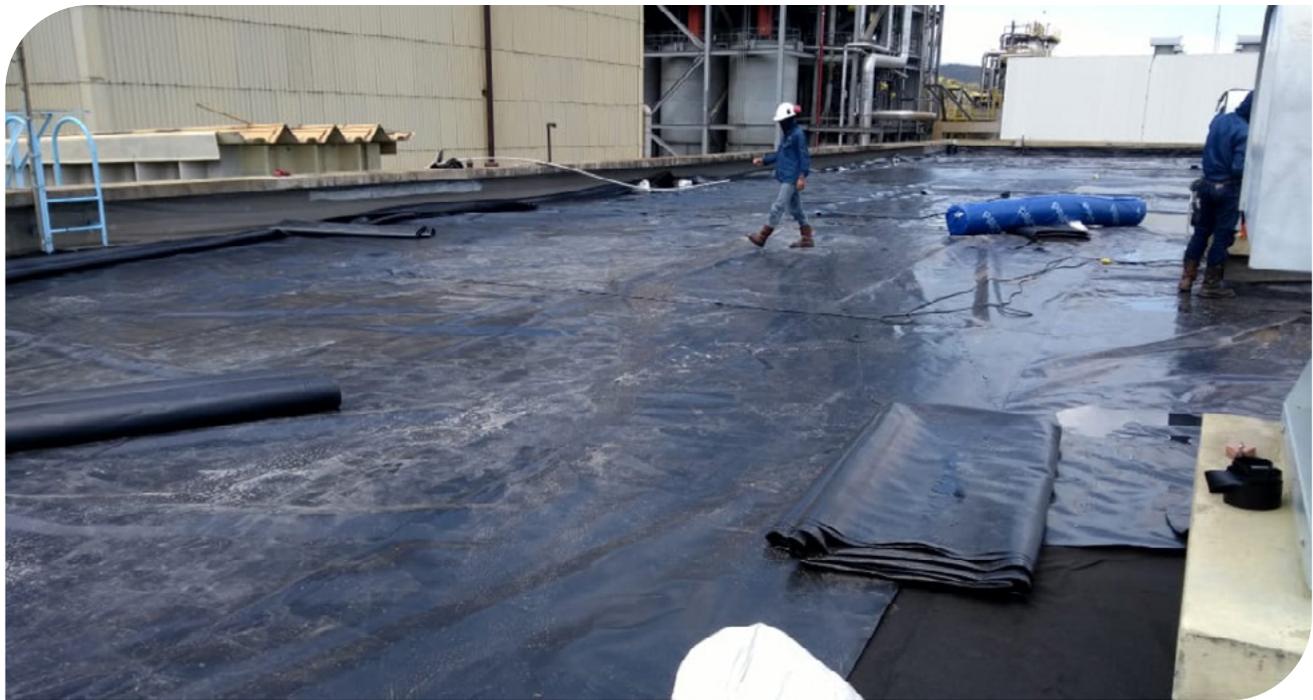
de la variación térmica. Adicionalmente, los Geotextiles No Tejidos facilitan la instalación de la Geomembrana cuando se está en presencia de aguas freáticas, haciendo que las obras de instalación sean más limpias y permitan realizar un mejor procedimiento para el sellado de la Geomembrana.

Otra ventaja de este tipo de Geotextil es que funciona como elemento drenante bajo la Geomembrana, permitiendo conducción de gases y líquidos emergentes del subsuelo, los cuales podrían afectar la elongación inicial de la Geomembrana deteriorando su correcto funcionamiento.



▲ *Instalación Geotextil No Tejido para protección de Geomembrana | Santander - 2009.*

La metodología de diseño para la Geomembrana permite seleccionar de acuerdo a sus propiedades mecánicas y físicas la más adecuada para ser instalada como barrera impermeable, garantizando la protección del ecosistema en cada una de sus aplicaciones, como puede ser en reservorios de agua, en rellenos sanitarios, en recolección de lodos generados de los procesos industriales, en lagunas de oxidación, en impermeabilización de cubiertas, etc.



▲ Impermeabilización cubierta | Norte de Santander - 2018.

15.3 Metodología de diseño Geotextil de protección

La metodología para escoger el Geotextil más adecuado para la aplicación de protección se basa en la resistencia al punzonamiento de la Geomembrana. En esta metodología se determina la presión que actúa sobre el Geotextil, bajo unas determinadas condiciones y se verifica que el Geotextil seleccionado resista el punzonamiento que se pueda generar.

Con respecto a la Geomembrana y al material de protección, el análisis teórico demuestra que la resistencia al punzonamiento de la Geomembrana se puede mejorar bajo las siguientes condiciones:

- ◆ Al incrementar el espesor de la Geomembrana, el análisis realizado por Wilson-Fahmy, Narejo y Koerner muestra que la resistencia al punzonamiento se incrementa linealmente con relación al espesor. Si se incrementa el espesor de 1.5 a 2.5mm el incremento de la resistencia al punzonamiento puede ser de 1.7 veces. Según esto el incremento de espesor puede ser benéfico para la resistencia al punzonamiento de la Geomembrana, si la resistencia de la Geomembrana es cercana al valor requerido.
- ◆ El uso de un material de protección, en este caso un Geotextil No Tejido punzonado por agujas, es una solución para el mejoramiento de la resistencia al punzonamiento de la Geomembrana.

Por ejemplo, la utilización de un Geotextil No Tejido punzonado por agujas con resistencia al punzonamiento CBR de 2.80 kN, generará un incremento en la resistencia al punzonamiento de la Geomembrana entre 4 y 10 veces comparado con 1.7 generado por el incremento del espesor de la Geomembrana de 1.5 a 2.5mm.

- Asimismo, con el incremento de la resistencia mecánica del material de protección, se incrementará de 8 a 25 veces la resistencia al punzonamiento de la Geomembrana utilizando un Geotextil No Tejido punzonado por agujas con resistencia al punzonamiento CBR de 4.60 kN. De esta forma, a medida que las propiedades mecánicas se van incrementando por el cambio de Geotextil, la resistencia al punzonamiento de la Geomembrana aumenta considerablemente.

Como se mencionó anteriormente, este capítulo se basa en el diseño del Geotextil como material de protección utilizando la metodología planteada por Wilson-Fahmy, Narejo y Koerner, expuesta en 1996 a través de trabajos técnicos del GRI (Geosynthetic Research Institute).

Ahora bien, esta metodología fue ajustada, teniendo en cuenta las nuevas disposiciones debido a los trabajos técnicos del GRI expuestos en su norma de ensayo GTI 12 en el año 2002 y su actualización en el 2016, en el cual consideraron unos valores mínimos de propiedades mecánicas que deben cumplir los Geotextiles No Tejidos punzonados por agujas como se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 15.1 Propiedades requeridas, métodos de ensayo y valores para Geotextiles usados como protección de Geomembrana¹

Propiedad ³	Metodo de ensayo ASTM	Unidades	Masa / unidad de área (g/m ²)					
			340	406	542	812	1,080	2,000
Masa por unidad de área	D5261	(g/m ²)	340	406	542	812	1,080	2,000
Resistencia GRAB	D4632	kN	1.02	1.33	1.64	2.00	2.25	2.80
Resistencia GRAB elongacion	D4632	%	50	50	50	50	50	50
Rasgado trapezoidal	D4533	kN	0.42	0.51	0.64	0.89	0.96	1.27
Resistencia punzonamiento CBR ²	D6241	kN	3.11	3.56	4.00	4.90	7.56	10.60
Resistencia 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 Adicionalmente es necesario cumplir con la elongación mínima de 38mm para la norma ASTM D6241

³ Todos los valores son MARV (ver capítulo 2); excepto resistencia UV.

Este método utiliza la ecuación tradicional del factor de seguridad:

$$FS = \frac{P_{adm}}{P_{req}} \quad (\text{Ec. 15.1})$$

Donde:

FS = Factor de seguridad (en este caso contra el punzonamiento de la Geomembrana).

P_{adm} = Presión admisible usando diferentes tipos de Geotextiles y condiciones específicas del lugar.

P_{req} = Presión real debida al contenido del relleno o depósito superficial.

Se ha obtenido una relación empírica para el cálculo de la P_{adm} basado en un gran número de ensayos y pruebas del método de punzonamiento hidrostático de la norma ASTM D5514, utiliza factores de modificación y de reducción con el fin de tener en cuenta las condiciones de campo y comportamiento de los materiales. Ahora bien, teniendo en cuenta las recomendaciones emitidas por la organización GRI en su norma de ensayo GTI 12, en la cual describe unos valores estadísticos de una serie de ensayos que se realizaron para determinar los correctos valores mecánicos que deben cumplir los Geotextiles No Tejidos, teniendo en cuenta estos valores y la ecuación empírica obtenida del ensayo mencionado con antelación. Se genera una regresión potencial, obteniendo la siguiente fórmula para el cálculo del Geotextil de protección para las Geomembranas.

$$PU_{CBR} = 0,05 \left(\frac{P_{adm} \times H^2 \times FM_S \times FM_{DR} \times FM_A \times FR_{FL} \times FR_{DQB}}{450} \right)^{0.71} \quad (\text{Ec. 15.2})$$

Donde:

PU_{CBR} = Punzonamiento CBR (kN).

P_{adm} = Presión admisible (kPa).

H = Altura Efectiva de la Protuberancia (mm).

FM_S = Factor de Modificación por la forma de la protuberancia.

FM_{DR} = Factor de Modificación por Densidad del Relleno.

FM_A = Factor de Modificación por efecto de Arco en Sólidos.

FR_{FL} = Factor de Reducción por fluencia del material a largo plazo.

FR_{DQB} = Factor de Reducción por degradación química y biológica a largo plazo.

Además, se debe cumplir la siguiente condición:

$$P_{adm} \geq 50\text{kPa} \quad (\text{Ec. 15.3})$$

A continuación, se muestra el significado de cada factor y los valores típicos que cada uno de éstos puede tomar, según las condiciones de cada proyecto.

15.3.1 Factor de seguridad global

El factor de seguridad global debe ser mínimo de 2.0, sin embargo, para cierto tipo de condiciones el factor de seguridad requerido puede ser mayor. Por ejemplo, se debe utilizar un factor de seguridad mayor en proyectos en los cuales la subrasante presente un alto contenido de rocas aisladas de gran tamaño en su superficie. Este factor también se puede ver afectado por el tipo de instalación de la Geomembrana.

El objetivo de este factor de seguridad es garantizar un diseño adecuado para la protección de Geomembranas, evitando que estas fallen por punzonamiento durante su período de servicio. En proyectos de rellenos sanitarios, la falla de la Geomembrana puede ocasionar filtración de lixiviados al subsuelo y posteriormente a las aguas subterráneas, generando un foco de contaminación de difícil detección. Para los reservorios, la falla de la Geomembrana puede ocasionar pérdida en los niveles del líquido almacenado.

Los factores de seguridad global se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 15.2 Factores de seguridad global para el diseño

Arreglo de las Piedras	Altura Efectiva de Protuberancia (mm)	Factor de Seguridad Global (Mínimo)
Piedras aisladas	6	2.0
	12	3.0
	25	5.0
	38	7.0
Piedras agrupadas	38 o menos	3.0

15.3.2 Factores de modificación

Este tipo de factores son propuestos con el fin de representar de mejor forma las condiciones de campo del material de protección en el diseño. Los factores de modificación son iguales o menores a 1.0 y deberán ser tomados de las tablas que se muestran a continuación.

Factor de modificación por forma de la protuberancia

Estos factores fueron propuestos con base en el ensayo hidrostático de presión por punzonamiento de la norma ASTM 5514, según la cual se estableció que el valor de presión resistente más alto es alcanzado cuando las rocas tienen forma redondeada, seguidas de las semiredondeadas y finalmente, la menor resistencia a la presión es la generada por rocas de forma angular, en las que su efecto es casi el mismo que el generado por los conos truncados en el ensayo de falla a presión. Debido a que el factor de modificación es inversamente proporcional a la presión admisible, los factores para rocas redondeadas y semiredondeadas son menores a la unidad, es decir, que aumenta la presión admisible a la que puede ser sometido el material de protección y la Geomembrana.

Tabla 15.3 Factor de Modificación por Forma de la Protuberancia

Forma de la Piedra	FM _s
Angular	1.00
Semiredondeada	0.50
Redondeada	0.25

Factor de modificación por densidad del relleno

Según las pruebas realizadas por Wilson-Fahmy, Narejo y Koerner se pudo demostrar que la presión admisible para protuberancias concentradas es mucho mayor que para protuberancias aisladas. Basados en los resultados, se llegó a un factor de modificación de 0.5 que estima el efecto generado por rocas concentradas en relación a estas mismas pero ubicadas de forma aislada. Para poder hacer una comparación del comportamiento de la Geomembrana sobre protuberancias aisladas, en la siguiente tabla se encuentran los factores según su tamaño y forma de ubicación.

Tabla 15.4 Factor de Modificación por Densidad del Relleno

Arreglo de la Protuberancia	FM _{DR}
Aislada	1.00
Compacta, 38 mm	0.83
Compacta, 25 mm	0.67
Compacta, 12 mm	0.50

Factor de modificación por efecto de arco en sólidos

Este factor tiene en cuenta el tipo de material o de carga a la que es sometida la Geomembrana. La resistencia al punzonamiento de la Geomembrana bajo cargas geostáticas puede llegar a ser hasta 6 veces mayor que la resistencia de la Geomembrana bajo una carga hidrostática. Este efecto se atribuye a la capacidad de los suelos para disipar las cargas aplicadas en función de la profundidad y a la compresibilidad del mismo, propiedad que carecen los líquidos, por lo cual este efecto tenderá a aliviar el esfuerzo que es transmitido a la Geomembrana y a su material de protección.

Tabla 15.5 Factor de Modificación por Efecto de Arco en Sólidos

Efecto de Arco en Sólidos	FM _A
Hidrostático	1.00
Geoestático, superficial	0.75
Geoestático, moderado	0.50
Geoestático, profundo	0.25

15.3.3 Factores de reducción

Una vez presentados los factores de modificación, establecidos según el tipo y tamaño de partículas presentes en el suelo de instalación del sistema, se presentan los factores de reducción los cuales son aplicados para garantizar la integridad de la Geomembrana. Se consideran dos factores, el primer factor involucra la fluencia de los materiales a largo plazo, y el segundo factor tiene en cuenta la posible acción de degradación química y biológica debido a la acción de agentes presentes en el lugar del proyecto.

Los factores de reducción son iguales o mayores a 1.0 y deberán ser tomados de las tablas que se muestran a continuación.

Factor de reducción por fluencia a largo plazo

Como se puede ver en la Tabla 15.6 los factores de reducción por fluencia a largo plazo son relativamente menores a los encontrados en la literatura para Geotextiles sometidos a tensión. Esto se debe a que la Geomembrana y el material de protección al estar ambos sometidos a punzonamiento, con el tiempo se verán afectados positivamente por el efecto de fluencia, lo cual hará que la longitud inicial sin apoyo del material contra el suelo disminuya con el pasar del tiempo. De esta forma, los esfuerzos de la Geomembrana y del material de protección son reducidos.

Con base en lo anterior, el factor por fluencia requerido para la protección de Geomembranas es menor comparado con el requerido por el mismo material sometido a esfuerzos de tensión constantes.

Tabla 15.6 Factor de Reducción por Fluencia

Referencia Geotextil	FR _{FL} Altura Efectiva de la Protuberancia (mm)			
	38	25	12	6
Sin Geotextil	>> 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

Factor de reducción por degradación química y biológica a largo plazo

Para este factor se debe tener en cuenta la posible acción de agentes externos los cuales puedan afectar la integridad del sistema, por ejemplo: roedores, hongos, bacterias, entre otros, los cuales pueden generar degradación del material. Sin embargo, debido al alto peso molecular de los materiales con los cuales se fabrican los Geosintéticos el efecto de estos agentes sobre el material es mínimo.

Para el caso de degradación por sustancias químicas, el efecto que tienen estas sobre el material puede ser más decisivo a la hora del diseño, es el caso de rellenos sanitarios (ver Tabla 15.7), donde se debe evaluar el tipo de lixiviado generado por el tipo de desechos que conforman el relleno.

Este es el único caso en el cual un factor químico pueda amenazar la integridad del sistema.

Tabla 15.7 Factor de Reducción por degradación química y biológica a largo plazo

Tipo de Lixiviado	FR _{DQB}
Ligero	1.1
Moderado	1.3
Agresivo	1.5

15.3.4 Cálculo del punzonamiento CBR del Geotextil de protección

1. Estimar la presión admisible, en función del factor de seguridad global, utilizando la Ecuación (15.1), y aplicando los factores de modificación y reducción, según Apliquen. Teniendo en cuenta lo siguiente:

$$\begin{aligned} H \text{ de Piedras Aisladas} &= \text{Altura real de Protuberancia} \\ H \text{ de Piedras Compactadas} &= \text{Mitad del Tamaño Máximo de Piedras} \end{aligned}$$

2. Estimar la presión actuante sobre la Geomembrana, aplicando la siguiente ecuación:

$$P_{req} = h \times \gamma \quad (\text{Ec. 15.4})$$

Donde:

γ = Peso Unitario del material de relleno o líquido (kN/m³).

h = Altura de Diseño del material de relleno o profundidad del líquido ó sólido (m).

P_{req} = Presión actuante sobre la Geomembrana (kPa).

3. Los parámetros de la ecuación (15.2) pueden ser asumidos o especificados según las consideraciones particulares de obra. El peso unitario típico de residuos sólidos puede estimarse como 12.56kN/m³, en caso que no se tengan datos específicos del proyecto. De la misma manera el peso unitario de la mayoría de los líquidos puede ser aproximado al peso unitario del agua, es decir, 9.81kN/m³.
4. Calcular la resistencia al punzonamiento CBR requerida para el Geotextil de protección, teniendo en cuenta la ecuación (15.2) y la Tabla 15.2.

5. Verificar que se cumpla la condición presentada en la ecuación (15.3) para verificar el aporte del Geotextil de protección.
6. Seleccione el Geotextil de protección apropiado, el cual debe ser un Geotextil No Tejido punzonado por agujas, teniendo en cuenta el valor de la resistencia al punzonamiento CBR mayor o igual al calculado en el paso anterior, asimismo debe cumplir una elongación de 38mm en el ensayo ASTM D6241 (Resistencia la punzonamiento CBR).

15.4 Metodología de diseño espesor de la Geomembrana y zanja de anclaje

La metodología para el diseño por función consiste en evaluar la principal aplicación para la cual se utiliza la Geomembrana y calcular el valor requerido para esa propiedad en particular. En el caso del diseño para la Geomembrana, se comparan las resistencias del material con el valor requerido en el diseño para una misma propiedad, obteniendo un factor de seguridad global FS_g.

$$FS_g = \frac{\text{Resistencia Admisible}}{\text{Resistencia Requerida}} \longrightarrow FS_g > 1$$

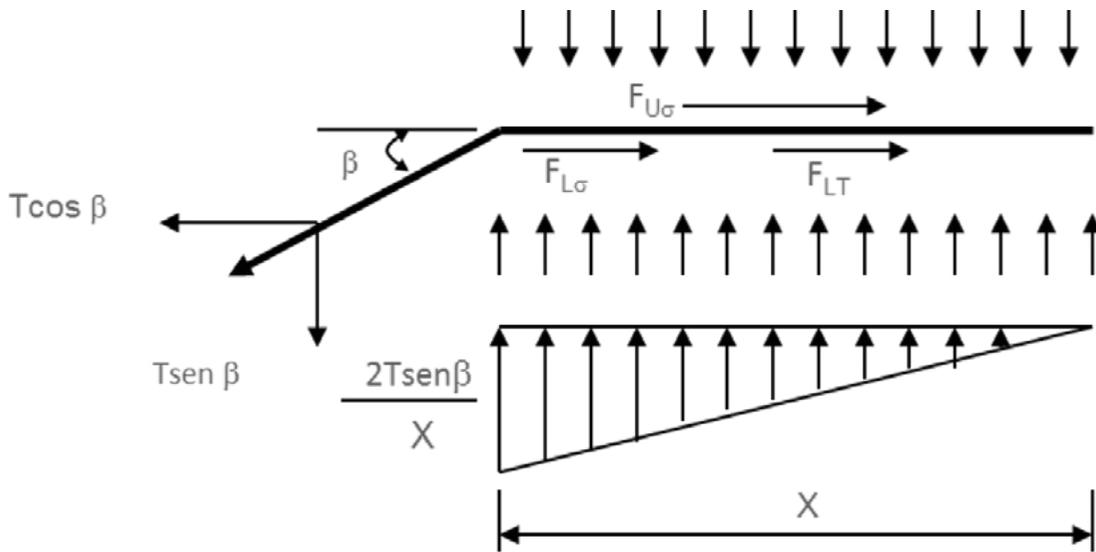
Donde:

Resistencia Admisible = Resistencia última del ensayo de laboratorio que simula las condiciones reales del proyecto sobre los factores de reducción.

Resistencia Requerida = Valor obtenido del cálculo mediante una metodología de diseño que simula las condiciones reales del proyecto.

15.4.1 Diseño del Espesor

El espesor necesario de una Geomembrana dependerá del polímero con que esté fabricada la misma, debido a los comportamientos tan distintos a la fluencia de cada uno de los materiales. Para el cálculo del espesor se realiza un equilibrio límite teniendo en cuenta la posible deformación en la Geomembrana como se muestra a continuación:



▲ Figura 15.1 | Modelo de diseño utilizado para calcular el espesor de la Geomembrana.

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ T \cos \beta &= F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT} \\ T \cos \beta &= \sigma_n \tan \delta_U(x) + \sigma_n \tan \delta_L(x) + 0.5 (2T \sin \beta / x) (x) \tan \delta_L \\ T &= \frac{\sigma_n x (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L} \quad (\text{Ec. 15.5}) \end{aligned}$$

La tensión inducida en la Geomembrana es igual al esfuerzo admisible por el espesor.

$$T_{adm} = \sigma_{adm} t \quad (\text{Ec. 15.6})$$

Donde:

- T = Tensión movilizada en la Geomembrana.
- σ_{adm} = Esfuerzo admisible en la Geomembrana.
- t = Espesor de la Geomembrana.

Entonces reemplazando estos valores en la ecuación 15.6 se tiene que:

$$t = \frac{\sigma_n x (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)} \quad (\text{Ec. 15.7})$$

Donde:

- β = Ángulo de deformación del suelo de cimentación (Rango entre 30 y 60 grados).
- $F_{U\sigma}$ = Fuerza de fricción sobre la Geomembrana debido al suelo de cubierta (para suelos de cubierta demasiado delgados, la fracturación de este puede ocurrir por tensión, en estos casos este valor suele ser despreciable).
- $F_{L\sigma}$ = Fuerza de fricción debajo de la Geomembrana debido al suelo de cubierta.
- F_{LT} = Fuerza de fricción debajo de la Geomembrana al componente vertical de T admisible.
- σ_n = Esfuerzo aplicado por el material de relleno.
- δ_U = Ángulo de fricción entre la Geomembrana y el material superior (ASTM D 5321).
- δ_L = Ángulo de fricción entre la Geomembrana y el material inferior (ASTM D 5321).
- X = Distancia de movilización de la deformación de la Geomembrana en metros.

Tabla 15.8 Ángulos de fricción Geomembrana-suelo y Geomembrana-Geotextil según ensayo ASTM D 5321

Tipo de Geomembrana	Tipo de Geotextil	Tipo de suelo - arena		
		$\phi = 30^\circ$	$\phi = 28^\circ$	$\phi = 26^\circ$
HDPE	No Tejido Punzonado			
Texturizada	32°	30° (100%)	26° (92%)	22° (83%)
Lisa	8°	18° (56%)	18° (61%)	17° (63%)

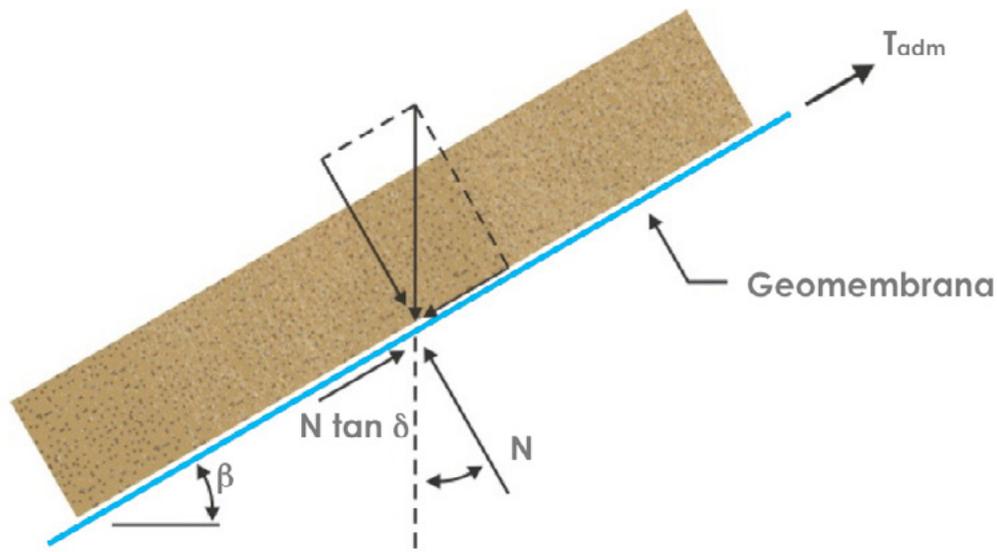
Tabla 15.9 Distancia de movilización de la deformación de la Geomembrana HDPE

Espesor de Geomembrana HDPE (mm)	Distancia de Movilización (mm)
0.75	30
1.50	50

15.4.2 Estabilidad de la Cobertura del Relleno

Las Geomembranas por lo general deben ser recubiertas, con lo cual se busca la protección adicional contra la oxidación, protección contra la degradación ultravioleta, protección contra altas

temperaturas que incrementan la alta degradación, protección contra el punzonamiento y el rasgado por materiales angulares, protección ante posibles daños accidentales o intencionales. Se suelen cubrir con espesores pequeños de suelo que generalmente tienen la tendencia a deslizarse sobre los taludes, motivo por el cual este chequeo se basa en las condiciones de equilibrio límite entre el subsuelo, la Geomembrana y el suelo de recubrimiento asumiendo que estos tienen un espesor uniforme.



▲ *Figura 15.2 | Fuerzas actuantes con suelos de cobertura sobre la Geomembrana de recubrimiento, con profundidad de suelo constante.*

Para realizar el cálculo de la estabilidad de la cobertura se chequea un FS por equilibrio límite.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Actuantes}}$$

$$FS = \frac{N \tan \delta_U (L) + T_{adm}}{W \sin \beta (L)} \quad (\text{Ec. 15.8})$$

$$FS = \frac{(W \cos \beta) \tan \delta_U (L) + T_{adm}}{W \sin \beta (L)}$$

Donde:

w = Peso del material de relleno.

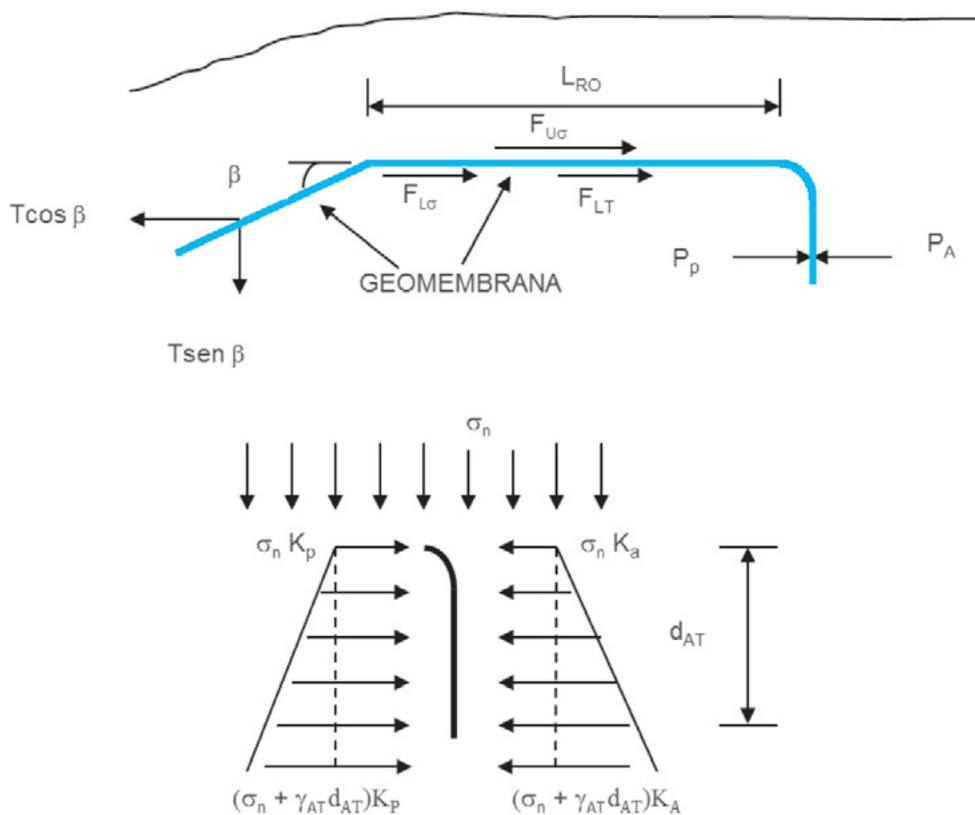
β = Ángulo de inclinación del talud con la horizontal.

- $\delta_U =$ Ángulo de fricción entre la Geomembrana y el material superior.
- $L =$ Longitud de la inclinación.
- $T_{adm} = \sigma_{adm} \times t,$ Fuerza de tensión en la Geomembrana.

Se obtienen diferentes factores de seguridad para diferentes longitudes de inclinación y se escoge la longitud con la cual se obtenga un FS mínimo de 1, para garantizar que no habrá deslizamiento de la capa de suelo.

15.4.3 Diseño de la Longitud y Zanja de Anclaje

Para este chequeo, se tiene en cuenta un estado de esfuerzos dentro de la zanja de anclaje y su mecanismo de resistencia. En la profundidad de la zanja de anclaje se tienen fuerzas laterales actuando sobre la Geomembrana, más específicamente una presión activa de tierras tendiendo a desestabilizar el sistema y una presión pasiva de tierras que lo tiende a soportar.



▲ *Figura 15.3 | Sección transversal de la longitud de desarrollo de una Geomembrana con zanja de anclaje y fuerzas actuantes.*

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T_{adm} \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT} - P_A + P_P$$

$$T_{adm} \cos \beta = \sigma_n \tan \delta_U (L_{RO}) + \sigma_n \tan \delta_L (L_{RO}) + 0.5 (2T_{adm} \sin \beta / L_{RO}) (L_{RO}) \tan \delta_L - P_A + P_P$$

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos (90-\beta) - \sin (90-\beta) \tan \delta_L} \quad (\text{Ec. 15.9})$$

$$P_A = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT}$$

$$P_P = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT}$$

Donde:

L_{RO} = Longitud de desarrollo.

P_A = Presión activa de tierras contra el material de relleno de la zanja de anclaje.

P_P = Presión pasiva de tierras contra el suelo in-situ de la zanja de anclaje.

γ_{AT} = Peso Específico del suelo de la zanja de anclaje.

d_{AT} = Profundidad de la zanja de anclaje.

σ_n = Esfuerzo normal aplicado por el suelo de cobertura.

K_A = Coeficiente de presión de tierra activa = $\tan^2 (45 - \phi/2)$.

K_P = Coeficiente de presión de tierra pasiva = $\tan^2 (45 + \phi/2) = 1/K_A$.

ϕ = Ángulo de fricción del suelo respectivo.

Entonces resolviendo para la ecuación (15.9) se presentan dos incógnitas, motivo por el cual es necesario asumir una de las dos variables y calcular la otra en un proceso iterativo, hasta que se encuentre un dato consistente constructivamente viable tanto para la longitud de desarrollo (L_{RO}) como para la profundidad de la zanja de anclaje (d_{AT}).

15.4.4 Chequeo por supervivencia

Después de haber escogido la Geomembrana aplicando la metodología de diseño, se deben considerar adicionalmente procesos de transporte, manejo e instalación, los cuales están fuera del alcance del diseñador. Únicamente mediante especificaciones estrictas y un aseguramiento de la calidad en la construcción la Geomembrana puede sobrevivir la instalación y cumplir adecuadamente con la función para la cual fue especificada e instalada.

Mientras una Geomembrana es transportada, manipulada e instalada, puede ser vulnerable al rasgado, punzonamiento e impacto. Estos eventos pueden ocurrir accidentalmente, por vandalismo o por la falta de cuidado en el trabajo de instalación. Situaciones como: caída de herramientas sobre el material, tránsito de personas sin un calzado adecuado, automóviles o camiones sobre la Geomembrana sin material de protección, fuertes vientos, entre otros, son situaciones “comunes” durante el proceso de instalación.

El espesor es una propiedad física relacionada con el comportamiento mecánico, donde el incremento presentado, puede ser, en algunos casos lineal o exponencial. Por esta razón, agencias internacionales como EPA requieren un espesor mínimo bajo cualquier circunstancia. Sin embargo, más allá de un simple valor para todas las condiciones, el espesor mínimo y sus propiedades subsecuentes deben estar relacionadas con las condiciones específicas del sitio.

La Tabla 15.10 nos muestra valores a cuatro grados diferentes de supervivencia.

Tabla 15.10 Valores mínimos recomendados para supervivencia de la Geomembrana asociada al proceso de instalación

Propiedad física y metodo de laboratorio	Grado requerido de supervivencia			
	Bajo ¹	Medio ²	Alto ³	Muy alto ⁴
Espesor (ASTM D5199), mils (mm)	20 (0.50)	30 (0.75)	40 (1.0)	60 (1.5)
Tensión (ASTM D6693), lb/pulg (kN/m)	46 (8.0)	69 (12)	91 (16)	137 (24)
Rasgado (ASTM D1004), lb (N)	15 (67)	22.7 (101)	30.3 (135)	45.6 (203)
Punzonamiento (ASTM D6693), lb (N)	36 (160)	60 (268)	80 (357)	120 (536)
Impacto (ASTM D3998 mod), J	10	12	15	20

Fuente: *Designing With Geosynthetics 5ta Edición. Robert Koerner. – Adaptada a materiales disponibles en el mercado.*

1 Bajo: Se refiere a una cuidadosa instalación a mano sobre un terreno bien gradado y uniforme con cargas leves de naturaleza estática. Típicos usados como barreras de vapor bajo trozos de piso.

2 Medio: Se refiere a una instalación manual o con maquinaria sobre un terreno gradado con maquinaria, de una pobre textura con cargas medianas. Generalmente usados para canales.

3 Alto: Se refiere a una instalación manual o con maquinaria sobre un terreno gradado con maquinaria, de una pobre textura con cargas altas. Generalmente usados para suelos de relleno y coberturas.

4 Muy Alto: Se refiere a una instalación manual o con maquinaria sobre un terreno gradado con maquinaria, de una textura muy pobre con cargas altas. Típicamente usados para reservorios y rellenos sanitarios.

15.5 Ejemplo de diseño Geotextil de protección

Para la construcción de un relleno sanitario, se tiene una superficie que tiene rocas aisladas en la subrasante, sobre la cual se va a colocar una Geomembrana de HDPE de 1.5mm de espesor. Determinar la resistencia al punzonamiento CBR del Geotextil requerido, asumiendo una altura de protuberancia de 25mm. La máxima altura del relleno es de 10m, con un peso unitario de 12.5kN/m³.

Solución:

Usando las tablas de los factores de modificación y factores de reducción, y asumiendo que la altura efectiva de protuberancia es la real (por ser aislada), se deberán aplicar los siguientes datos:

Altura Efectiva de Protuberancia:

$$H = 25\text{mm}$$

Factores de Modificación:

$$\begin{aligned} FM_S &= 0.5 && \text{Semiredondeada} \\ FM_{DR} &= 1.0 && \text{Aislada} \\ FM_A &= 0.5 && \text{Geo estático moderado} \end{aligned}$$

Factores de Reducción:

$$\begin{aligned} FR_{FL} &= \text{Es función del gramaje, } M \\ FR_{DQB} &= 1.30 && \text{Moderado} \end{aligned}$$

Factor de Seguridad Global:

Se debe determinar la resistencia al punzonamiento CBR del Geotextil de protección, capaz de proveer un factor de seguridad de 5.0, según la Tabla 15.2 en el cual se asume una condición de piedras aisladas con una altura de protuberancia efectiva de 25mm.

La Presión admisible sobre la Geomembrana puede ser calculada así:

$$P_{adm} = FS \times P_{req}$$

$$P_{adm} = 5.0 \times (12.5 \text{ kN/m}^3 \times 10 \text{ m}) = 625 \text{ kPa}$$

Al revisar la Tabla 15.7 para el factor de reducción por fluencia a largo plazo observamos que para alturas de protuberancias de 25mm el factor recomendado es de 1.50, asimismo, se verifican los FS con las diferentes premisas del enunciado. De donde se puede deducir que:

$$P_{UCBR} = 0,05 \left(\frac{P_{ad} \times H^2 \times FM_S \times FM_{DR} \times FM_A \times FR_{FL} \times FR_{DQB}}{450} \right)^{0.71}$$

$$P_{UCBR} = 0,05 \left(\frac{625 \text{ kPa} \times (25 \text{ mm})^2 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.50 \times 1.50 \times 1.30}{450} \right)^{0.71}$$

$$P_{UCBR} = 3.66 \text{ kN}$$

Finalmente, se debe seleccionar el Geotextil con base en la resistencia al punzonamiento CBR calculada y comparada con las especificaciones dadas por el fabricante.

Bajo las anteriores condiciones, se recomienda emplear un Geotextil No Tejido punzonado por agujas NT6000, con las siguientes propiedades mecánicas (Valores MARV¹)

Resistencia a la tensión GRAB (ASTM D 4632): 1,310 N

Resistencia al Punzonamiento (ASTM D 6241): 4.0 kN

Resistencia al rasgado trapezoidal (ASTM D4533): 570 N

15.6 Ejemplo de diseño espesor de Geomembrana y zanja de anclaje

Se requiere diseñar una Geomembrana lisa HDPE que se va a instalar en un sistema en un relleno sanitario de $H = 7 \text{ m}$ y con un peso específico de $12.5 \text{ kN} / \text{m}^3$. El área del pondaje está conformado por unos taludes con pendiente 1H:1V. En la parte inferior se ha colocado un Geotextil No Tejido punzonado por agujas para proteger la Geomembrana de los posibles daños durante la construcción y un suelo de cimentación es una arena limosa con un ángulo de fricción de 28° . Se ha decidido utilizar

¹ Significado de Valores MARV revisar capítulo 2.

arena como suelo de cobertura con un espesor de 30cm y como relleno para la zanja de anclaje; esta arena tiene un ángulo de fricción interna de 32° y un peso específico de 18kN / m³.

Solución:

15.6.1 Diseño del Espesor

$$t = \frac{\sigma_n \times (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

Donde:

$\beta = 45^\circ$ (el suelo de fundacion es una arena limosa).

$\sigma_n = 7m \times 12.5kN/m^3 = 87.5kN/m^2$.

$\delta_U = 22.4^\circ$ Se recomienda el 70% del ángulo de fricción de la arena.

$\delta_L = 19.6^\circ$ Se recomienda el 70% del ángulo de fricción del suelo de fundación.

$X = 50mm$ (distancia más desfavorable para movilización de la Geomembrana de 1.50mm según tabla 15.9).

$\sigma_{adm} = 10,000kPa$, mayor esfuerzo soportado por las Geomembranas HDPE según Designing with Geosynthetics Cap. 5, 5 Ed.

Reemplazando en los valores de la ecuación obtenemos:

$$t = \frac{87.5(0.05) (\tan(22.4) + \tan(19.6))}{10,000(\cos(45) - \sin(45) \tan(19.6))}$$

$$t = \frac{3.36}{4,553.17}$$

$$t = 0.74 \times 10^{-3}m = 0.74mm$$

Entonces:

$$FS = \frac{t_{\text{Instalado}}}{t_{\text{Requerido}}} \quad FS = \frac{1.00 \text{ mm}}{0.74 \text{ mm}} \quad FS = 1.35 > 1.0 \text{ (OK)}$$

15.6.2 Estabilidad de la Cobertura del Relleno

$$FS = \frac{(W \cos \beta) \tan \delta_U (L) + T_{adm}}{W \sin \beta (L)}$$

Donde:

$$W = (18 \times 0.50 \times 1) = 9\text{kN/m.}$$

$$\beta = 45^\circ.$$

$$\delta_U = 22.4^\circ \text{ Se recomienda el 70\% del ángulo de fricción de la arena.}$$

$$L = \text{Longitud de inclinación.}$$

$$T_{adm} = \sigma_{adm} \times t = 10,000 (0.0015).$$

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$FS = \frac{(9 \cos 45) \tan 22.4 (L) + 10,000 (0.0015)}{9 \sin 45 (L)}$$

$$FS = \frac{2.62L + 15.0}{6.36L}$$

Asumiendo diferentes valores para la longitud de inclinación se obtienen diferentes resultados en el FS:

Longitud de inclinación	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 lo tanto, la longitud de inclinación máxima deberá ser de 8.0m con el fin de obtener un factor de seguridad adecuado.

15.6.3 Diseño de la Longitud y Zanja de Anclaje

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos (90-\beta) - \sin (90-\beta) \tan \delta_L}$$

$$P_A = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT}$$

$$P_P = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT}$$

Donde:

$$\gamma_{AT} = 18 \text{ kN/m}^3.$$

$$\sigma_n = (18 \text{ kN/m}^3) (0.30 \text{ m}) = 5.4 \text{ kN/m}^2.$$

$$\phi = \text{Ángulo de fricción de la arena} = 32^\circ.$$

$$K_A = \tan^2 (45 - \phi/2) = \tan^2 (45 - 32/2) = 0.31.$$

$$K_P = \tan^2 (45 + \phi/2) = \tan^2 (45 + 32/2) = 3.25.$$

$$\delta_U = 22.4^\circ \text{ Se recomienda el 70\% del ángulo de fricción de la arena.}$$

$$\delta_L = 19.6^\circ \text{ Se recomienda el 70\% del ángulo de fricción del suelo de fundación.}$$

$$\beta = 45^\circ \text{ (Talud 1H:1V).}$$

$$t = 0.0010 \text{ m Es el espesor de la Geomembrana.}$$

$$T_{adm} = \sigma_{adm} t = 10,000 (0.0010).$$

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$T_{adm} = \frac{(5.4)(L_{RO})(\tan 22.4 + \tan 19.6) - ((0.5)(18)d_{AT} + (5.4))(0.31)d_{AT} + ((0.5)(18)d_{AT} + (5.4))(3.25)d_{AT}}{(\cos 45) - (\sin 45)(\tan 19.6)}$$

$$10.0 = \frac{6.15L_{RO} - 2.79d_{AT}^2 - 1.67d_{AT} + 29.25d_{AT}^2 + 17.55d_{AT}}{0.4553}$$

$$4.55 = 4.15L_{RO} + 26.46d_{AT}^2 + 15.88d_{AT}$$

Entonces nos queda finalmente una ecuación con dos incógnitas, a saber:

L_{RO} = Longitud de desarrollo

d_{AT} = Profundidad de la zanja de anclaje

Se asume una de las dos incógnitas y se encuentra la otra. Asumiendo $L_{RO} = 0.3\text{m}$, se reemplaza en la ecuación quedando una cuadrática de la siguiente forma:

$$26.46d_{AT}^2 + 15.88d_{AT} - 3.31 = 0$$

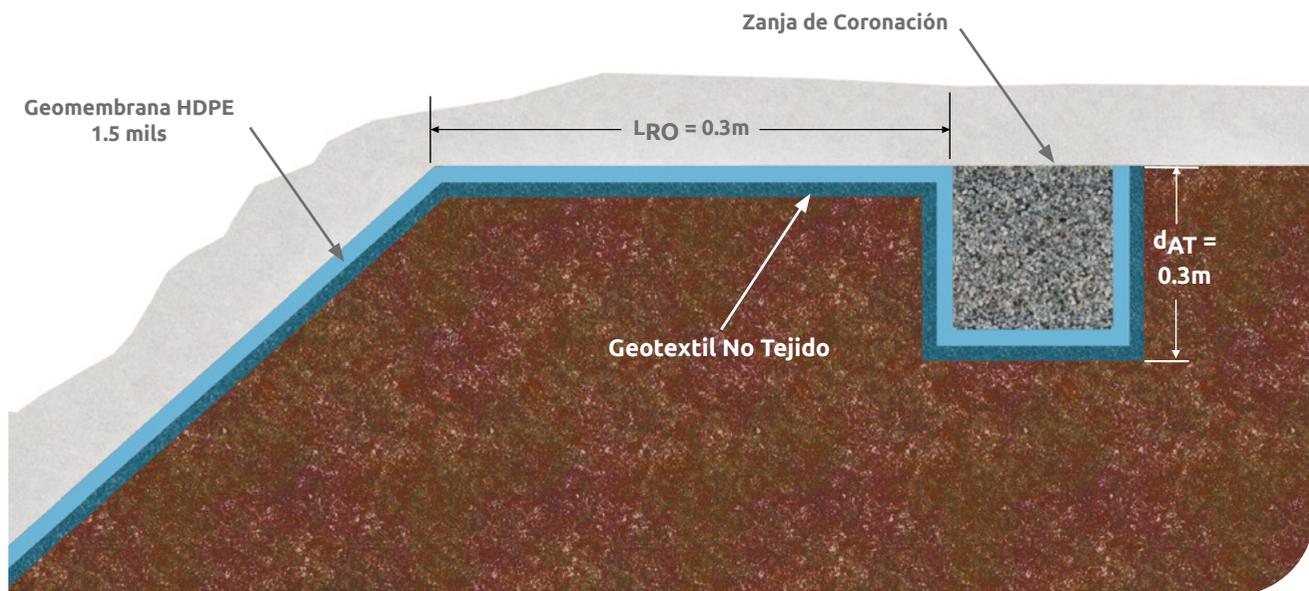
Resolviendo para $d_{AT} = 0.16\text{m}$

Se recomienda que d_{AT} sea $\geq 0.3\text{m}$ por razones constructivas.

Por lo tanto $d_{AT} = 0.3\text{m}$

15.6.4 Chequeo por supervivencia

Se revisa la Tabla 15.10 y se observa que para el caso de manejo de basuras se requiere tener en cuenta la condición más crítica, la cual exige como mínimo una Geomembrana de 1.5mm, motivo por el cual nuestra Geomembrana HDPE 60mils (1.5mm) cumple con todos los parámetros requeridos (Espesor, Resistencia a la tensión, Rasgado, Punzonamiento e Impacto).



▲ Figura 15.4 | Dimensionamiento Longitud desarrollo y Zanja de anclaje.

15.7 Bibliografía

- ◆ KOERNER, R., *Designing with Geosynthetics*, Prentice Hall, 5 ED., 2005.
- ◆ NAREJO, D., KOERNER, R., WILSON–FAHMY, *Puncture Protection Of Geomembranes – 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”. Revisión 2, marzo 3 2016.



Capítulo 16

CONTROL DE EROSIÓN EN
Taludes y canales

16.1 Introducción

Millones de dólares son invertidos todos los años en el mundo para la reconstrucción de taludes, canales y márgenes de ríos, que han sido seriamente erosionados por lluvia, aire y corrientes de agua. El impacto de este daño es devastador para la capa vegetal, para los recursos hídricos y para la vida salvaje.

Las obras de infraestructura generan una gran afectación a la vegetación, como efecto de las excavaciones, movimiento de tierra y creación de taludes; estas obras, en muchas oportunidades quedan desprotegidas, generando que la tierra pierda su cobertura vegetal, su piel protectora.

La utilización de sistemas de revegetación de taludes busca devolverle la piel a la tierra, y generar una protección que permita disminuir la pérdida de suelo, y el transporte de este suelo hasta las corrientes de agua, conllevando así al aumento de material arrastrado y por ende menor transporte de oxígeno, causando la pérdida de vegetación y fauna de los ríos.

La agencia de protección ambiental de los Estados Unidos (EPA), establece un control severo sobre las regulaciones que tienen que ver con control de erosión y el sedimento de suelo, que afecta el 97.5% de todas las actividades de construcción.

A nivel mundial, uno de los principales entes de investigación y consulta por parte de agencias de regulación de control de erosión es el Erosion Control Technology Council (ECTC), que generó la actualización de sus especificaciones técnicas de construcción donde se incorporan tipos y valores para diferentes materiales a utilizar como controladores de los procesos erosivos.

En Latinoamérica, las empresas PAVCO WAVIN, AMANCO WAVIN y BIDIM WAVIN, basado en su política ambiental y respeto por la protección del medio ambiente, ha puesto todo su interés en la aplicación de Geosintéticos tipo formaleta y Revegetación con Geosintéticos para control de erosión, con el fin de disminuir el desprendimiento, transporte y depósito de suelo o roca.

16.2 Generalidades

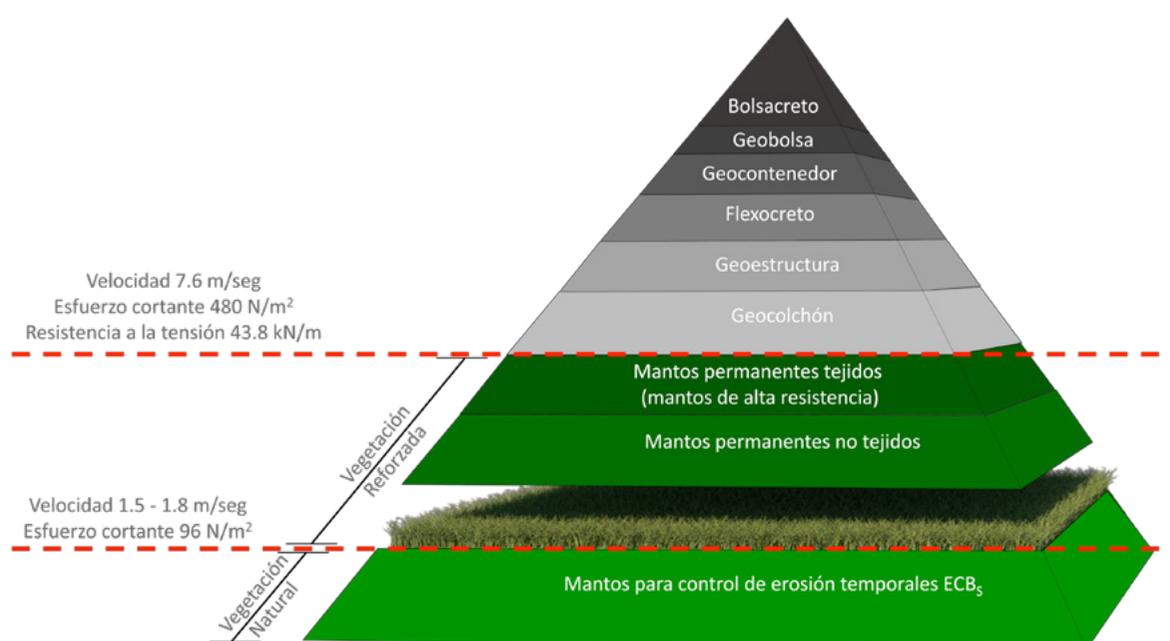
¿Que es erosión?

La erosión comprende el desprendimiento, transporte y posterior depósito de materiales de suelo o roca meteorizada por acción de la fuerza de un fluido en movimiento.

El proceso erosivo depende de varios factores, como:

- ◆ Intensidad, duración y frecuencia de la lluvia.
- ◆ Geometría del talud.
- ◆ Tipo de suelo.
- ◆ Exposición del talud.
- ◆ Tipo de cobertura vegetal.

A continuación, se presenta la pirámide de control de erosión que tiene como parámetros principales la velocidad y el esfuerzo cortante a los que puede estar sometido un talud, canal o margen de río.



▲ Figura 16.1 | Pirámide de erosión y soluciones con Geosintéticos.

¿Que es Revegetación con Geosintéticos para control de erosión?

La Revegetación con Mantos para control de erosión se refiere a las técnicas donde la vegetación, combinada con estructuras inertes de ingeniería como los muros en suelo reforzado, Mantos de control de erosión, Geotextile Tubes, entre otras, se combinan con los efectos benéficos de la vegetación. Ambos elementos biológicos y mecánicos deben funcionar juntos en forma integrada y complementaria, con el fin de evitar el desprendimiento, transporte y depositación del suelo.

Para el análisis de los elementos estructurales se utilizan los principios de la estática, la hidráulica y la mecánica, y para la vegetación se deben tener en cuenta los principios de la ciencia de las plantas y la horticultura. El sistema biotécnico requiere la integración de todas las tecnologías.

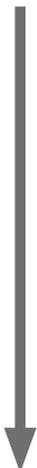
¿Cuál es el papel de la vegetación?

El papel desempeñado por la vegetación, para la protección del suelo contra la erosión es fundamental. La vegetación influencia particularmente el intercambio del agua entre el suelo y la atmósfera, la consolidación y el refuerzo de la capa superficial del suelo, así como la protección del suelo contra el impacto de las gotas de agua.

Por otra parte, la vegetación reduce la velocidad del agua de escorrentía, por lo tanto, disminuye su capacidad de transporte de sólidos. Un sistema de control de erosión alcanza su máxima eficiencia cuando la vegetación está establecida.

Los diferentes tipos de materiales presentan diferentes susceptibilidades a la erosión.

Tabla 16.1 Erosionabilidad de algunos tipos de suelo

Símbolo	Descripción del suelo	Erosionabilidad	
GW	Gravas bien gradadas, mezclas de grava y de arena, con pocos finos o sin finos		
GP	Gravas mal gradadas, mezclas de grava y de arena, con pocos finos o sin finos		
SW	Arenas bien gradadas, arenas con gravas, con pocos finos o sin finos		
GM	Gravas limosas, mezclas de grava - arena - limo		
CH	Arcillas inorgánicas muy plásticas. Arcillas grasas.		
CL	Arcillas inorgánicas poco plásticas o de plasticidad mediana, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras		
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas poco plásticas		
MH	Limos inorgánicos, con mica o arena fina de diatomeas o suelos limosos		
SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena - arcilla		
SM	Arenas limosas, mezclas de arena - limo		
ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas. Polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, limos arcillosos poco plásticos		Más Erosionables

Fuente: Gray, D. y Sotir, R (1996).

16.3 Mantos para control de erosión

Los Mantos de control de erosión son redes mono capa o multicapa flexibles, compuestas por fibras de origen natural o sintético o por una matriz tridimensional sintética, que garantizan la protección del suelo, el refuerzo de la fijación de las raíces y el buen establecimiento de la vegetación.

Para definir el tipo de manto a utilizar, es muy importante analizar las siguientes características: Clima, Precipitación, Geometría del talud (Longitud, altura y pendiente) y tipo de suelo (Caracterización geotécnica, contenido químico, biológico, acidez del suelo).

A continuación, se definen los diferentes tipos de mantos que se disponen en la protección del suelo.

MANTOS TEMPORALES

Son mallas tejidas en material sintético o una matriz de filamentos de fibras naturales reforzados por una o dos mallas entrelazadas en fibras naturales o sintéticas.

Este tipo de mantos, se utilizan para aplicaciones donde la vegetación natural (por si sola), provee suficiente protección contra la erosión, pero se busca generar un refuerzo por un tiempo corto; esperando que la vegetación crezca y se establezca de manera permanente. Su durabilidad o longevidad funcional, comprende entre 1 a 48 meses, la cual se refleja en la biodegradación o fotodegradación del manto, dependiendo si está fabricado en fibras de origen natural o fibras sintéticas.

Al final de la vida útil del manto se espera que la vegetación se encuentre totalmente establecida y pueda resistir por si sola los eventos hidrológicos y climáticos que generan erosión en el suelo.

Ventajas y Beneficios

- ◆ Biodegradación o foto-degradación (Una vez degradado el manto se integra al suelo).
- ◆ Limitan la erosión del suelo.
- ◆ Conservan la humedad del suelo que ayuda a promover la germinación de la semilla.
- ◆ Protegen las semillas y las plantas, permitiendo un mejor establecimiento de la vegetación.
- ◆ Evita el arrastre de semillas por efecto de escorrentía superficial en etapas tempranas del tratamiento de taludes.

MANTOS PERMANENTES

Los Mantos Permanentes, son elementos conformados por fibras sintéticas de polipropileno, de alta resistencia mecánica y con gran durabilidad en el tiempo. Este tipo de elementos presenta como principal función, generar un reforzamiento a la vegetación, evitando que altas velocidades de flujo hidráulico, generen un desprendimiento de la misma y posterior pérdida de suelo. Dentro de los Mantos Permanentes se manejan dos grandes grupos de materiales; el primer grupo son los de configuración matricial o no tejida y el segundo grupo los Mantos tejidos.

Los mantos No Tejidos están conformados por una matriz de fibras ubicadas de forma aleatoria, colocadas dentro de dos mallas biorientadas que retienen los filamentos, generando un elemento con espesor importante y entrecruzamiento que forma un elemento de características continuas, donde los filamentos o fibras colocadas de manera aleatoria permiten el paso de aire, agua y luz, elementos esenciales para el crecimiento, establecimiento y durabilidad de la vegetación; pero donde la resistencia de estos mantos está dada por las mallas de retención de fibras; por lo que sus resistencias están limitadas y sus aplicaciones se caracterizan por tener mayor presencia en taludes con inclinaciones entre los 45° y los 70°; aunque dependiendo las condiciones de material, vegetación de la zona y anclaje se pueden utilizar en taludes de mayor inclinación.

El segundo grupo, o Mantos Tejidos son mantos conformados por filamentos largos, entretejidos de manera tridimensional, lo que les otorga mayor resistencia ante las condiciones de la obra. Este tipo de Mantos presenta sus mayores aplicaciones en taludes de altas inclinaciones, donde la durabilidad, por la dificultad de crecimiento y establecimiento de la vegetación, presenta altos requerimientos. Este tipo de mantos también son de amplia utilización en zonas de quebradas permanentes e intermitentes y en ríos de media y alta velocidad.

Estos mantos se fabrican en polipropileno estabilizado contra rayos UV y resistentes a los químicos que habitan en el medio ambiente natural del suelo. Este tipo de mantos se instalan donde la vegetación natural, por si sola, no es suficiente para resistir las condiciones de flujo y no provee la protección suficiente para la erosión a largo plazo. Los mantos que se emplean para estos casos tienen las propiedades necesarias (Mecánicas, Hidráulicas y de desempeño) para reforzar la vegetación y proteger el suelo bajo las condiciones naturales del sitio. Su durabilidad o longevidad funcional va desde los 48 meses hasta los 50 años, aproximadamente.

El uso de Mantos en la protección de taludes y en canales genera una protección a corto plazo y un refuerzo de la vegetación a largo plazo. Son una alternativa económica y durable cuando se comparan con otras soluciones de carácter rígido, como por ejemplo, el concreto lanzado, colocado sobre elementos flexibles como son los taludes naturales o de corte.



▲ Figura 16.2 | Estructura de la Matriz Manto TRM 500.



▲ Figura 16.3 | Protección de Taludes – Biotecnología.

Uno de los institutos más prestigiosos en la investigación de sistemas de control de erosión, sus efectos y comportamientos, es el Erosión Control Technology Council (ECTC); el cual brinda información y especificaciones de los valores mínimos que deben cumplir los diferentes materiales que se pueden llegar a utilizar en la protección de taludes con la ayuda y acompañamiento de vegetación. Es por esto que el ECTC brinda la siguiente tabla de propiedades para sistemas de refuerzo de vegetación.

Tabla 16.2 Especificaciones para Mantos Permanentes

Tipo	Descripción del producto	Composición del material	Inclinación máxima recomendada	Prueba de comportamiento sin vegetación esfuerzo cortante	Prueba de comportamiento con vegetación esfuerzo cortante	Germinación de las semillas	Resistencia a la tensión MD	Resistencia a la Tensión TD	Masa por unidad de área	Espesor	Estabilidad UV	Producto TRM
				ASTM D6460	ASTM D6460	ASTM D7322	ASTM D6818	ASTM D6818	ASTM D6475	ASTM D6525	ASTM D4355	
			(H:V)	Pa	Pa	%	kN/m	kN/m	g/m ²	mm	%	
5.A	Manto de refuerzo de vegetación	Un producto compuesto por fibras, redes, mallas o cables sintéticos no degradables estabilizados contra rayos UV, procesado en una matriz tridimensional que puede ser complementada con componentes degradables	1:1	≥96	≥287	≥250	≥2.2	≥2.2	≥271	6.35	≥80@500 hr	TRM 500
5.B	Manto de refuerzo de vegetación		1:1	≥96	≥383	≥250	≥2.6	≥2.6	≥271	6.35	≥80@500 hr	TRM 500
5.C	Manto de refuerzo de vegetación		0.5:1	≥96	≥479	≥250	≥2.9	≥2.9	≥271	6.35	≥80@1000 hr	TRM 550
5.D	Manto de refuerzo de vegetación		0.5:1	≥96	≥575	≥250	≥4.8	≥3.3	≥271	6.35	≥80@1000 hr	TRM 550
5.E	Manto de refuerzo de vegetación		0.5:1	≥96	≥575	≥250	≥21.9	≥21.9	≥271	6.35	≥90@1000 hr	TRM 700
5.F	Manto de refuerzo de vegetación de alto desempeño	0.5:1	≥96	≥670	≥250	≥43.8	≥43.8	≥271	6.35	≥80@3000 hr	TRM 1000	

16.3.1 Metodología de diseño

16.3.1.1. Protección de Taludes

Para estimar la tasa anual de erosión para un talud desprotegido se emplea la ecuación universal de pérdida de suelo revisada (RUSLE). Dicha tasa es comparada con la de un talud protegido por un Producto enrollado para control de erosión (PECE).

La ecuación universal de pérdida de suelo revisada es un modelo matemático utilizado para describir los procesos de pérdida de suelo. La ecuación fue desarrollada por el Servicio de Conservación de Suelos del USDA-NRCS, y es la metodología principal para predecir la erosión del suelo por la escorrentía inducida por la lluvia en un periodo anual (A) sufrida en un talud, bajo condiciones de geometría (pendiente y altura), régimen de lluvias, tipo y usos del suelo.

La ecuación RUSLE puede escribirse en su forma más fundamental como:

$$A = R \times K \times L \times S \times C \times P \quad (\text{Ec. 16.1})$$

Donde:

A = Pérdida calculada del suelo, corresponde al valor calculado de la de la pérdida de suelo por unidad de área, expresada en las unidades seleccionadas para K y para un periodo determinado por R. Para efectos prácticos es usualmente empleado en [Ton/ha*Año].

R = Factor de Erosividad - Precipitación – Escorrentía. Este valor numérico pretende cuantificar el efecto de la caída del agua y dar un índice de la climatología de la zona. Este dado en unidades de energía/unidad de área/mm/h.

R [kJ/m²/mm/h]

K = Factor de erosionabilidad del suelo, tiene en cuenta la susceptibilidad de un determinado tipo de suelo a ser más o menos erosionable. Este factor es la tasa de pérdida de suelo por unidad de índice de erosión, medido en un talud estandarizado de 22.13 m de longitud y una pendiente uniforme del 9%. Se presentan valores entre 0 y 1 dependiendo el tipo de suelo.

L = El factor de largo de la pendiente, es la proporción de pérdida de suelos en el largo de la pendiente específica con respecto a un largo de pendiente estándar (22.13 m).

S = El factor de magnitud de la pendiente, es la proporción de pérdida de suelos de una superficie con una pendiente específica con respecto a aquella en la pendiente estándar de 9%, con todos los otros factores idénticos.

LS = Las pendientes más largas y empinadas suelen ser más erosionables.

C = factor de cobertura, valor asignado a un tipo particular de cubierta de control de erosión en función de la capacidad del producto para proporcionar cobertura y protección contra la erosión. Pérdida de suelo promedio.

P = El factor de prácticas de apoyo de conservación, es la proporción de pérdida de suelo con una práctica de apoyo como cultivo en contorno, barreras vivas, o cultivo en terrazas, con respecto a aquella labranza en el sentido de la pendiente.

Para la determinación de las variables de la ecuación existen diferentes métodos, pero por facilidad de cálculo y consecución de información se proponen los siguientes:

Wischmeier y Smith (1978), desarrollaron una ecuación para la determinación de R, cuando se tiene poca información disponible

$$R = 0.147(P_{2.6})^{3.17} \quad (\text{Ec. 16.2})$$

Donde:

R = Erosividad de la lluvia en Mj.mm/ha.h.año

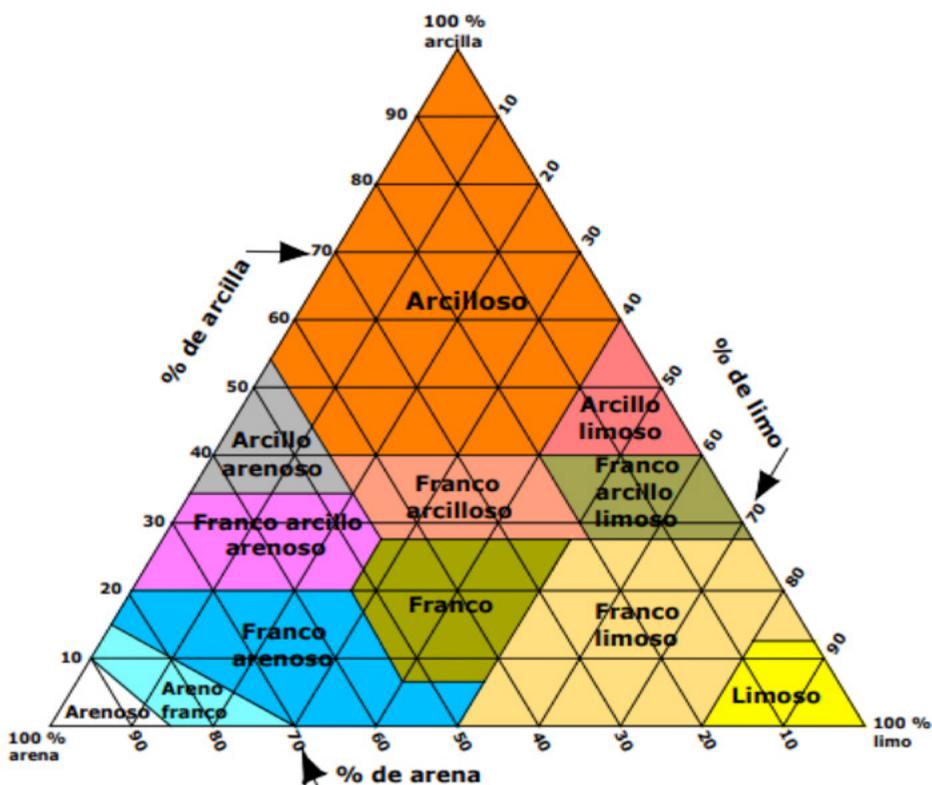
(P_{2.6}) = Es la precipitación de 6 horas de duración y frecuencia de 2 años expresada en mm (ver Anexo C).

Para el valor de K, se tienen diferentes alternativas de cálculo o determinación, dependiendo de la información recopilada; una de las más sencillas de utilizar fue desarrollada por Kirkby y Morgan (1980), donde se recopilaron una gran cantidad de datos y se generó una tabla a partir de los valores obtenidos, en la cual se asocian la textura del suelo y contenido de materia orgánica.

Tabla 16.3 Valores de K asociados a la textura y al contenido de materia orgánica (Kirkby y Morgan)

Textura de suelo	Contenido de materia orgánica		
	< 0.5%	0.5% - 4%	> 4%
Arcilla	0.017	0.038	-----
Arcilla arenosa	0.018	0.017	0.016
Arcilla limosa	0.033	0.030	0.025
Arena	0.007	0.004	0.003
Arena fina	0.0021	0.018	0.013

Textura de suelo	Contenido de materia orgánica		
	< 0.5%	0.5% - 4%	> 4%
Arena fina franca	0.032	0.026	0.021
Arena franca	0.016	0.013	0.011
Arena muy fina	0.055	0.047	0.037
Arena muy fina franca	0.058	0.050	0.040
Franco	0.050	0.045	0.038
Franco arcillolimoso	0.049	0.042	0.034
Franco arcilloso	0.037	0.033	0.028
Franco arenarcilloso	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 muy fino	0.062	0.054	0.043
Limo	0.079	0.068	0.055
Limo franco	0.063	0.055	0.043



Para el cálculo de L y S, McCool et al (1987 y 1989) propusieron las siguientes ecuaciones:

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.1} \right)^m \quad (\text{Ec. 16.3})$$

$$m = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (\text{Ec. 16.4})$$

$$\beta = \frac{\frac{\sin \theta}{0.00896}}{(3.0 * (\sin \theta)^{0.8}) + 0.56} * r \quad (\text{Ec. 16.5})$$

$$S = 16.8 \sin \theta - 0.50 \quad \text{si la pendiente } \geq 9\%$$

$$S = 10.8 \sin \theta + 0.03 \quad \text{si la pendiente } < 9\%$$

Donde:

L = Factor longitudinal del terreno (adimensional)

λ = Longitud del terreno (m)

m = Exponente variable según β

β = Relación erosión en surco a erosión en entresurco

r = Coeficiente igual a 0.5 tierra con vegetación o pasto; 1.0 en terrenos agrícolas y 2.0 suelos desnudos.

S = Factor de pendiente del terreno (adimensional)

El valor de C*P, se obtiene de la Tabla 16.4

Tabla 16.4 Valores del factor de control de erosión C*P

Estado superficial	Factor C*P
Suelo desnudo compactado	1.2 - 1.3
Escarificado superficial reciente sobre suelo desnudo	1.0
Suelo desnudo después de una lluvia	0.89
Suelo desnudo Suelto	0.8 - 0.9
Rastrillado	0.61

Estado superficial	Factor C*P
Siembra temporal de menos de 2 meses	0.4
Siembra temporal de más de 2 meses	0.09
Siembra permanente de menos de 1 año	0.05 - 0.4
Siembra permanente de 1 año	0.01

Fuente; Arranz, J.C. (1991)

Tabla 16.5 Factor C*P para Mantos de control de Temporales y Permanentes

		Factor C*P para mantos de control de erosión								
		longitud ≤ 6m			longitud 6m - 15m			longitud ≥ 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 Temporal	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

Basados en las recomendaciones realizadas por USDA (United States Department of Agriculture), se tiene un valor máximo de pérdida de suelo de 0.0762 cm al año (12.2 Ton/Ha/año).

Para considerar adecuada una protección de un talud, la relación entre la pérdida de suelo y el valor máximo de pérdida, se deberá tener un valor superior a 1.1 (FS).

Este valor es utilizado dentro de los cálculos para determinar si las condiciones de un terreno se consideran estables o se requiere alguna protección.

Para solucionar la ecuación RUSLE, se emplean programas para dicho fin como el Geosoft. Una vez estimada la pérdida calculada de suelo es posible compararla y cuantificar el mantenimiento que se debe hacer a cunetas cajas y pozos en general.

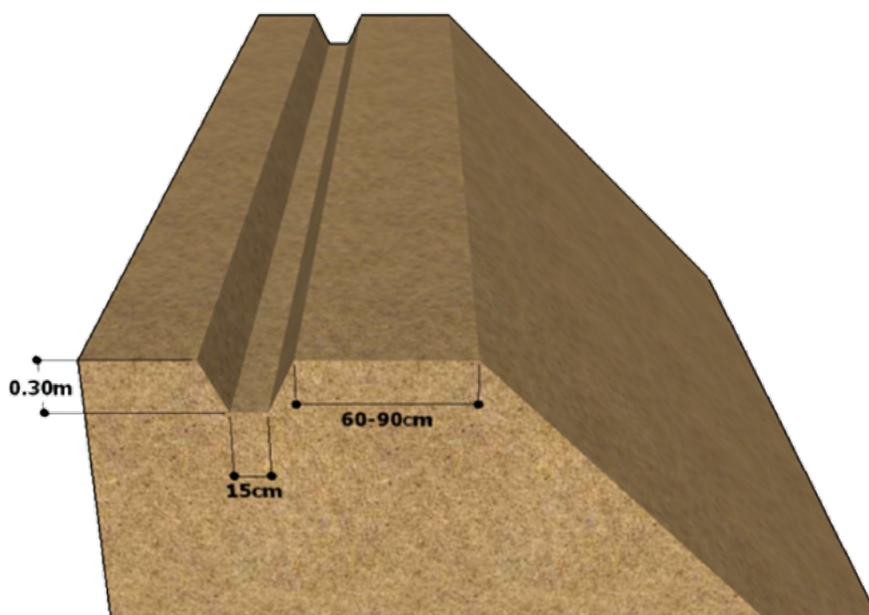
También es posible cuantificar el grado de erosión hídrica a la que puede estar expuesto un talud desprotegido, comparándose con cifras de referencia como las establecidas por FAO; PNUMA y UNESCO.

Tabla 16.6 Clasificación de FAO, PNUMA-UNESCO

Pérdidas de Suelo (t/ha año)	Grado de Erosión Hídrica
<10	Ninguna o Ligera
10 - 50	Moderada
50 - 200	Alta
>200	Muy alta

Parte fundamental del correcto funcionamiento y vida útil del manto, esta condicionada por el sistema de anclaje y su densidad, para generar un contacto máximo entre el manto y el talud a proteger. Este punto resulta fundamental en la selección del tipo de anclaje y longitud de este.

Todos los mantos deberán tener como primer elemento de anclaje una zanja, la cual estará separada del borde del talud entre 60cm y 90cm; esta zanja tendrá unas dimensiones mínimas de 15cm de ancho y 30cm de ancho.



Como segundo punto se selecciona la densidad de anclaje, el cual esta relacionado directamente de la pendiente del talud a proteger, basado en la siguiente tabla.

Tabla 16.7 Densidad de anclajes en taludes

Pendiente del talud (inclinación)	Frecuencia del anclaje
Hasta 3H:1V	1.35 anclajes/m ²
3H:1V a 2H:1V	2.00 anclajes/m ²
2H:1V a 1H:1V	2.00 a 4.10 anclajes/m ²
Mayor a 1H:1V	>4.1 anclajes/m ²

Una vez seleccionada la densidad de los anclajes, se deberá establecer el tipo de anclaje a utilizar, para esto se deberá conocer la dureza del material que compone el talud; los anclajes que se pueden utilizar serán:

Tabla 16.8 Tipo de anclajes en taludes

Tipo de anclaje	Características	Longitud
Grapas en forma de U	Varilla de acero diámetro 3/8"	De 20 a 30 cm efectivos por lado
	Alambra galvanizado espesor 2.7mm o 2.2mm	De 30 a 45cm efectivos por lado
Pines metálicos con platina	Varilla de acero de 7mm de diámetro, platina de diámetro 55mm	De acuerdo con la recomendación del Geotecnista

16.3.1.2. Ejemplo de Diseño para Taludes

Determinación de la condición de pérdida de suelo de un talud con las siguientes características:

Precipitación con duración 6 horas y periodo de retorno 2 años:	9.6mm
Tipo de suelo:	Franco Arenoso
Longitud del Talud (λ):	20m
Inclinación del Talud (θ):	60°
Condición del Talud:	Sin vegetación
Porcentaje de materia orgánica:	7%
Condición del suelo	Desnudo compactado

Bajo estas condiciones se tienen los siguientes valores:

Aplicando la ecuación 16.2 se obtiene

$$R = 0.147(P_{2.6})^{3.17} = 191.03$$

K = De la tabla 16.2 se obtiene un valor de 0.025, por el tipo de terreno y contenido de materia orgánica.

r = Al ser un suelo desnudo de vegetación, se toma el valor de 2.

Aplicando las ecuaciones 16.3; 16.4 y 16.5 se obtienen las siguientes condiciones

$$\beta = \frac{\frac{\sin \theta}{0.00896}}{(3.0 * (\sin \theta)^{0.8}) + 0.56} * r = 59.77$$

$$m = \frac{\beta}{1 + \beta} = 0.98$$

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.1} \right)^m = 0.91$$

$$S = 16.8 \sin \theta - 0.50 \quad \text{pendiente } \geq 9\% = 14.05$$

C*P: De la tabla 16.3 el valor asumido es 1.2

Incluyendo los valores calculados en la ecuación 16.1 se obtiene el valor de pérdida de suelo A

$$A = R * K * S * L * C * P = 191.03 * 0.025 * 14.05 * 0.91 * 1.2 = 72.98 \text{ Ton/ha/año} \cong 0.41 \text{ cm} > 0.076 \text{ cm}$$

Esta condición de pérdida de suelo se considera excesiva de pérdida de suelo, el valor de Factor de seguridad (FS) presenta un valor de $0.19 > 1.1$, lo que se considera inadecuado.

Posteriormente se realizan los mismos cálculos con la presencia de un Manto Permanente TRM500 sobre la superficie del talud. Bajo esta condición se presenta una variación de los siguientes valores.

r = Al ser un suelo con manto y vegetación futura, se toma un valor de 0.5

C*P = De la tabla 16.4 el valor asumido es 0.13

$$\beta = \frac{\frac{\sin \theta}{0.00896}}{(3.0 * (\sin \theta)^{0.8}) + 0.56} * r = 14.94$$

$$m = \frac{\beta}{1 + \beta} = 0.94$$

$$A = R * K * S * L * C * P = 191.03 * 0.025 * 14.05 * 0.91 * 0.13 = 72.98 \text{ Ton/ha/año} \cong 0.04 \text{ cm} < 0.076 \text{ cm}$$

Se considera como una condición estable, con baja pérdida de suelo, el valor de Factor de seguridad (FS) presenta un valor de $1.73 > 1.1$, lo que se considera adecuado.

16.3.1.3. Revestimiento de Canales

Suposición de flujo uniforme (las dimensiones del canal, profundidad del flujo y caudal son considerados constantes a lo largo de todo el canal).

Los parámetros hidráulicos pueden ser determinados usando la ecuación de Manning

$$Q = \frac{KAR^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (\text{Ec. 16.6})$$

Donde:

K = 1.486 para unidades inglesas y 1.0 para unidades métricas.

Q = Caudal, ft^3/s ó m^3/s .

A = Área del flujo, ft^2 ó m^2 .

R = Radio Hidráulico (Área/Perímetro mojado), ft ó m.

S = Pendiente de la línea de energía o del canal.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

Sin Vegetación

El valor por defecto del “n” de Manning para todos los materiales Geosintéticos sin vegetación es de 0.020, basado en la experiencia y en los resultados de laboratorio con ensayos a diferentes

TRMs, rellenos o llenos de suelo. Este valor se puede cambiar en otras situaciones como: cobertura vegetal parcial, profundidades del flujo y condiciones de no lleno con suelo.

Con Vegetación

La resistencia del flujo varía con el tipo de vegetación, velocidad y profundidad del flujo, por consiguiente, un mejor establecimiento de la vegetación da como resultado una mayor resistencia al flujo (mayor "n").

Para Geosintéticos revegetados, el "n" de Manning es determinado por la clase de vegetación usada:

Tabla 16. 9 Valores del coeficiente de rugosidad n

Tipo de pared del canal	Mínimo	Normal	Máximo
Excavado o perfilado			
Limpio recién terminado	0.016	0.018	0.020
Limpio después de exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025
Con gravas sección uniforme	0.022	0.025	0.030
Fondo en tierra y laterales en piedra	0.028	0.030	0.035
Excavado o perfilado			
Pasto corto y maleza	0.022	0.027	0.033
Pasto medios y maleza	0.025	0.030	0.033
Pasto alto	0.030	0.035	0.050
Con Geosintéticos			
Manto Permanente con pasto fino	0.024	0.029	0.035
Manto Permanente con pasto medio	0.027	0.032	0.036
Manto Permanente con pasto grueso	0.032	0.037	0.052
Flexocreto	0.015	0.017	0.020
Geocolchon	0.020	0.030	0.035
Bolsacreto	0.020	0.023	0.026
Geocelda rellena con concreto	0.016	0.018	0.022
Geocelda rellena con Vegetación	0.027	0.032	0.036
Geomembrana	0.009	0.010	0.012

Los canales no pueden tolerar la inestabilidad de las bancas y la posible migración lateral. Se han desarrollado dos métodos para determinar si el canal es estable: (1) la velocidad permisible y (2) la fuerza tractiva (esfuerzo cortante).

Bajo la metodología de velocidad permisible (1) el canal se asume estable si la velocidad media es menor que la velocidad máxima permisible, en la metodología de fuerza tractiva (2) el esfuerzo cortante permisible es el máximo antes que cause erosión del fondo del canal.

El modelo de proceso de erosión dado en un canal abierto cuando se trabaja con el esfuerzo cortante permisible es el método más recomendado para el diseño de canales.

Cuando el agua fluye en un canal, se desarrolla una fuerza que actúa en la dirección del flujo sobre el lecho del canal. Esta fuerza es simplemente el halar del agua sobre la superficie del área con agua, conocida como la fuerza tractiva.

$$\tau_0 = \gamma R S_0 \quad (\text{Ec. 16.7})$$

Donde:

τ_0 = Esfuerzo cortante promedio, N/m² (lb/ft²)

γ = Peso unitario del agua, 9.810 N/m³ (62.4 lb/ft³)

R = Radio Hidráulico, m (ft)

S_0 = Pendiente del fondo del canal ó de la línea de energía, m/m (ft/ft)

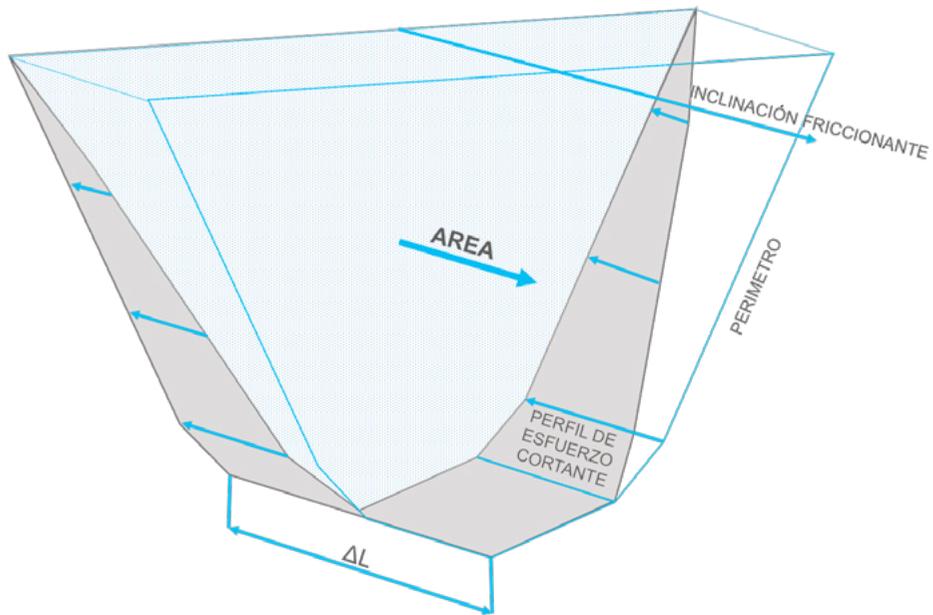
El esfuerzo cortante máximo se presenta en el fondo del canal, τ_d . Para simplificar el proceso de diseño, el máximo esfuerzo cortante en el fondo del canal es tomado como:

$$\tau_d = \gamma d S_0 \quad (\text{Ec. 16.8})$$

Donde:

τ_d = Esfuerzo cortante en el canal a la máxima profundidad, N/m² (lb/ft²)

d = Máxima profundidad del flujo en el canal para el caudal de diseño, m (ft)



▲ Figura 16.4 | Esfuerzos sobre una sección de canal.

La relación entre el esfuerzo cortante permisible y la velocidad permisible para un canal revestido puede ser encontrada considerando la ecuación de continuidad:

$$Q = VA \quad (\text{Ec. 16.9})$$

Donde:

$V =$ Velocidad del flujo, m/s ó ft/s

$A =$ Área del flujo, m² ó ft²

Reemplazando tenemos,

$$V_p = \frac{K}{n \sqrt{\gamma d}} R^{1/6} \tau_p^{1/2} \quad (\text{Ec. 16.10})$$

Donde:

$V_p =$ Velocidad permisible del flujo, m/s (ft/s).

$\tau_p =$ Esfuerzo cortante permisible, N/m² (lb/ft²).

$K =$ 1.486 para unidades inglesas y 1.0 para unidades métricas.

16.3.1.4. Conceptos básicos

Parámetros de Diseño

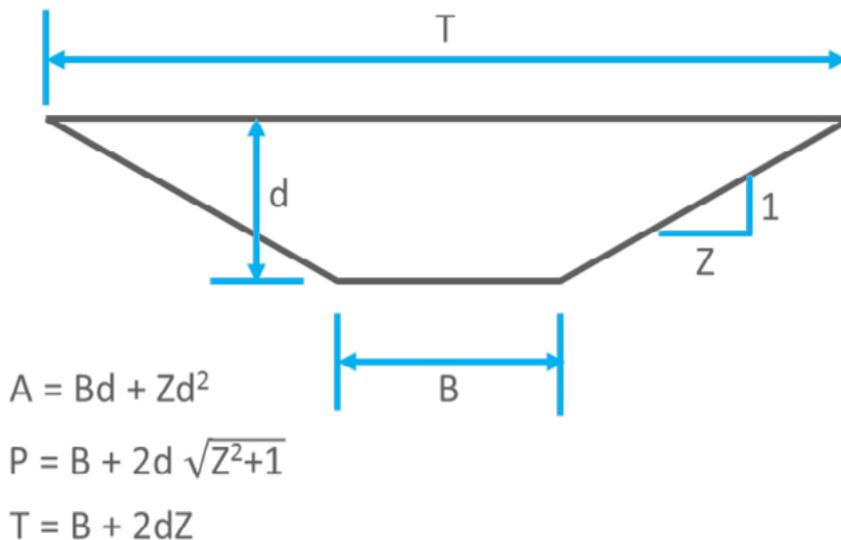
- ◆ Frecuencia del caudal de diseño.
- ◆ Geometría del canal.
- ◆ Pendiente del canal.
- ◆ Borde libre.

Frecuencia del caudal de diseño

Generalmente el caudal de diseño para canales revestidos se diseña para periodos de retorno de 5 o 10 años, sin embargo, esto es gobernado por estándares locales.

Geometría del canal

Usualmente los canales se diseñan con secciones trapezoidales



▲ Figura 16.5 | Parámetros Geométricos de una sección trapezoidal.

Pendiente del canal

La pendiente del canal es el parámetro más importante en la determinación del esfuerzo cortante. Para un caudal de diseño dado, el esfuerzo cortante con una pendiente media o subcrítica es más pequeño que un canal con una pendiente supercrítica.

Borde libre

El borde libre de un canal es la distancia vertical entre la superficie del agua y la parte superior del canal para la condición de diseño. La importancia de este factor depende de la consecuencia de un rebreflujo sobre las banquetas del canal. Como mínimo, debe ser de 0.15 m.

16.3.1.5. Procedimiento de diseño

Canales Rectos

El procedimiento básico de diseño para revestimientos flexibles de canales es muy sencillo. Los cálculos incluyen la determinación de la profundidad del flujo uniforme en el canal, conocida como la profundidad normal y la determinación del esfuerzo cortante en el fondo para esa profundidad.

Si el esfuerzo cortante permisible es mayor o igual que el esfuerzo cortante calculado, incluyendo la consideración de un factor de seguridad, el revestimiento es considerado aceptable.

Este concepto es expresado como:

$$\tau_p \geq FS\tau_d \quad (\text{Ec. 16.11})$$

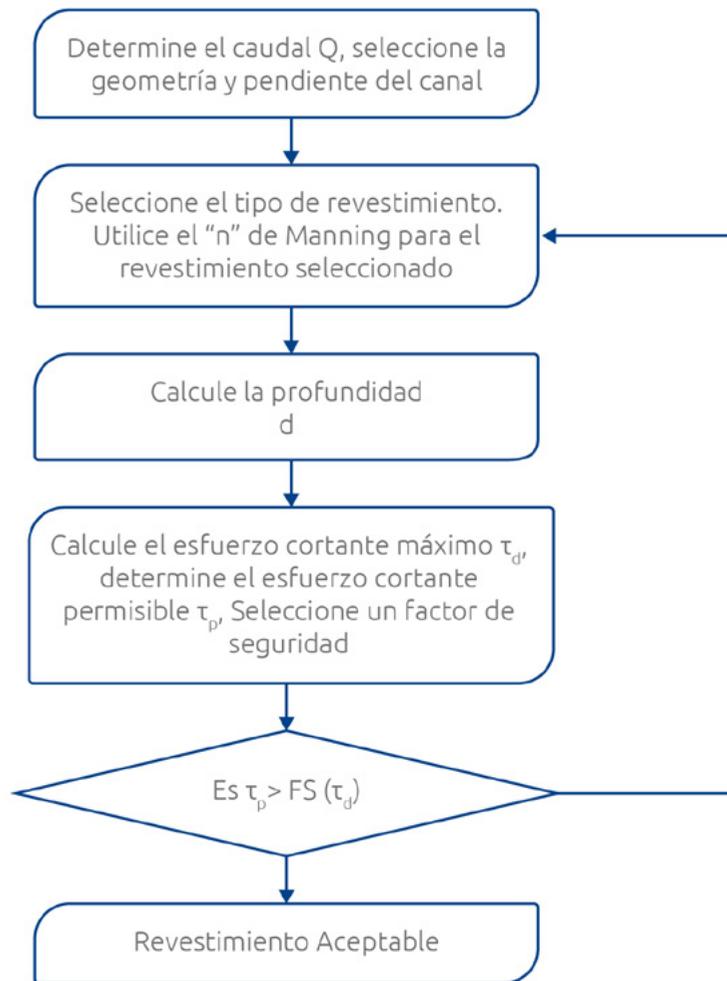
Donde:

τ_p = Esfuerzo cortante permisible, N/m² (lb/ft²)

F.S = Factor de seguridad (mayor o igual a 1.1)

τ_d = Esfuerzo cortante en el canal a la máxima profundidad, N/m² (lb/ft²)

El procedimiento básico de diseño para un revestimiento flexible consiste en los siguientes pasos y es resumido en la siguiente figura:

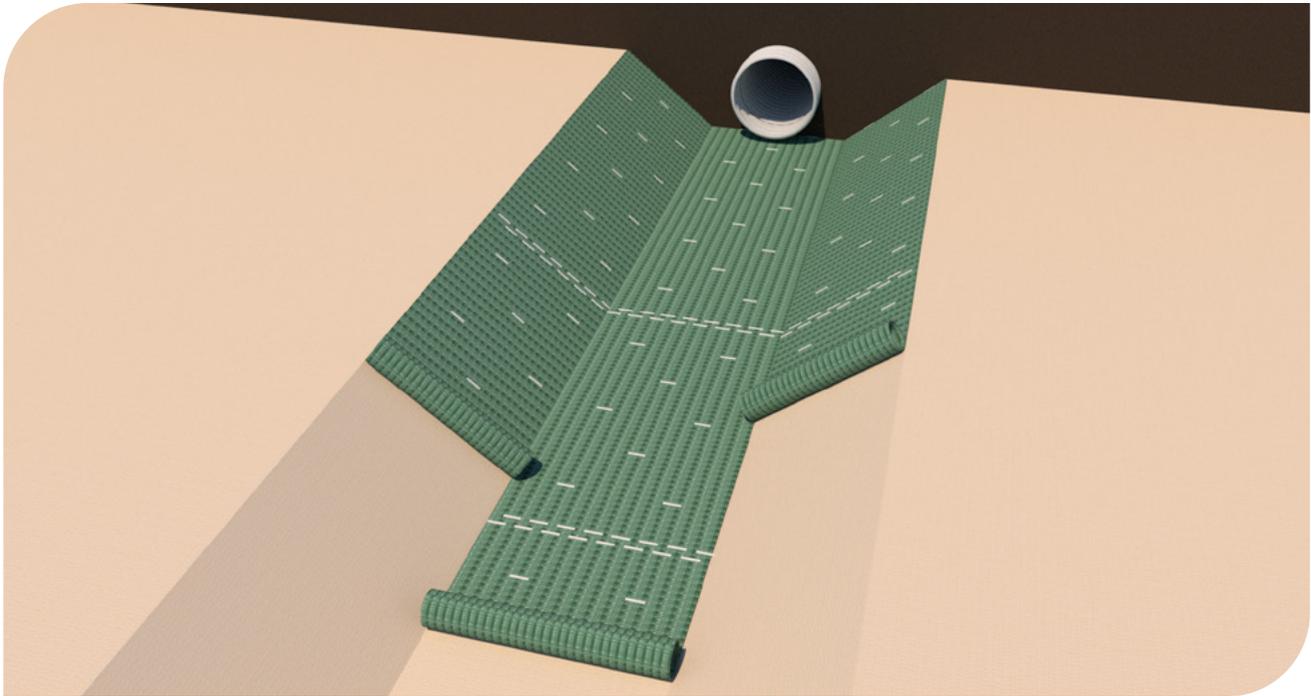


16.3.1.6. Propiedades de desempeño

En el apéndice B de este manual se lista las especificaciones técnicas de los mantos de control de erosión TRMs. Allí se reportan las propiedades más relevantes para el diseño (Valores admisibles) como:

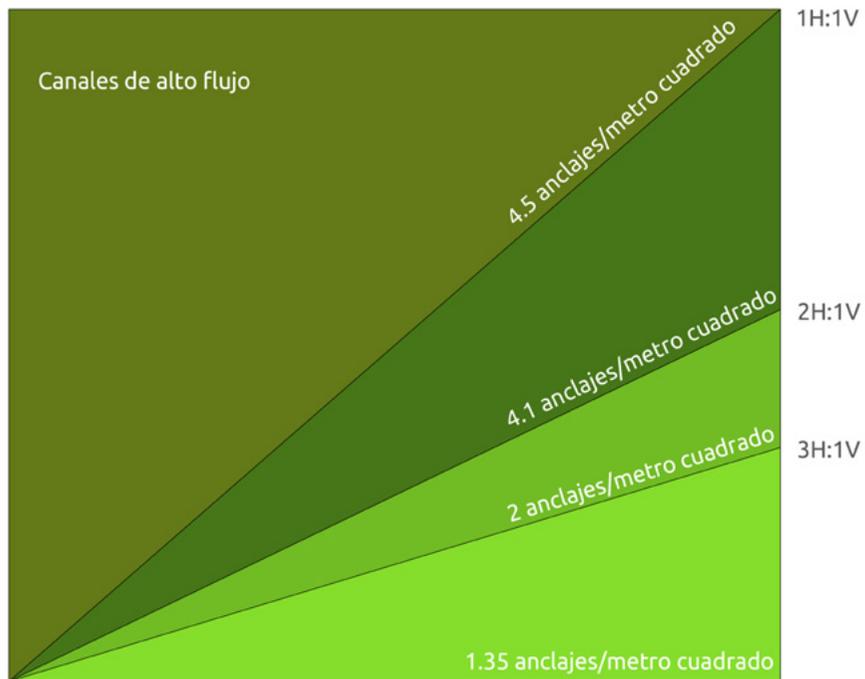
- ◆ Esfuerzo Cortante.
- ◆ Velocidad admisible.
- ◆ Factor de cobertura.
- ◆ n de Manning (En condición Vegetada y solo el manto).

Para el anclaje en canales, es importante realizar la colocación del material desde aguas abajo hacia aguas arriba, evitando de esta manera que el flujo genere desprendimientos del material por la velocidad de flujo. Adicionalmente, se deberán construir zanjas de anclaje en la parte final del canal y al igual que en la protección de taludes, en la parte superior de los taludes del canal.

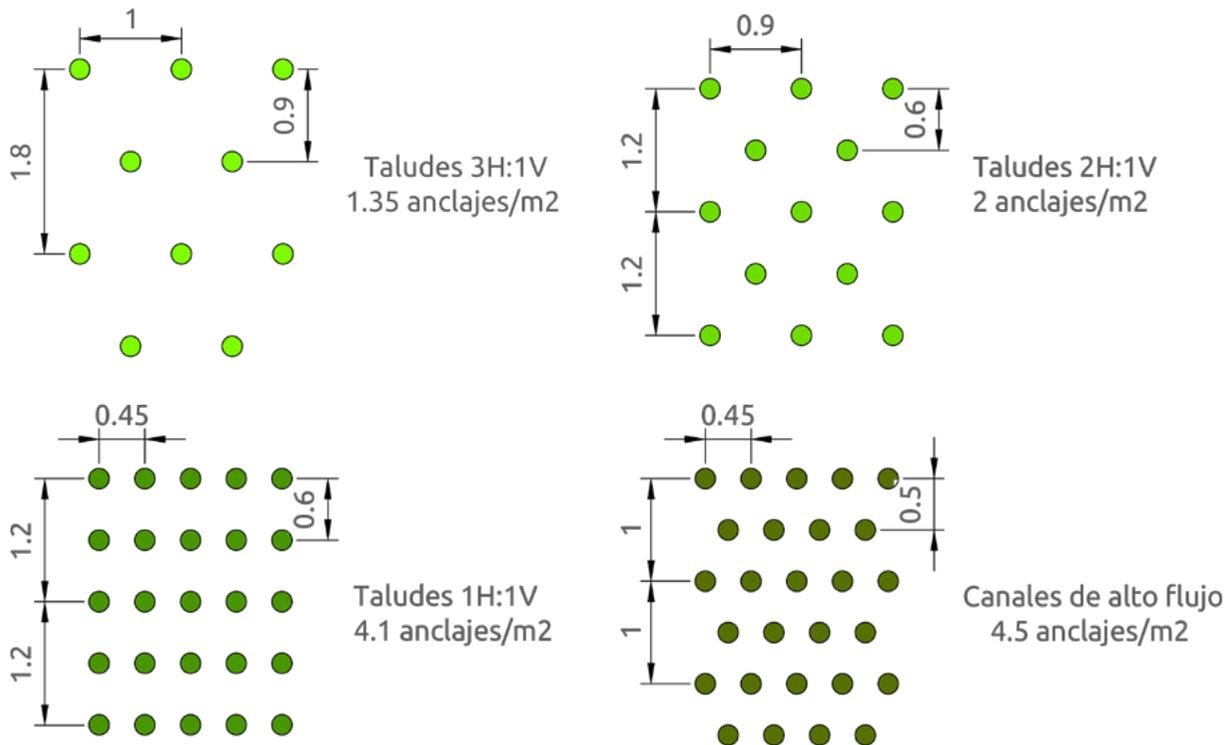


▲ Figura 16.6 | Anclajes para los mantos.

A diferencia de la protección de taludes, la densidad de anclajes en canales no dependerá exclusivamente de la inclinación de sus paredes o taludes, sino también de la velocidad de flujo dentro del canal; teniendo las siguientes densidades para canales de alta velocidad:



▲ Figura 16.7 | Cantidad de anclajes para mantos por metro cuadrado.



▲ Figura 16.8 | Densidad de anclajes.

16.3.1.7. Ejemplo de Diseño

Se tiene un canal trapezoidal, con una geometría de 2m de ancho de fondo, taludes a 45° (1H:1V) y un caudal medido de 2.0m³/s. El canal está recién excavado y sin ninguna protección en sus paredes. Adicionalmente se evaluará con la protección de un manto TRM500.

n para suelo desnudo: 0.0156

Para ese caudal se despeja el valor de la altura de la lámina de agua (d)

$$Q = \frac{KAR^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

K = 1, para unidades internacionales.

d = Altura lámina de agua.

Z_l = Pendiente pared izquierda (para este caso 1).

Z_r = Pendiente pared derecha (para este caso 1).

b = Ancho base del canal (2m).

$$A = \frac{d^2 z_l}{2} + (b * d) + \frac{d^2 z_r}{2} = 0.286 \text{ m}^2$$

P: Perímetro mojado

$$P = d * (z_l + 1)^{0.5} + b + d * (z_r + 1)^{0.5} = 2.38 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{d^2 z_l}{2} + (b * d) + \frac{d^2 z_r}{2}}{d * (z_l + 1)^{0.5} + b + d * (z_r + 1)^{0.5}} = \frac{0.286 \text{ m}^2}{2.38 \text{ m}} = 0.12 \text{ m}$$

$$Q = \frac{\left(\frac{d^2 z_l}{2} + (b * d) + \frac{d^2 z_r}{2} \right) \left(\frac{\frac{d^2 z_l}{2} + (b * d) + \frac{d^2 z_r}{2}}{d * (z_l + 1)^{0.5} + b + d * (z_r + 1)^{0.5}} \right)^{2/3}}{n} \text{ S}^{1/2}$$

Para un caudal (Q) de 2m³/s, y despejando de la ecuación anterior, se obtiene que:

$$d = 0.13 \text{ m}$$

Se determina la velocidad de flujo dentro del 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 el esfuerzo cortante máximo en el fondo del canal

γ agua: 9810 N/m³

$$\tau_d = \gamma d S_0 = 9,810 * 0.13 * 0.2 = 263.18 \text{ Pa}$$

Este valor es superior al esfuerzo cortante resistente de la vegetación (96 Pa), por lo que se considera como una condición inestable.

$$FS = \frac{\tau_p}{\tau_d} = \frac{96 \text{ Pa}}{263.18 \text{ Pa}} = 0.36$$

Ahora se analiza la condición con manto de control de erosión (TRM500) y vegetación:

n: para manto con vegetación 0.035

Se obtiene que la altura de la lámina de agua es:

$$d = 0.22\text{m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2 \text{ m}^3/\text{s}}{0.483 \text{ m}^2} = 4.14 \text{ m/s}$$

Posteriormente se calcula el esfuerzo cortante máximo en el fondo del canal

$$\tau_d = \gamma d S_0 = 9,810 * 0.22 * 0.2 = 427.15 \text{ Pa}$$

Este valor es inferior al esfuerzo cortante resistente del manto más vegetación (480 Pa), por lo que se considera como una condición estable al incluir el manto TRM500 con vegetación

$$FS = \frac{\tau_p}{\tau_d} = \frac{480 \text{ Pa}}{427.15 \text{ Pa}} = 1.12 > 1.1$$

16.4 Sistema G-Green

La evolución del control de erosión en taludes con mantos corresponde a la implementación de sistemas de control de erosión y protección de taludes constituidos por la combinación de dos o más de estos elementos: Geotextiles No Tejidos, mantos para el control de erosión, Geomallas Coextruidas, mallas metálicas y pernos o anclajes. Las distintas combinaciones resultan en diferentes métodos de protección de taludes y control de erosión, que en conjunto con un adecuado sistema de drenaje ofrecen una solución conveniente técnicamente y que se integra muy bien al paisaje.

Estos sistemas denominados G-Green buscan proveer una mayor protección a los taludes ante los efectos del agua y el viento, ofreciendo diferentes alternativas que se ajustan a las condiciones particulares de diversidad de taludes cuya respuesta a los agentes erosivos y la inestabilidad está definido por factores entre los que se destacan: La geometría del talud, los materiales constitutivos de la ladera, las características estructurales del macizo, la presencia de procesos de inestabilidad, el estado de conservación del suelo superficial, condiciones hidrológicas, edafológicas, climáticas y paisajísticas.



▲ *Fotografía 16.1 | Sistema G- Green. Sitio crítico KM60 Bogotá Villeta.*

En general se puede decir que los sistemas G-Green son sistemas de protección pasivos, por tanto, no afectan al proceso de desprendimiento del material, sino que trabajan en el control de la propia masa y su recogida; por tanto, estos sistemas por sí solos no constituyen un sistema de estabilización de taludes. Esto no implica que en ocasiones se combinen con sistemas activos que buscan evitar la evolución natural de las inestabilidades del terreno impidiendo el movimiento del material desprendido o susceptible de desprenderse como pueden ser las aplicaciones como el soil nailing, pernos o anclajes activos profundos que estabilizan el terreno cortando la superficie de deslizamiento.

No se debe desconocer que la ausencia de un sistema de control de erosión puede conllevar a un mediano o largo plazo el desarrollo de un proceso erosivo intenso que desencadene un problema de inestabilidad del talud. La oportuna instalación de medidas de control de erosión pueden minimizar estos procesos erosivos, medidas que deben incluir las obras de recubrimiento superficial y un adecuado manejo y disposición de las aguas superficiales y subsuperficiales pues este también constituye un factor de alto impacto sobre la estabilidad superficial y global de los taludes.

Previo a la instalación de las medidas de protección superficial se requerirá en ocasiones adelantar el retiro de materiales inestables, el tendido, terraceo o perfilado de taludes, lo cual ayudará también a garantizar la mejor interfaz suelo - Geosintéticos. Debemos recordar también en estas técnicas de bioingeniería la importancia de preservar y procurar la revegetación natural del talud tanto como sea posible, pues el rol de la vegetación abarca no solo limitar la erosión superficial, sino en ocasiones

trabaja como coayudante en la estabilidad en movimientos en masa poco profundos. En taludes rocosos o con pobres condiciones de suelo fértil en superficie, lo más probable es que la revegetación no sea posible por lo que el sistema se encargará en su totalidad de proteger el talud contra los efectos erosivos.

A continuación, se presentan por separado los Geosintéticos y elementos que hacen parte de un sistema G-Green y posteriormente algunas de las combinaciones más frecuentes.

El Geotextil No Tejido

La instalación de Geotextiles No Tejidos como parte de un sistema de control de erosión es una práctica cada vez más frecuente pues se ha hecho evidente las ventajas de su inclusión en taludes con materiales que no tienen cohesión de matriz fina, rocas altamente meteorizadas, altamente erodables y sensibles a la humedad. Lo anterior, se debe a las características hidráulicas filtrantes y de tamaño de apertura aparente de este tipo de Geotextil que limita e incluso puede evitar el paso o lavado del material fino mientras permite el paso del agua sin alterar el flujo de agua hacia el exterior del talud. En este sentido, cuando se incluye la instalación de un Geotextil No Tejido, el mismo será el primer elemento a colocar en contacto con el suelo del talud.



▲ Fotografía 16.2 | Geotextil No Tejido en sistema G- Green.

El Manto Permanente

Como se ha mencionado previamente en el capítulo, se cuenta con mantos para control de erosión temporales y permanentes que garantizan la protección del suelo al reducir los efectos del viento, la lluvia y la escorrentía, refuerzan la fijación de las raíces y favorecen el establecimiento de la vegetación; con una estructura que permite el libre flujo de agua hacia el exterior del talud.

Dentro de los sistemas G-Green el uso de mantos se limita a los Mantos Permanentes en el sentido que estos sistemas complementarios se enfocan principalmente a taludes con necesidades de protección exigentes, con pendientes altas o taludes en los que el establecimiento de vegetación es poco probable. Adicionalmente, el Manto Permanente sirve de protección a los Geotextiles No Tejidos ante los rayos UV, cuando estos se contemplan en el sistema.



▲ *Fotografía 16.3 | Manto Permanente en sistema G-Green.*

Los mantos a considerar en los sistemas G-Green abarcan del TRM500 al TRM1000, cuyas características de resistencia a la tensión se registran en la Tabla 2, variando aproximadamente entre 2 KN/m a 44 KN/m, y la velocidad admisible de flujo esta aproximadamente entre 4m/s y 8m/s para ese tipo de mantos, propiedades que resultan en la mayoría de los casos ser suficientes para garantizar un soporte adecuado a los materiales superficiales que se desprenden en diferentes tipos de talud; considerando que una adecuada instalación del manto en contacto íntimo con el talud evitará que esa cantidad o volumen de material desprendido sea mayor.

La selección del manto debe considerar entre otros: la pendiente del talud, la carga de suelo desprendido proyectada sobre el manto, la velocidad máxima del agua de escorrentía, la durabilidad esperada del manto según la vida útil del proyecto, y cuando se busque y sea posible la revegetación debe tenerse en cuenta la existencia de suelo natural con contenido orgánico que favorezca la vegetación y finalmente, la forma de revegetación proyectada (lodo o hidrosiembra). También importante recordar que el éxito de la revegetación depende de una adecuada selección y combinación de semillas, acordes con la vegetación existente en el área de intervención.

La fijación del manto puede realizarse con pines o varillas en J o U, usualmente de 3/16" o calibre 8. La longitud del pin o la varilla dependerá del estado de alteración de los materiales superficiales, la evolución esperada de dicha alteración al interior del talud, y con esto la posibilidad de que el pin o la varilla pierdan soporte o se suelten a causa de la pérdida de material circundante. El patrón de anclaje en mantos que se recomienda usualmente es al tres bolillo.

La Geomalla Biaxial Coextruida

Un elemento de refuerzo adicional que puede ser incluido dentro de los sistemas G-Green con una resistencia media es la Geomalla Biaxial Coextruida, fabricada en polipropileno con una alta resistencia química, biológica y a la exposición UV, la cual resulta muy conveniente en taludes con desprendimientos superficiales de detritos que por su tamaño pueden ser retenidos por la malla. La resistencia a la tensión de esta malla varía entre 20 a 30 KN/m y su longevidad es de 5 a 10 años.



▲ Fotografía 16.4 | Geomalla Biaxial Coextruida.

La Malla Talud

La malla talud hace referencia a una malla triple torsión fabricada en alambre revestido en PVC, que aporta una resistencia adicional al sistema G-Green de 35 KN/m o superior, según lo requiera el diseño y que garantiza una estabilidad de la malla a un plazo de 20 o 30 años. Adicionalmente, por la flexibilidad de este tipo de mallas resultan convenientes, entre otros, cuando se requiere proteger taludes con superficies irregulares o bloques de roca que sobresalen, consiguiendo un buen contacto con el terreno.



▲ *Fotografía 16.5 | Malla talud en sistema G- Green.*

Estas mallas están enfocadas a aplicaciones de control de erosión y estabilización local como, por ejemplo, el control de caída de detritos, retención de material y contención de fallas locales. La malla constituye el primer elemento de resistencia ante los esfuerzos que luego son transmitidos a los pernos de anclaje.

Si bien se pueden plantear un sin número de combinaciones de protección a partir de los Geosintéticos y demás elementos que hacen parte del sistema G-Green, en adelante se hace referencia a los sistemas G-Green más habituales y en la Tabla 16.10 se dan algunos indicativos a considerar en la selección del sistema más adecuado para diferentes condiciones de los taludes.

G-Green: Manto Permanente + Geomalla Biaxial Coextruida

El sistema manto - Geomalla es una solución propicia a considerar cuando se busca proteger taludes que son susceptibles de revegetarse, que tienen un grado de erosión en el que el volumen de material superficial desprendido o susceptible de desprenderse supera la resistencia ofrecida por los Mantos Permanentes, por tanto, la inclusión de la Geomalla ofrece un refuerzo adicional, de hasta 30KN/m, garantizando una retención segura de los materiales superficiales que se desprendan.

La baja elongación de la Geomalla Coextruida también limita el movimiento de los materiales superficiales y así el desconfinamiento de los mismos, reduciendo la retrogresión de los desprendimientos. Es de resaltar que, para este tipo de aplicaciones, la Geomalla adecuada es la Coextruida pues su carácter monolítico derivado de su proceso de fabricación es la única que garantiza una resistencia en los nodos de por lo menos el 90% de la resistencia a la tensión de la Geomalla, evitando que los nodos se conviertan en puntos débiles.



▲ Fotografía 16.6 | G-Green: Manto – Geomalla Coextruida.

En este sistema, la Geomalla debe disponerse sobre el manto de control de erosión, cubriendo toda la superficie del talud a proteger. La Geomalla se sujeta junto con el manto en la corona del talud mediante zanjas de anclaje o pernos o barras de acero. Es necesario disponer unos puntos de anclaje de fijación a lo largo del talud para ajustar la malla al terreno.

Esta solución se aplica convenientemente en taludes con superficies relativamente uniformes que no demanden una gran flexibilidad de la Geomalla, por lo que resultan favorables en aquellos taludes con perfiles de suelo relativamente uniformes sin estratos con diferenciales erosivos altos o bloques de roca sobresalientes.

G-Green: Manto Permanente + Malla Talud

El otro elemento a utilizar en conjunto con el Manto Permanente es la malla talud o también conocida como malla metálica triple torsión, conjunto que provee un sistema eficiente y flexible para el control de la erosión en taludes de corte con caída de detritos, taludes rocosos, protección de taludes erodables y control de caída de rocas.

Dentro de las grandes ventajas de la malla metálica, además de la flexibilidad que permite una excelente adaptación al terreno, es la alta permeabilidad que impide la generación de excesos de presión de poros que afecten la integridad de la solución. Por otro lado, cuenta con un recubrimiento anticorrosivo que le garantiza una larga vida útil.



▲ *Fotografía 16.7 | G-Green: Manto – malla talud. CES - ISAGEN.*

Cuando la instalación de la malla está enfocada a la protección superficial resulta conveniente para desprendimientos superficiales de dimensiones reducidas, cuando las rocas susceptibles de desprenderse y sus fragmentos no son inferiores a la propia abertura de la malla, ni mayores de 0.50m de diámetro. Las dimensiones de la abertura de la malla varían usualmente entre 5cm y 10cm.

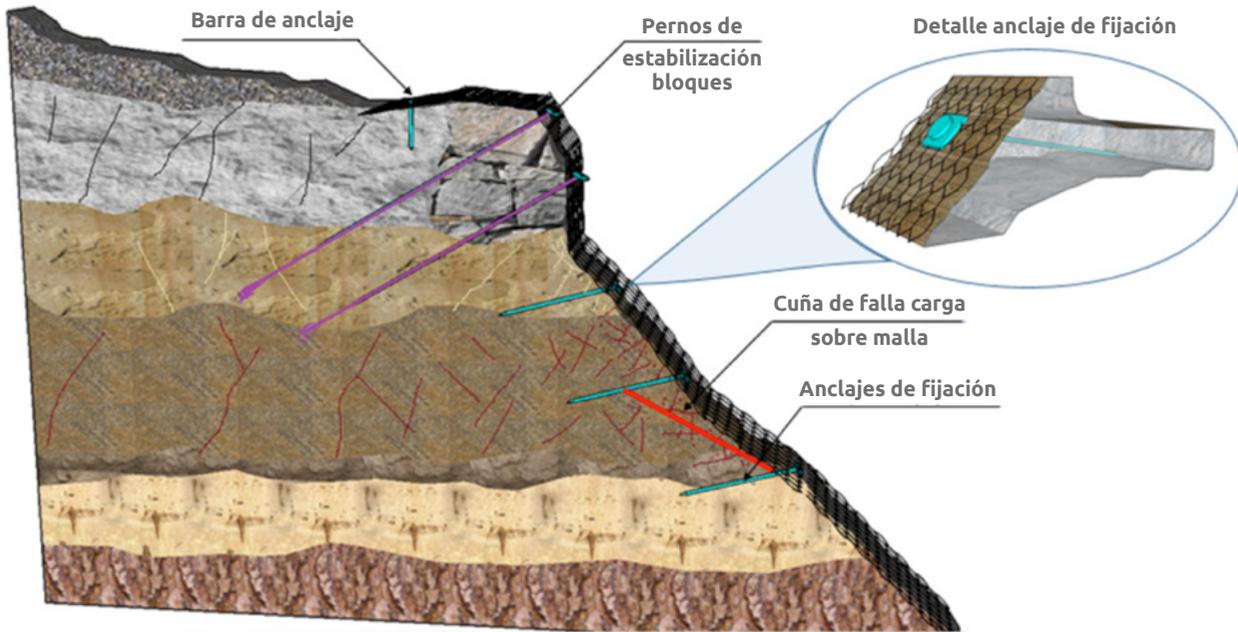
En taludes moderadamente escarpados o aquellos en los que la vegetación pueda crecer, el sistema manto y malla se deberá instalar en contacto íntimo con la superficie del talud; instalando el manto primero. Este tipo de mallas son efectivas para taludes de pendiente inferiores a 1:1 y con alturas menores de 20 m, constituidos por materiales sueltos y muy fracturados. La fijación de la malla al talud se puede efectuar con pernos con platina o anclajes neumáticos especiales.



▲ *Fotografía 16.8 | G-Green: Manto – malla talud. Perfil con erosión diferencial.*

La malla se deberá asegurar adecuadamente en la parte superior o corona del talud, mediante barras de acero corrugado ancladas al terreno o asegurada a una viga de concreto que se construirá en la corona con un ancho de por lo menos 20cm. En la cara del talud se dispondrán además anclajes de fijación de la malla, cuyo tipo, longitud y frecuencia estará definida por el volumen de material que se proyecta retener entre anclajes, lo cual se establecerá a partir del estado del material en superficie, nivel de erosión actual y proyectado, existencia y estado de fisuras y propiedades mecánicas del material, entre otros. En la figura 16.9, se observa esquemáticamente una cuña de falla que define el volumen de material que la malla deberá retener entre anclajes y que determina la exigencia de carga a la cual estará sometida la malla.

En ocasiones se puede considerar la instalación de cables entre puntos de anclaje lo que permite una transferencia eficiente y mejor distribución de esfuerzos de la malla hacia dichos puntos. Cuando los cables están entrelazados con la malla contribuyen de mejor manera a la distribución de esfuerzos.



▲ Figura 16.9 | Elementos de fijación de la malla y elementos puntuales. Carga de material que soportará la malla.

La instalación de este sistema se puede combinar con pernos o anclajes que eviten la caída de cuñas o bloques de roca particulares. La identificación de los bloques y cuñas susceptibles de caer deberán determinarse a partir de un análisis cinemático del macizo, información a partir de la cual se determinará también el tipo, longitud y cantidad de los pernos o anclajes requeridos para la estabilización de los elementos con potencial de desprendimiento o caída.

Para taludes muy escarpados o casi verticales, es usual también utilizar este tipo de malla como cortina, anclándose únicamente en la corona del talud, de tal forma que la función de la malla se limita a encauzar el material desprendido entre el talud y la malla, disipando la energía cinética, hasta ser retenido y acumulado al pie del talud. Este caso particular no se enfoca en la protección del talud contra la erosión y no se considera que el mismo pueda ser revegetado; se limita a una solución de convivencia con el problema. Este tipo de mallas son efectivas para taludes de pendiente superiores a 1:1 cuya altura supera los 20 m o bien en aquellas zonas con material suelto de tamaño menor de 50 cm.

Por otra parte, este sistema manto - malla talud se ha llevado de los taludes a los canales haciendo uso de un Geotextil No Tejido que evitará el lavado de finos del suelo de apoyo, un Manto Permanente seleccionado según la velocidad del flujo y una malla talud que aportará fijación al conjunto y mayor resistencia. En la fotografía siguiente se observa la protección de un canal en donde se registra la instalación del Geotextil No Tejido y un Permanente TRM1000, sobre el que se dispondrá para finalizar una malla talud.



▲ Fotografía 16.9 | Avance solución G-Green en canales.

G-Green: Manto Permanente + Malla Talud + Anclajes

De los sistemas G-Green uno de los más completos e innovadores corresponde a la combinación de Manto Permanente, malla talud y anclajes. Este sistema además de proveer una protección del talud contra la erosión se complementa con elementos como los pernos de anclaje activos o pasivos que estabilizan elementos individuales de roca o que contienen espesores de suelo susceptibles de deslizamiento. Se utiliza principalmente para la protección o sostenimiento de taludes o zonas de roca fracturada o degradada.



▲ Fotografía 16.10 | G-Green: Manto, malla talud, soil nailing. Túnel de oriente.

Esta alternativa de solución G-Green reemplaza la solución convencional de concreto lanzado o shotcrete que en general viene acompañada de una malla metálica y pernos o anclajes. El G-Green cuenta con una serie de ventajas sobre la solución tradicional, entre las que se cuentan:

a) El Sistema G-Green evita la generación de subpresiones sobre la protección, pues a diferencia del concreto estos elementos no interfieren con el drenaje natural del terreno permitiendo el paso del agua al exterior del talud. La solución convencional por su parte debe incluir siempre un sistema de drenaje pues la sobrepresión que se genera es una de las causas principales de la falla de este tipo de solución. **b)** Cuenta con una flexibilidad que le permite adaptarse a las irregularidades en superficie, hecho que no es posible por parte de elementos rígidos como el concreto. **c)** Representa menores costos de instalación y mayores rendimientos. **d)** Son de fácil reparación. **e)** Causan menor alteración al lugar durante la instalación y **f)** Como sistema de bioingeniería se adaptan mejor al entorno evitando contrastes desafortunados con el paisaje.



▲ *Fotografía 16.11 | Falla en protección con concreto lanzado. Foto de Tony Lewis.*

Dentro de este sistema G-Green, la función de la malla es retener el material que se desprende del terreno inestable entre los anclajes. La sujeción de la malla se puede realizar con pernos anclados a roca o en terrenos sueltos con soil nailing, garantizando la estabilidad global del talud.



▲ Fotografía 16.12 | Instalación G-Green túnel de oriente.

El Soil nailing es una técnica que refuerza el terreno mediante la introducción sistemática de barras pasivas que trabajan fundamentalmente a tracción, a pesar de que pueden también resistir esfuerzos a flexión y a corte. En conjunto con la malla conforman un sistema de protección pasivo pues empezará a actuar luego de presentarse algún grado de deformación o movimiento en el terreno.

Por otra parte, los anclajes y pernos son una técnica de sostenimiento en que estos elementos aprovechan la existencia de roca sana o competente para anclarse, colaborando con la estabilidad del talud a través de una fuerza de tracción de dirección contraria al movimiento del terreno.

La inclusión de anclajes y pernos, pasivos o activos, puede tener como finalidad también el aseguramiento de bloques aislados, cosido de zonas con fisuras o protección contra deslizamientos. Los hay en barras de acero con diámetros entre 16 y 50mm y resistencias de entre 900 a 1,200 N/mm², o en cables de diferentes configuraciones y diámetros. El anclado se puede realizar por fricción o adherencia de cemento o resinas.

Revisadas las alternativas de control de erosión y protección de taludes ofrecidas por el sistema G-Green, se puede concluir que estas alternativas cuentan no solo con la capacidad de adaptarse a diversas condiciones y morfologías de los taludes, sino que representan soluciones técnicamente y de instalación más versátiles, que generan menores consumos de materiales pétreos no renovables, menor generación de CO₂ a menores costos de inversión y mantenimiento, y con una mejor adaptación al paisaje natural.

Tabla 16.10 Criterios de selección recomendados para sistemas de control de erosión y G-Green

Talud	Material del talud	Inclinación (H:V)	Velocidad de flujo superficial (m/s)	Flujo de agua subsuperficial	Opción de revegetación	Grado erodabilidad	Tipo de falla potencial	Resistencia requerida del sistema (KN/m)	Sistema de anclaje / densidad	Vida útil sistema de protección (años)	Sistema recomendado	Notas
Estable	Suelos arcillosos o limosos	Todas	≤ 3.0	Si	Si	Bajo	Erosión superficial	< 4.0	Pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	< 4	Manto Temporal	
		Todas	≤ 5	Si	No	Bajo a medio	Erosión superficial	< 5.0	Pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	> 10	TRM500 / TRM550	
	Suelo arenosa	$< 1:1$	≤ 5	No	Si	Medio	Erosión superficial	< 5.0	Pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	> 10	TRM500 / TRM550	
		$> 1:1$	≤ 8	Si	No	Medio a alto	Erosión superficial	< 70	Pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	Oct-75	Geotextil No Tejido + Manto TRM	
	Suelos de grano grueso con matriz arcillosa o limosa	Todas	≤ 5	Si	Si	Medio	Erosión superficial	< 5.0	Pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	> 10	TRM500 / TRM550	
		Todas	≤ 5	Si	No	Medio	Erosión superficial	< 30	Pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	> 10	Manto TRM+Geomalla Biaxial Coextruida	
	Suelos de grano grueso con matriz arenosa	$< 0.5:1$	≤ 5	No	Si	Medio	Erosión superficial	< 5.0	Pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	> 10	Geotextil No Tejido+Manto TRM500/550	
		$> 0.5:1$	≤ 8	Si	No	Medio a alto	Erosión superficial	< 70	Pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	10 -75	Geotextil No Tejido+Manto TRM+Geomalla Biaxial Coextruida	1

Talud	Material del talud	Inclinación (H:V)	Velocidad de flujo superficial (m/s)	Flujo de agua subsuperficial	Opción de revegetación	Grado erodabilidad	Tipo de falla potencial	Resistencia requerida del sistema (KN/m)	Sistema de anclaje / densidad	Vida útil sistema de protección (años)	Sistema recomendado	Notas
Inestable	Material rocoso con alto grado de fracturamiento	>1:1	≤8	Si	No	Medio a alto	Erosión superficial y desprendimiento de detritos	>40	Pines o barras de fijación + Pernos. Zanjas de anclaje superior e inferior	>10	Geotextil No Tejido + Manto TRM + Malla Talud	2
	Material rocoso con bajo grado de fracturamiento	>0.5:1	≤8	No	No	Medio	Erosión superficial	>40	Pines o barras de fijación + Pernos. Zanjas de anclaje superior e inferior	>10	Manto TRM + Malla Talud	2,3
	Suelos de grano fino o grueso de matriz arcillosa o limosa	Todas	≤5	Si	Si	Bajo a medio	Erosión superficial y deslizamiento	>40	Pernos pasivos o anclajes activos + pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	>10	TRM550 + Malla talud	2
	Suelo de grano fino o grueso de matriz arenosa	Todas	≤5	Si	No	Medio a alto	Erosión superficial intensa y deslizamiento	>40	Pernos pasivos o anclajes activos + pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	>10	Geotextil No Tejido + TRM550 + Malla talud	2
	Material rocoso con alto grado de fracturamiento	Todas	≤8	Si	No	Medio a alto	Desprendimiento y deslizamiento	>40	Pernos pasivos o anclajes activos + pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	>10	Geotextil No Tejido + Manto TRM + Malla Talud	2
	Material rocoso con bajo grado de fracturamiento	Todas	≤8	Si	No	Medio	Desprendimientos, caída de rocas, cuñas	>40	Pernos pasivos o anclajes activos + pines o barras de fijación. Zanjas de anclaje superior e inferior	>10	Manto TRM + Malla Talud	2

NOTAS:

Nota 1: Si se utiliza un TRM500 o TRM 550 se recomienda adicionar Geomalla. En caso de utilizar TRM700 o superior no resulta necesario el uso de Geomalla.

Nota 2: La resistencia requerida del sistema dependerá del diseño y la malla a emplear dependerá de las disponibles en el mercado.

Nota 3: Dependiendo del grado de fracturamiento se podrá prescindir del manto e instalar únicamente la malla.

16.5 Bibliografía

- ◆ 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. "Biotechnical and soil Bioengineering Slope Stabilization", Wiley – Interscience Publication. USA 1996.



Capítulo 17

Control de erosión y socavación
En cuerpos de agua

17.1 Introducción

El cambio climático es uno de los desafíos más importantes para el futuro del planeta, sus consecuencias, cada vez más críticas, acarrearán cambios tan dramáticos como el incremento del nivel del mar amenazando ciudades costeras o las modificaciones en los regímenes de lluvias continentales que han derivado en extensas sequías o lluvias torrenciales. Entre las afectaciones más grandes provenientes del cambio climático están los daños a la infraestructura vial, portuaria, de vivienda y energética en las costas y riberas de ríos. Fenómenos como la socavación, erosión lateral o crecientes inesperadas de cuerpos de agua, están generando cada vez mayores gastos, especialmente en países en desarrollo con presupuestos limitados como América Latina.

Históricamente se ha acudido a soluciones tradicionales para el manejo de procesos erosivos en márgenes de ríos o en costas, tales como estructuras en concreto, tablestacados, enrocados y gaviones, que, además, han demostrado ser exitosos en condiciones específicas. Sin embargo, cada vez la disponibilidad de materiales de cantera es más crítica, haciendo de este tipo de tecnologías extremadamente costosas y con altos impactos ambientales, además, como en el caso del concreto, su poca flexibilidad no resulta compatible con las condiciones dinámicas de los cuerpos de agua.

Los Geosintéticos entonces, se perfilan como una solución que se adapta a los requerimientos actuales de las protecciones ribereñas, al permitir el uso de materiales de sitio, con procesos constructivos simples y alta flexibilidad, cada vez resulta más común su uso en este tipo de aplicaciones, con una cantidad importante de proyectos donde los presupuestos planificados se optimizan hasta en un 50%. En el presente capítulo, se describen los principales Geosintéticos utilizados en la protección de riberas de ríos y se presentan al lector algunos puntos importantes a tener en cuenta en el diseño de cualquier tipo de sistema hidráulico con Geosintéticos.

17.2 Geobags

Una de las soluciones más versátiles para la conformación de barreras de protección de riberas, diques, rellenos y otras protecciones hidráulicas son las bolsas de Geotextil Tejido que se llenan de suelo, ver Fotografía 17.1

Las bolsas de Geotextil Tejido cuentan con dos ventajas que las convierten en una solución adecuada y económica para su aplicación en cuerpos de agua. La primera, pueden trabajar en condición seca o sumergida permitiendo así conformar estructuras de buen desempeño en áreas con diferentes niveles de agua. Segunda, su versatilidad al poder ser llenadas con diversos tipos de material, desde

materiales seleccionados como arena, suelo cemento, granulares tipo base o subbase, a materiales de sitio o material de excavación o dragado.



▲ *Fotografía 17.1 | Estructura de control Caño San Silvestre con bolsas de Geotextil Tejido.*

Dentro de estas soluciones con bolsas se encuentran los Geobags fabricadas en Geotextil Tejido de polipropileno que pueden ser llenadas en el sitio de implantación final o en un área de almacenamiento cercana desde donde se pueden izar hasta su localización final, gracias al sistema de eslingas con que cuenta la bolsa. Ver fotografía 17.2.

Todos los elementos que conforman los Geobags son fabricados con Geotextil de alta resistencia mecánica apropiada para ofrecer un adecuado confinamiento del suelo de relleno y soportar las condiciones de instalación. En la Tabla 17.1 se incluyen las propiedades de los Geotextiles más usados en la fabricación de los Geobags, sin que esto implique que no se fabriquen Geobags en Geotextiles de mayor resistencia si las condiciones del proyecto así lo requieran.



▲ Fotografía 17.2 | Geobags.

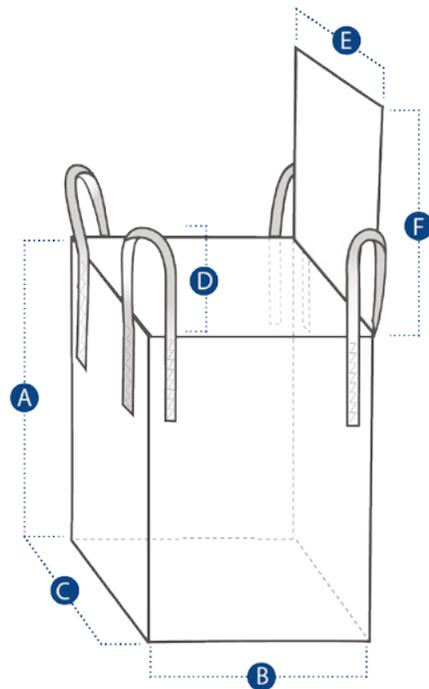
Tabla 17.1 Propiedades del Geotextil Geobags

Propiedades del Geotextil Geobags						
	Propiedades	Norma	Unidad	Geotextil TR2400 Valor MARV	Geotextil TR4000 valor MARV	Geotextil TR6000 HF Valor MARV
Cuerpo	Resistencia a la tensión tira ancha	ASTM D-4595	KN/m	41	67	110
	Permeabilidad	ASTM D-4491	cm/s	0.4X10 ⁻²	3.7X10 ⁻²	9.0X10 ⁻²
	Permitividad	ASTM D-4491	Seg-1	0.05	0.34	0.60
	Tamaño de abertura aparente	ASTM D-4751	mm	0.425	0.425 (40)	0.425
	Resistencia al punzonamiento método CBR	ASTM D-6241	KN	5.6	7.5	10.0
Tapa superior e inferior	Resistencia a la tensión Tira ancha	ASTM D-4595	KN/m	42	67	110
	Permeabilidad	ASTM D-4491	cm/s	5.3X10 ⁻²	3.7X10 ⁻²	9.0X10 ⁻²
	Permitividad	ASTM D-4491	Seg1	0.55	0.34	0.60
	Resistencia al punzonamiento método CBR	ASTM D-6241	KN	5.5	7.5	10.0

Los Geobags tienen una capacidad aproximada de 1m³ y 2m³, y sus dimensiones promedio son las presentadas en la Tabla 17.2 Estos elementos cuentan con una alta permeabilidad en la tapa superior e inferior, a fin de evitar subpresiones sobre la estructura que se conforme, y baja permeabilidad en el cuerpo de la bolsa simulando un núcleo que evita el paso frontal del agua.

Tabla 17.2 Medidas típicas de los Geobags

Medidas típicas Geobags				
Descripción	Unidad	Valor Capacidad 1m ³	Valor Capacidad 2m ³	Referencias
Altura	m	1.00/1.15	1.00	(A)
Ancho tapa inferior	m	0.94	1.00	(B)
Largo tapa inferior	m	0.94	2.00	(C)
Largo libre de reata	m	0.60	0.60	(D)
Ancho tapa superior	m	1.10	2.00	(E)
Largo tapa superior	m	1.20	1.00	(F)



La estructuración de una barrera de protección con Geobags involucra la evaluación de los criterios de diseño generales de estabilidad. Si bien esta es una solución alternativa a los rip rap, su modo de falla difiere en su flexibilidad por el suelo de relleno a diferencia de los elementos de roca que en el rip rap conforman la estructura, por lo que su diseño no es el mismo.

La estructura proyectada deberá contar con una geometría tal que cumpla con factores de seguridad mínimos por estabilidad interna, es decir la asociada a la estabilidad de las unidades de Geotextil, para lo cual se deberá considerar la resistencia del material de lleno de los Geobags, el confinamiento que el Geobag le ofrece a dicho material, la resistencia y permeabilidad del Geotextil del que está fabricada la bolsa. El análisis de estabilidad interna deberá considerar las distintas fallas potenciales.

Se deberá adelantar además un análisis de estabilidad global en el cual se tenga en cuenta la evaluación de posibles fallas que involucren el suelo de fundación y suelo a contener. Este análisis se podrá adelantar haciendo uso de software que utilizan los métodos de equilibrio límite para determinar

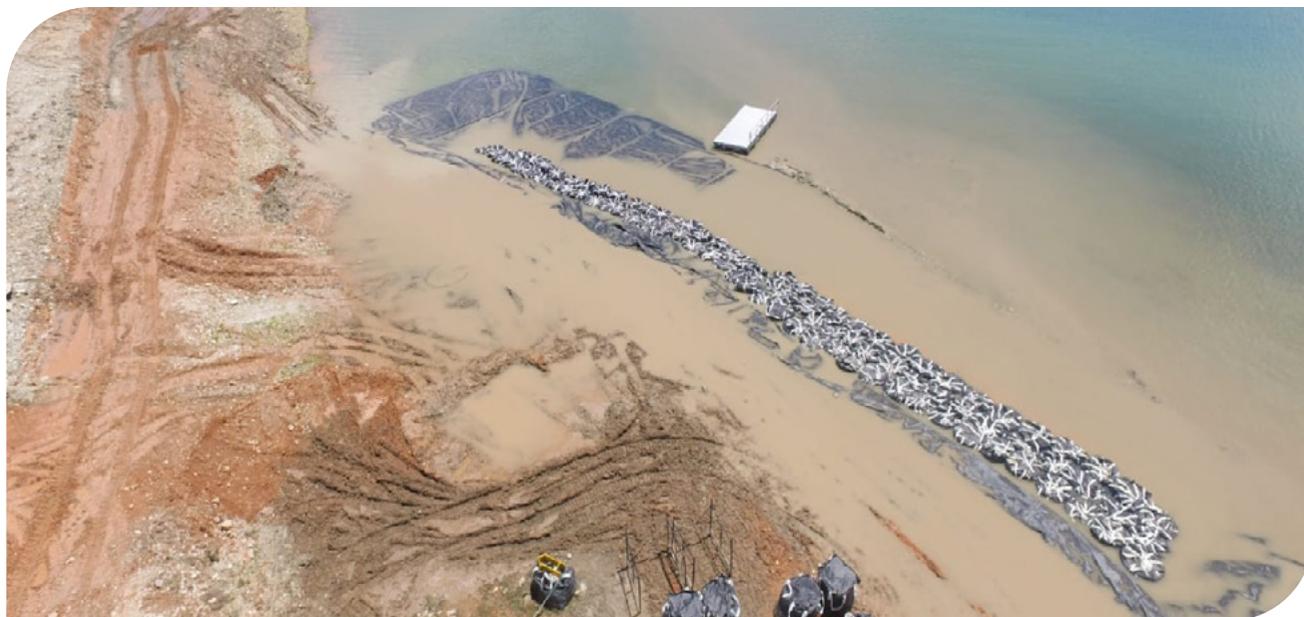
factores de seguridad. Finalmente se deberá adelantar un análisis de estabilidad externa, incluyendo deslizamiento, volcamiento y capacidad portante.

Algunas configuraciones geométricas que pueden ser consideradas al proyectar una estructura con Geobags son las presentadas a continuación en la figura 17.1:



▲ *Figura 17.1 | Configuraciones geométricas estructuras de protección con Geobags.*

Un buen desempeño del sistema dependerá también de que los Geobags se implanten adecuadamente en su lugar de fundación, asegurando que no se presenten escurrimientos o grandes asentamientos debido a pérdida de confinamiento del material de llenado o socavación del lecho. En este sentido y en busca de una adecuada estabilidad del sistema al mediano y largo plazo se recomienda la instalación de un manto antisocavación previa implantación de la estructura, ver Figura 17.1 y Fotografía 17.3. El manto antisocavación, fabricado en Geotextil Tejido, impedirá que procesos de socavación del lecho alcancen la cimentación del sistema pudiendo provocar la falla del mismo.



▲ *Fotografía 17.3 | Manto antisocavación Geobags.*

Teniendo en cuenta la susceptibilidad de los Geobags a reducir su resistencia ante una exposición prolongada a los rayos UV y la vulnerabilidad del Geotextil a ser eventualmente afectado por golpes, rasgado o punzonamiento por causa de los elementos transportados por los cuerpos de agua, es recomendable que las estructuras de Geobags, especialmente para obras definitivas o permanentes, cuenten con una protección superficial que podría incluir las del tipo Flexocreto o Mantos Permanentes en Geosintéticos, ver Fotografía 17.4



▲ *Fotografía 17.4 | Protección superficial con Flexocreto.*

Es de anotar también que las estructuras conformadas con Geobags se comportan como estructuras flexibles por lo que resultan más apropiadas para soluciones en las cuales no se contempla sobre estas la implantación de otras estructuras con limitantes importantes en los niveles de deformación admisibles para su adecuado desempeño o integridad.

Además de un adecuado diseño de la estructura de protección o contención, el proceso de llenado e instalación de los Geobags para la conformación de dicha estructura tiene efectos importantes sobre el desempeño final de la obra. En este punto, se recomienda tomar en consideración los aspectos que se citan a continuación:

El proceso de llenado de las Geobags es sumamente sencillo, y por lo general se utilizan como material de llenado, arena, suelo cemento o material del sitio. En particular, la arena es un excelente material de lleno, ya que permite el libre flujo del agua, sin generar mayores sobrecargas en el sistema, su volumen permanece constante independientemente de las condiciones de saturación, y además es un material que puede ser dragado o encontrado fácilmente en cuerpos de agua cercanos, lo cual disminuye considerablemente los costos.

Cuando el material de lleno es únicamente arena, es importante que esta cumpla con las siguientes características:

- I) Debe ser una arena limpia con contenido de finos menor al 5%.
- II) El tamaño máximo de agregado deberá ser de ½ “.
- III) Procurar que la arena se encuentre seca para mayor facilidad de manejo en obra.

La formaleta más sencilla y práctica para el llenado de los Geobags son las secciones de andamios, colocando las eslingas u orejas en cada extremo superior del andamio, ver Fotografía 17.5 Para el llenado como tal se podrá utilizar un minicargador, Fotografía 17.6, en cuyo caso se podrá efectuar el llenado simultáneo para dos bolsas. Obsérvese en la Fotografía 17.7 el traslapo de las tapas de los Geobags en el centro del llenado evitando la pérdida de material.



▲ Fotografía 17.5 | Sostenimiento de Geobags con Andamios.



▲ Fotografía 17.6 | Llenado de Geobags con minicargador.



▲ Fotografía 17.7 | Traslado de tapas en centro de llenado.

Una vez efectuado el llenado de los Geobags se procede a la costura de la tapa superior con hilo de poliéster mediante máquinas de costura manual portátiles que proveen una costura simple, ver Fotografía 17.8. Es de anotar que por su ubicación esta costura no estará sometida a grandes esfuerzos.



▲ Fotografía 17.8 | Costura de las tapas.

El almacenamiento de los Geobags puede realizarse en forma piramidal, considerando siempre cubrir los Geobags con una polisombra o similares a fin de evitar afectaciones a la integridad de las bolsas por su exposición a la intemperie y específicamente a los rayos UV. El movimiento de los Geobags tanto para la conformación del almacenamiento como de la estructura final se podrá efectuar con retroexcavadoras de brazo largo que ofrezcan una capacidad y estabilidad para movilizar una carga de 5 ton mínimo. Así mismo, todos los demás elementos como eslingas, ganchos y grilletes deben contar con la capacidad de carga adecuada, ver fotografía 17.9.



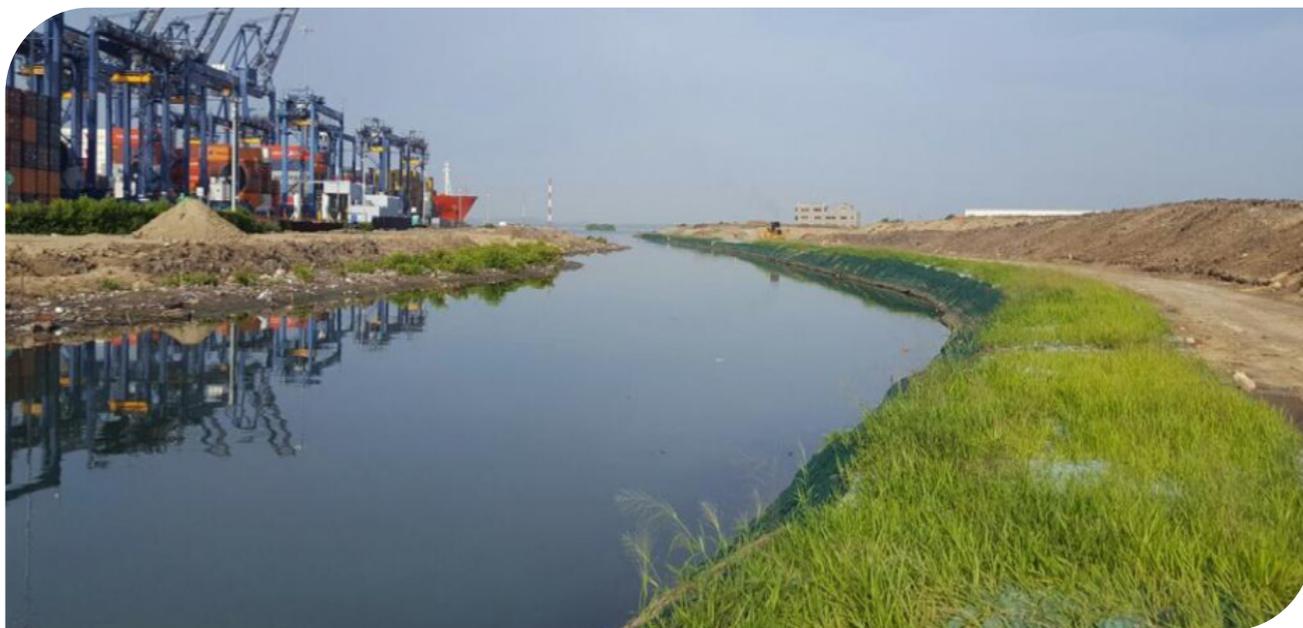
▲ Fotografía 17.9 | Almacenamiento de Geobags.

17.3 Geobox

Dentro de las soluciones con contenedores de Geotextil Tejido para la conformación de protecciones ribereñas y control de socavación en cuerpos de agua, diques, rellenos, recuperación de playas, islas artificiales y otras aplicaciones costeras, se encuentran las soluciones constituidas por formaletas flexibles en forma de cajón hechas con Geotextil Tejido de alta resistencia denominadas Geobox que pueden ser llenadas con material de sitio o de cantera. Ver fotografías 17.10 - 17.11.



▲ Fotografía 17.10 | Barreras de protección con Geobox.



▲ Fotografía 17.11 | Barreras de protección con Geobox.

Este tipo de solución cuenta con interesantes ventajas como la simplicidad de construcción, beneficios económicos y reducción de los impactos ambientales, debido a que en la mayoría de los casos se puede utilizar los materiales del sitio eliminando así la explotación de canteras y transporte de materiales. Tienen una tapa superior, la cual permite su llenado de manera sencilla, utilizando equipo mecánico o manual. Así mismo, estos elementos pueden trabajar con buen desempeño en condiciones

secas o saturadas, además que son livianos y de fácil manipulación y su flexibilidad permite un fácil acomodamiento en la superficie del terreno.

El Geotextil Tejido de Alto Módulo con el que están fabricados los Geobox, está diseñado para retener partículas de suelo y permitir la salida de agua. Las propiedades de resistencia e hidráulicas del Geotextil a utilizar dependerán de las dimensiones del Geobox y las condiciones del sitio. Los Geobox se pueden fabricar con dimensiones que se ajusten al proyecto, sin embargo, las dimensiones más usuales son las presentadas en la Tabla 17.3

Tabla 17.3 Medidas típicas de los Geobox y referencias de Geotextil

Medidas típicas Geobox								
Medida	Unidad	Valores						
Ancho	m	0.50	1.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Largo	m	1.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Alto	m	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Referencia Geotextil		T2100		T2400	TR4000	TR5000 HF	TR6000 HF	TR7000 HF

El material de llenado de los Geobox será del fondo del río o el material que se haya especificado para el proyecto. Es natural que una vez lleno el Geobox y cargado con otros elementos, este tienda a comprimirse algunos centímetros por el reacondicionamiento del material; centímetros que pueden ser contemplados o recuperados en la etapa de construcción.

El proceso de llenado se podrá adelantar de forma manual o empleando un minicargador para mayor rendimiento. Se dispondrá de una formaleta metálica o de madera que permita la apertura de la bolsa y su llenado, tal como se muestra en la Fotografía 17.12. Una vez se logra la altura de diseño, se obturarán la “boca” o “tapa” con cordel de polipropileno. Para obtener una buena calidad en la elaboración de las costuras se podrá utilizar hilo tipo Kevlar, aramida, polietileno, poliéster o nylon, en cualquier caso, no se podrá exceder un 10% en peso de fibras naturales. Así mismo se deberá garantizar una densidad de la puntada de mínimo 150 a 200 puntadas por metro lineal que ofrezca una resistencia a la tensión de la unión de mínimo el 90% de la resistencia a la tensión Grab del Geotextil.



▲ Fotografía 17.12 | Formaleta y apertura de Geobox para llenado.

El llenado de los Geobox se realiza en el sitio de implantación previsto, pues debido al peso de los elementos se dificulta el traslado de los mismos, máxime cuando los Geobox no cuentan con eslingas. Los Geobox no podrán ser arrastrados hasta el sitio de colocación, pues en ningún momento se deberá someter el Geosintético a esfuerzos no contemplados que puedan deteriorar el producto o sus costuras. Ver fotografía 17.13.



▲ Fotografía 17.13 | Instalación de Geobox de Geotextil TR4000.

Dado que se llenan en el sitio final de implantación, cada Geobox se debe llenar completamente antes de instalar el siguiente. Se debe cuidar que la altura de los Geobox sea la misma para garantizar una adecuada estabilidad del sistema.

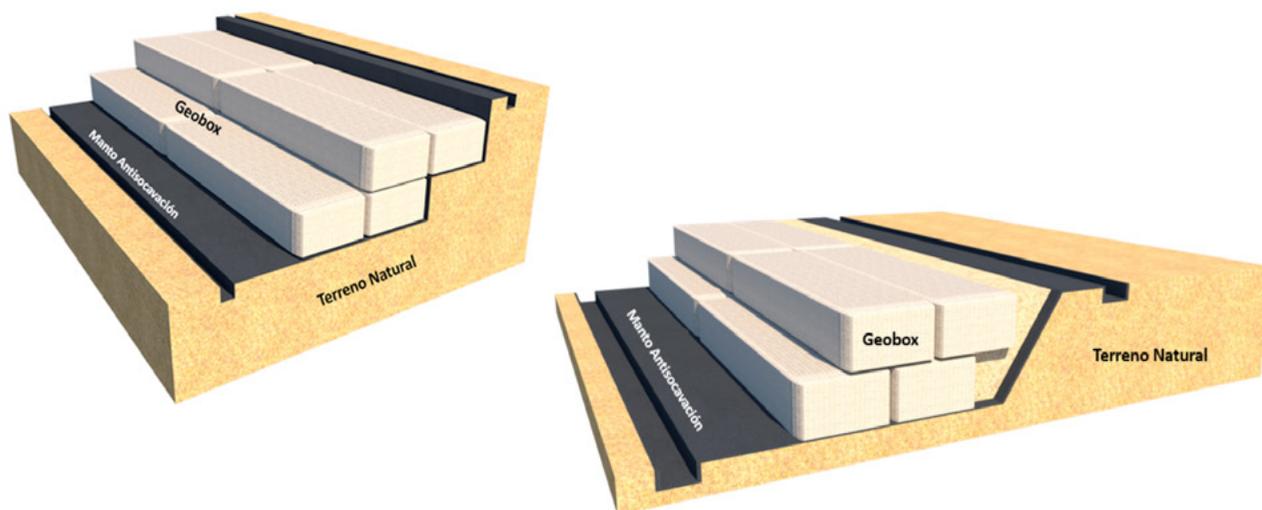
Se debe marcar en la orilla del cuerpo de agua la alineación de los Geobox de acuerdo con lo indicado en los planos. La fundación de la estructura en Geobox deberá ser nivelada, horizontal, lisa, libre de protuberancias que puedan dañar el Geotextil o desestabilizar los Geobox en el momento de su instalación.

Previa instalación de los Geobox es recomendable considerar la instalación de un manto antisocavación, buscando de esta manera una mejor implantación de la estructura sobre el suelo de fundación. El manto antisocavación además de mejorar las condiciones de soporte de la fundación evita que la corriente arrastre suelo de la fundación desestabilizando la estructura. Ver fotografía 17.14.



▲ *Fotografía 17.14* | *Instalación de Geobox de Geotextil TR6000 HF.*

La barrera de protección con Geobox debe proveer una adecuada estabilidad interna, externa y global. En este sentido, se deberán considerar las pautas generales de diseño presentadas en este capítulo, así como las citadas para las barreras conformadas con Geobags. Algunas de las configuraciones geométricas que se pueden considerar son las presentadas a continuación en la figura 17.2:



▲ *Figura 17.2 | Configuraciones geométricas estructuras de protección con Geobox.*

Cuando la configuración seleccionada para la conformación de la estructura requiera la instalación de un relleno entre el terreno natural y el trasdós de la estructura, el relleno se podrá ir conformando simultáneamente a la instalación de los Geobox para que estos se apoyen sobre dicho relleno, teniendo en cuenta que ningún equipo de construcción podrá operar directamente sobre los Geobox, ver fotografía 17.15.



▲ *Fotografía 17.15 | Conformación de relleno en el trasdós de estructura con Geobox.*

Si bien no es usual que se prevea la implantación de estructuras sobre las protecciones ribereñas, es importante que se considere que las soluciones con Geobox se comportan como estructuras flexibles, por lo que se deberá revisar los límites de deformación permitidos por las estructuras a implantar sobre estas soluciones.

Dependiendo de las condiciones del cuerpo de agua en que se implante la protección, la velocidad de la corriente, la exposición a elementos cortopunzantes que puedan ser transportados o arrastrados por la corriente y que puedan afectar la integridad del Geosintético, será necesario proteger la estructura con una fachada, ver fotografía 17.16.



▲ *Fotografía 17.16 | Fachada con Flexocreto.*

Estas fachadas pueden corresponder a mantos de control de erosión, en el caso de la fotografía se evidencia la instalación de un Flexocreto, o se puede contemplar el uso de un enrocado de protección aprovechando la disponibilidad de rocas en el cuerpo de agua. Con el uso de enrocados es importante proteger los Geobox con un Geotextil No Tejido previa instalación de los bloques de roca. Ver fotografía 17.17.



▲ Fotografía 17.17 | Fachada con bloques de roca en solución con Geobox.

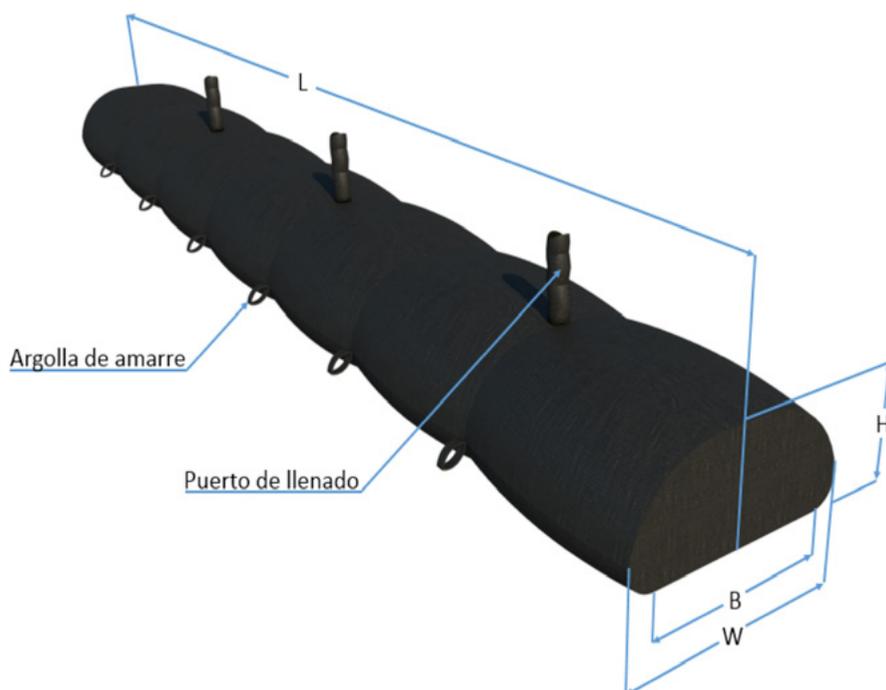
17.4 Geotextile Tubes

Los Geotextile Tubes son tubos ovalados fabricados con Geotextil Tejido de Alto Módulo, los cuales varían en su longitud, altura y sección transversal, dependiendo de los requerimientos especificados en la etapa de diseño de cada proyecto.

Estas estructuras están especialmente desarrolladas con propiedades únicas de filtración y retención: almacenar, conformar, drenar y consolidar materiales en su interior, mediante el uso de dragas, barcos areneros o tolvas especialmente diseñadas, la mezcla de llenado es conocida como “Slurry”, y corresponde a un 80% de agua y un 20% de material arenoso fino. El diseño del Geotextil corresponde al tamaño de retención de las partículas de suelo de sitio.

Este elemento tiene como principal campo de aplicación, diversos sistemas para el control de erosión y protección en márgenes de ríos.

La estructura y demás elementos que conforman el Geotextile Tube se muestran a continuación en la figura 17.3:



▲ Figura 17.3 | Geotextile Tube.

Las propiedades de las diferentes referencias de Geotextile Tubes se presentan a continuación, estas varían de acuerdo a su respectiva altura, así como en la referencia del Geotextil y la resistencia del mismo.

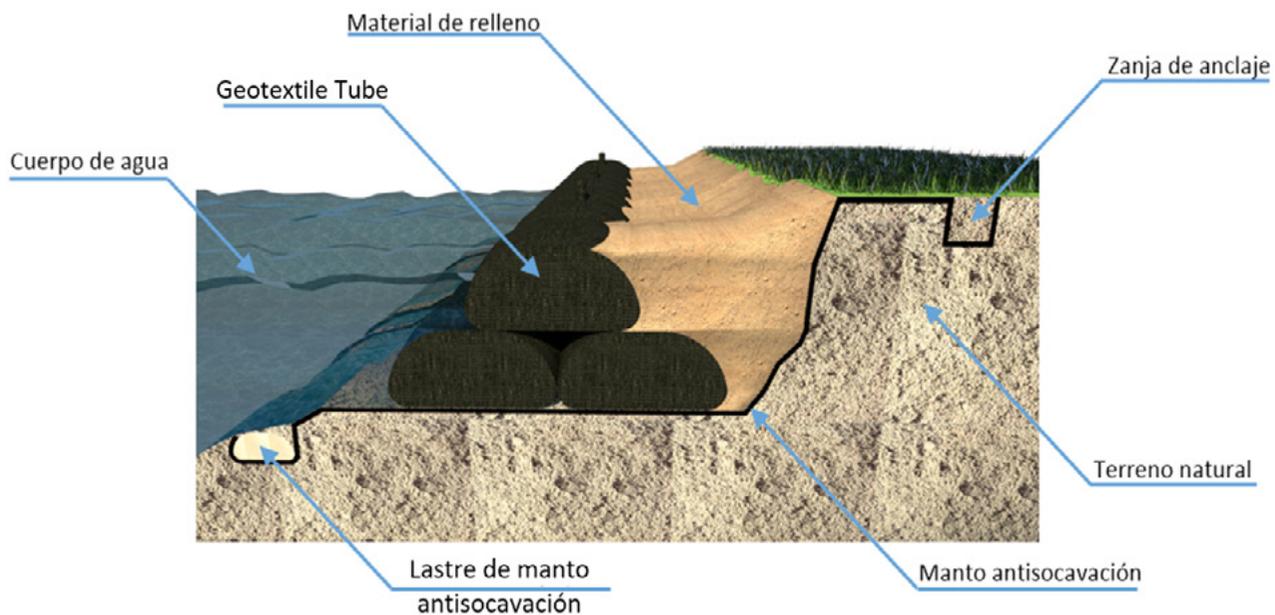
Tabla 17.4 Referencias de Geotextile Tube

H	W	Circunferencia	Volumen	Geotextil
(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

Nota. La longitud del Geotextile Tube (L), es proporcional a la medida de 3.5m, por lo cual se debe contemplar dicha medida para cumplir con las especificaciones técnicas de diseño.

Los elementos que componen el Geotextile Tube están orientados a optimizar los procesos de instalación y llenado, dichos elementos proporcionan estabilidad y seguridad en cada uno de los procesos constructivos que se llevan a cabo en el desarrollo de la solución, estos elementos se exponen a continuación:

- ◆ **Puertos de llenado:** estos puertos son fabricados con el mismo material de los Geotextile Tube, se confeccionan con una altura de 1.5m y 12" de diámetro, ubicadas cada 7m en la parte superior del Geotextile Tube, siendo finalmente conectadas a la tubería de descarga de slurry.
- ◆ **Argolla de amarre:** este elemento puede ser fabricado con el mismo material del Geotextile Tube o nylon, deberá ir sujeto al Geotextile Tube mediante costura en sus extremos laterales, colocadas según las condiciones especificadas en el proyecto, teniendo en cuenta que no siempre son requeridas. Estas argollas deben estar sujetas a anclajes de acero o estacas en madera, esto con el fin de dar estabilidad al Geotextile Tube en el proceso de llenado. Ver figura 17.4.



▲ Figura 17.4 | Solución compuesta por Geotextile Tubes.

Generalmente la aplicación de una solución mediante el uso de Geotextile Tubes requiere de la implementación de más Geosintéticos, los cuales son instalados con el objetivo de proteger la solución, ante los diversos fenómenos erosivos, efectos externos o vandalismo.

- ◆ **Manto antisocavación:** En una condición típica, la solución que ofrece el Geotextile Tube debe estar acompañado de diversos elementos protectores de la solución, un primer elemento

protector es la aplicación de Geotextil Tejido, el cual funciona como prevención a los fenómenos de socavación que se desarrollan en la superficie natural de contacto con el Geotextile Tube.

- 🍃 **Protección exterior:** es necesario proteger la cara expuesta de los Geotextile Tubes, ya que estos se encuentran vulnerables ante el arrastre de elementos punzonantes o el rasgado del Geotextil, para lo cual se recomienda extender formaleta flexible (Flexocreto), un sistema integrado por manto para el control de erosión o enrocado de protección a lo largo del eje expuesto.
- 🍃 **Lastre de Manto antisocavación:** de acuerdo a los efectos dinámicos que se ejercen en el fondo del cuerpo de agua, se debe asegurar la instalación de la solución mediante un sistema de anclaje inferior, una alternativa puede ser la colocación de una bolsa de polipropileno rellena de material granular o suelo cemento, la cual actúa como anclaje pisando los elementos dispuestos.

17.4.1 Campos de aplicación

Siendo la protección en márgenes de ríos una de las principales aplicaciones de los Geotextile Tubes, el desarrollo de soluciones con la aplicación de este elemento ante los diversos fenómenos erosivos es otra aplicación la cual se utiliza en diversos escenarios, estos se despliegan a continuación;

- 🍃 Estructuras de encauce de ríos.
- 🍃 Aplicaciones costeras.
- 🍃 Recuperación de playas. (espigones, rompeolas y escolleras).
- 🍃 Construcción de diques y bermas bajo agua - Islas Artificiales.
- 🍃 Almacenamiento de material contaminado – desecación de lodos.
- 🍃 Control de socavación marina y vías fluviales.

17.4.2 Equipo

Para la instalación de Geotextile Tubes en cualquier campo de aplicación, es necesario contemplar maquinaria, equipos y accesorios para su desarrollo. Los elementos que se presentan a continuación, deben vincularse según las condiciones de cada proyecto.

Tabla 17.5 Maquinaria, equipos y accesorios para instalación de Geotextile Tubes.

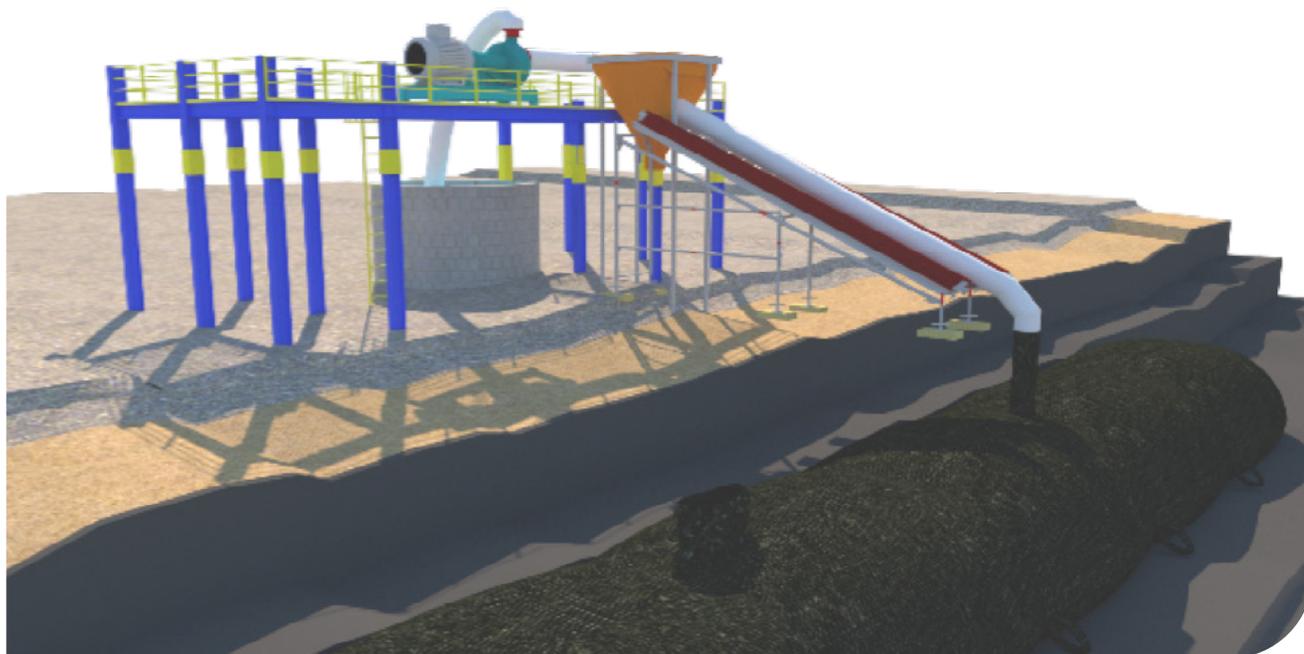
Varas de acero	Tubería	Válvula	Motobomba
			
Varillas de acero de 3.5m y 1/2" de diámetro.	Tubos de descarga, rígidos o plásticos según procedimiento constructivo.	Válvula de cierre rápido en caso de suspender el sistema.	Motobomba con descarga de 4" o 6" para suministro de agua a la mezcla de slurry.
Excavadora	Radios de comunicación	Tolva	Equipo de bombeo
			
Maquinaria pesada, excavadora o bobcat, para el transporte de material	Para uso opcional, radios comunicación de largo alcance.	Tolva para llenado por gravedad.	Equipo de bombeo para mezcla de Slurry.

17.4.3 Tipos de llenado

Llenado por gravedad: esta modalidad de llenado debe ser requerida cuando las condiciones topográficas del proyecto lo permitan y si este cuenta con cada una de las maquinarias y accesorios para llevar a cabo este proceso.

Principalmente de debe contemplar para el inicio y fin de este proceso, de manera respectiva motobombas con descarga mayor a 4", tolva para la disposición de agua y arena (Slurry), tubería de 10 a 12" con soporte para la adecuación de su inclinación, uniones seguras con el ánimo de evitar el desperdicio de Slurry, rejilla tamizadora para retención de sobretamaños, así como los demás accesorios y elementos que componen la solución, no obstante estos podrán ser ajustados a las condiciones a las cuales se ejecute este proceso.

Este proceso comienza con la succión de agua por parte de una motobomba la cual bombea agua hacia la tolva, de no contar con la motobomba este proceso podrá realizarse manualmente, una vez vertida el agua en la tolva, se dispondrá de aplicar la cantidad de arena con el objetivo de completar la mezcla de Slurry, esta será transportada por gravedad mediante la tubería hacia el Geotextile Tube, para lo cual se recomienda una cabeza de altura de 3 a 4m. Ver Figura 17.5 y Fotografía 17.18.



▲ Figura 17.5 | Llenado de Geotextile Tubes por gravedad.



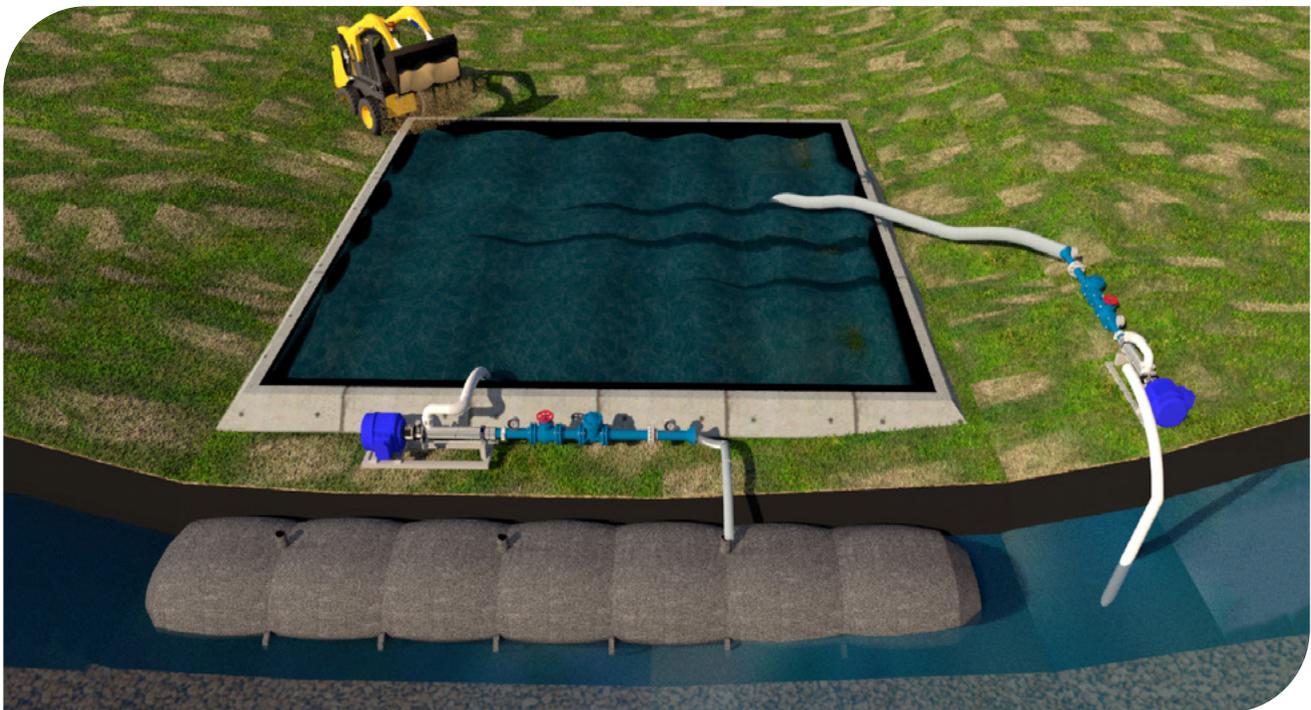
▲ Fotografía 17.18 | Llenado de Geotextile Tubes por gravedad.

Llenado mediante piscina con bomba de sólidos: este método de llenado puede ser utilizado cuando no es posible alcanzar una cabeza de energía necesaria para realizar el llenado por gravedad, o cuando existe accesibilidad a un río colindante a la zona de instalación de Geotextile Tubes, el cual proporcione el agua necesaria para conseguir la mezcla de slurry.

Una vez conseguida el agua, para lograr conseguir la mezcla de slurry será necesario conseguir el suministro de arena por alguna cantera o material de sitio, solo si este cumple con las especificaciones impuestas en la etapa de diseño del proyecto.

Para realizar este proceso es necesario conformar una piscina temporal ya sea mediante el uso Geobags o demás elementos que puedan garantizar el confinamiento de agua dentro de esta, por lo cual, es necesario sumar la instalación de Geomembrana de impermeabilización en el interior de la piscina.

Este sistema de llenado en situ, funciona a partir de la succión de agua de río mediante una bomba centrífuga ubicada a la orilla del mismo, esta deberá conducir el agua hacia la piscina de sólidos, mientras que mediante un equipo de carga se deberá suministrar la cantidad de arena justa para conformar la mezcla de slurry, una vez constituida la mezcla de slurry dentro de la piscina, se procederá a ser esta conducida mediante una segunda bomba centrífuga hacia los puertos de llenado del Geotextile Tube. Ver figura 17.6.

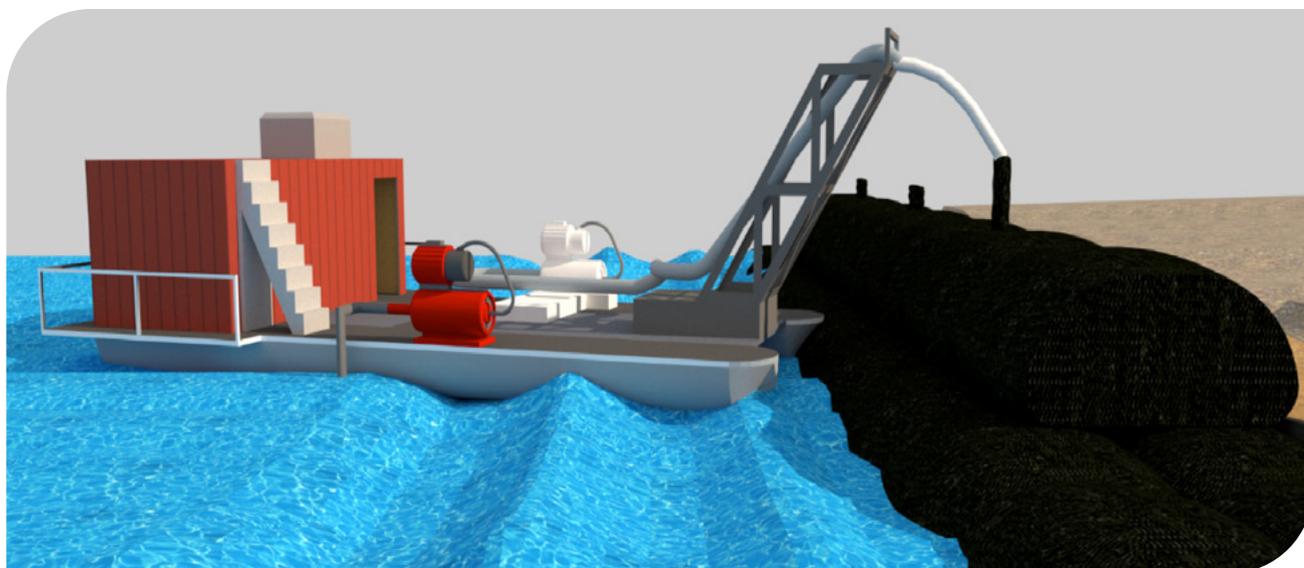


▲ *Figura 17.6 | llenado de Geotextile Tube mediante piscina con bomba de sólidos.*

Llenado con draga: este proceso se realiza mediante una estructura denominada draga la cual está compuesta principalmente por una bomba cardinal, un cabezal de corte giratorio, escoplos y una tubería flotante que debe estar dirigida hacia el lugar de descarga.

Aunque generalmente este proceso de llenado resulta ser más eficiente de acuerdo a sus menores tiempos de ejecución generados por buenas prácticas constructivas, resulta conveniente considerar el uso de esta plataforma de acuerdo a que se debe disponer del suelo a dragar, además de evaluar el potencial del impacto ambiental significativo que este proceso causa.

El proceso de dragado consiste en que la estructura de la draga mediante el cabezal de corte, desmorona el terreno, el cual luego será succionado mediante una bomba hidráulica y transportado mediante tubería flotante hasta el Geotextile Tube. Ver figura 17.7.



▲ *Figura 17.7 | llenado de Geotextile Tube con draga.*

17.4.4 Procedimiento constructivo

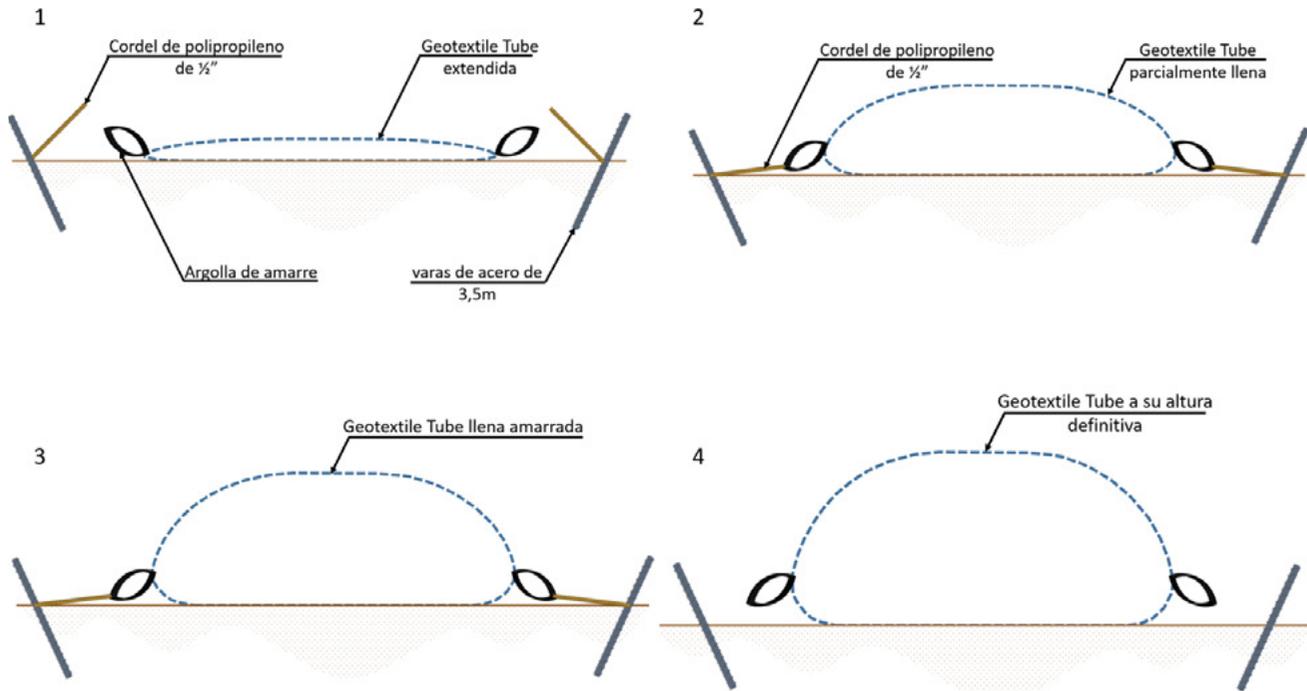
🍃 **Instalación del Geotextile Tube:** El área de suelo prevista para la fundación de los Geotextile Tubes deberá estar libre de cualquier elemento punzante o de protuberancias que puedan averiar el Geosintético o desestabilizar la solución.

Se debe garantizar que la plataforma dispuesta para la configuración de los Geotextile Tubes se encuentre nivelada a una pendiente igual a 0%, esta podrá tener un intervalo tolerable de 1% en condición no inclinada, en caso de estar ubicada en aproximación a un talud no se permitirá una pendiente que no sea del 0%.

- 🍃 **Alineación del Geotextile Tube:** Previo a la instalación de los Geotextile Tubes se deberá trazar la ubicación de estas, según las especificaciones presentadas en los planos del proyecto, este proceso debe ser acompañado por la inserción de varillas de anclaje a lo largo del eje longitudinal paralelo a los Geotextile Tubes, estas varillas deberán ser de acero de ½" de diámetro, con una longitud de 3.5m, hincados 1.5m aproximadamente y contar con una separación de 3.4m.
- 🍃 **Extensión del Geotextile Tube:** Una vez verificados los pasos mencionados anteriormente, al momento de extender el Geotextile Tube, se procederá a sujetar las argollas a las varas de acero mediante el uso de cordel de polipropileno de ½", este amarre deberá ser supervisado durante todo el proceso de llenado, ya que se debe disminuir la tensión del cordel a medida que el Geotextile Tube se llena, de acuerdo a que este proceso genera una alta tensión en el cordel que puede generar el rasgado del Geotextil o la rotura de la argolla de amarre.
- 🍃 **Bombeo de Slurry:** El proceso de llenado comienza con la inserción de las tuberías en dirección al eje longitudinal de los Geotextile Tubes, de tal manera que el flujo ejerza dicha dirección y la manguera pueda ser introducida 50cm aproximadamente desde la costura del puerto de llenado.

El siguiente paso consiste en bombear únicamente agua durante varios minutos con el objetivo de que el Geotextile Tube tome su forma, que esta se logre extender en su totalidad y sus paredes se separen en caso de estar adheridas, en este proceso no se deberá sobrepasar una presión de bombeo de 9 PSI, luego se deberá suspender el bombeo durante un minuto, cuando el Geotextile Tube comience a perder presión interna, se procederá a dar inicio al proceso de bombeo de slurry, sin sobrepasar la presión de bombeo anteriormente mencionada.

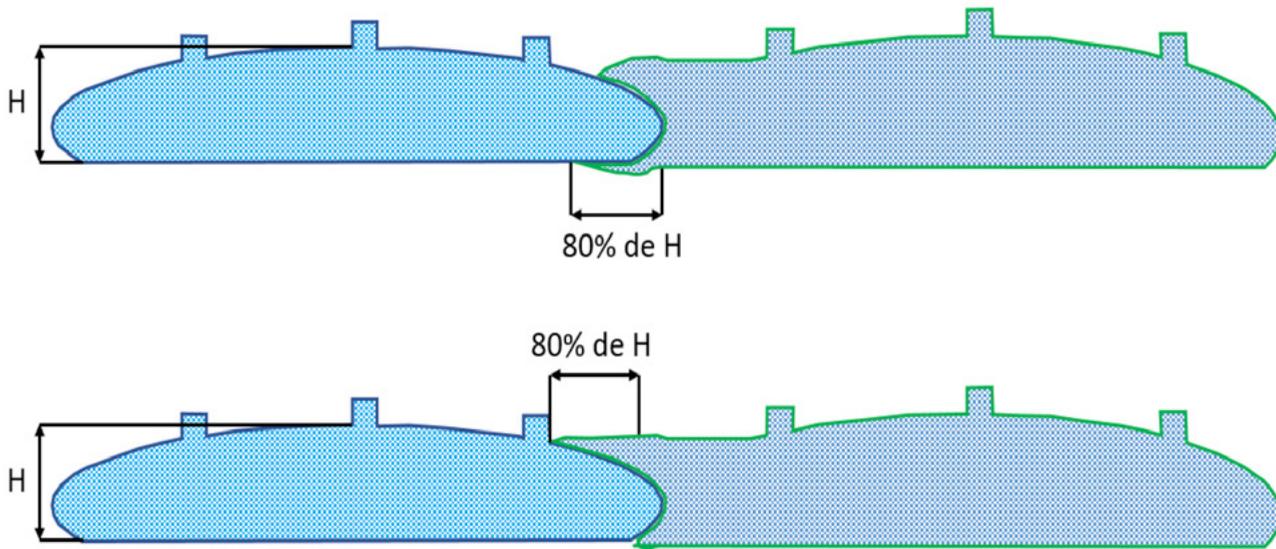
Los materiales que contienen partículas que pasan el tamiz 200, saldrán por los espacios que existen entre los hilos tejidos de Geotextil o los puertos de llenado, por otra parte, se debe revisar cada uno de los procesos de llenado con el ánimo de evitar taponamientos de arena o demás materiales que no permitan el adecuado fluido de slurry dentro del Geotextile Tube, de no ser así, se debe evaluar la correcta práctica para despejar los puertos, de lo contrario se recomienda llevar la manguera de llenado al siguiente puerto de llenado. Ver figura 17.8.



▲ Figura 17.8 | Etapas de llenado del Geotextile Tube.

🍃 **Complemento de sistema:** En caso de que la protección tenga más de un nivel de Geotextile Tubes, se deberá complementar el sistema mediante la extensión de Geotextil No Tejido como elemento antisocavación, y material de relleno hidráulico entre el Geotextile Tube y el perfil de suelo, esto con el objetivo de conformar una superficie plana y libre para la posterior instalación de los siguientes Geotextile Tubes, configurados en forma piramidal, una sobre otra o cuál sea la configuración establecida en el diseño.

Como medida para evitar el volcamiento y mitigar la desestabilización del sistema a futuro se debe garantizar un traslape mínimo entre Geotextile Tubes, esta medida también contribuye a establecer una superficie plana para la posterior ubicación de otros niveles de Geotextile Tubes, la longitud de traslape deberá ser igual al 80% de la altura del Geotextile Tube (Figura 17.9).



▲ *Figura 17.9 | Tipos de traslapos para Geotextile Tubes.*

🍃 **Cerradura de puertos:** Una vez completado el proceso de llenado, se procederá a cerrar cada uno de los puertos de llenado, esto con el propósito de que el sistema se encuentre totalmente sellado, de ser posible, se deberán introducir los puertos sellados dentro del Geotextile Tube, de lo contrario estas podrán ser cosidas al Geotextile Tube mediante cordel de polipropileno o Nylon.



▲ *Fotografía 17.19 | Detalle de cerradura de puerto.*
Fotografía 17.20 | Modo de costura.

🍃 **Protección de los Geotextile Tubes:** Finalmente, una vez instalado el sistema compuesto por los Geotextile Tubes y demás elementos, este deberá ser protegido ante los diferentes riesgos que puedan afectar la supervivencia del mismo, para lo cual se debe evaluar la protección que se proyecta emplazar, de acuerdo a esto, se recomienda revisar el manejo de Flexocreto, manto para control de erosión, Geocolchones y demás elementos de protección.



▲ Fotografías 17.21 - 17.22 | Geotextile Tubes protegidos con manto para control de erosión.



▲ Fotografías 17.23 - 17.24 | Geotextile Tubes instalados.

17.4.5 Recomendaciones

- 🍃 El material de llenado puede ser de fondo de río, es recomendable utilizar materiales sin presencia de finos, lo cual ayudará a optimizar los procesos de llenado, ya que no habrá pérdida de un gran porcentaje de material de lleno.
- 🍃 No se debe llevar a cabo ninguna práctica constructiva por encima de los Geotextile Tubes, para lo cual ningún tipo de maquinaria u operario podrá ejercer actividades sobre estas.
- 🍃 El Geotextile Tube no podrá sufrir condiciones o exposiciones no previstas en la etapa de diseño de cada proyecto, esta no podrá ser arrastrada ni podrá estar sometida a altas tensiones de traslado, para lo cual se recomienda asegurar el Geotextile Tube en el área prevista para su instalación.
- 🍃 Se recomienda que se proporcione un traslape al eje longitudinal de los Geotextile Tubes del 80% de la altura útil de diseño de las mismas, no se debe contemplar traslape en dirección al eje transversal de los Geotextile Tubes.
- 🍃 La conexión entre puerto de llenado y tubería de descarga, deberá estar libre de cualquier elemento que pueda rasgar el Geotextil, se debe supervisar el movimiento que genera la tubería de descarga ya que esto puede ocasionar daños en la unión entre puerto y Geotextil, de acuerdo a lo anterior, se recomienda anclar o amarrar la tubería con el propósito de asegurar el sistema en este punto.
- 🍃 Es conveniente que el proceso de dragado se realice en una jornada continua en donde se logren llenar los módulos que el equipo tenga capacidad de llenar completamente. El proceso de bombeo debe llevarse a cabo hasta alcanzar la altura de diseño máxima del Geotextile Tube, de no acatarse lo anterior, el material de lleno sufrirá un proceso de consolidación en donde se perderá altura útil (H), lo cual implica un aumento en el ancho del Geotextile Tube (W).

17.5 Geocolchones

Los Geocolchones son gaviones anfibios, conformados por canastas o cestas tridimensionales en forma de colchón que contienen piedra de tamaño mediano o canto rodado. El armado del Geocolchón se realiza usando Geomalla Uniaxial Coextruída de alta resistencia a la tensión. Dicha Geomalla es completamente inerte a las condiciones químicas y biológicas del suelo y del agua, además posee resistencia ante los rayos UV para garantizar una vida útil prolongada en condiciones de exposición a la intemperie.



▲ *Fotografía 17.25 | Sistema para control de erosión y socavación mediante Geocolchón y Geotextil No Tejido.*

Algunas de las ventajas más relevantes del sistema son:

- ◆ Solución versátil y flexible al adaptarse a la forma del terreno y permitir el reacomodo del sistema ante eventuales fenómenos de socavación que alteran la geometría, manteniendo su funcionalidad.
- ◆ Las unidades pueden ser armadas fuera del sitio de obra para posteriormente ser transportadas y ubicadas mediante izado, permitiendo llevar a cabo el respectivo control de calidad previo a la disposición final. O en proyectos de acceso complicado, los componentes pueden trasladarse previamente para ser armados in-situ.
- ◆ Posibilidad de trabajar con materiales de sitio para fácil y rápida instalación.
- ◆ Adecuada estabilidad hidráulica y resistencia a altas velocidades de flujo sin sufrir corrosión.

La resistencia ante los esfuerzos cortantes y la tolerancia a altas velocidades de flujo, hacen a los Geocolchones una solución ideal en diversos campos donde los cauces y cuerpos de agua generan una alta socavación, arrastre de suelos o puedan llegar a afectar la estabilidad de estructuras existentes o futuras. Algunas de las aplicaciones más comunes se enuncian a continuación:

- ◆ Protección de riberas de ríos y arroyos sujetos a altos caudales, donde por la turbulencia que se genera en curvas, se requiere protección de la banca. O en zonas costeras con marejadas para disipar la energía de impacto producto del oleaje.

- ◆ Regularización de cursos de agua mediante la protección o conformación de canales, zanjas y aliviaderos. Evitando erosión por cambios de dirección.
- ◆ Protección directa de estribos, accesos y pilares de puentes sobre cauces de ríos. Teniendo en consideración también los flancos de dichas estructuras los cuales son susceptibles a socavación.
- ◆ Fundaciones para rompeolas, muelles, escolleras, espigones, espolones, diques y estructuras de contención en general, en especial donde la condición de suelo es blanda o su resistencia es muy baja.
- ◆ Protección de otras estructuras como tuberías (sumergidas, submarinas, etc) o incluso hechas con otros Geosintéticos (ej. Geotextile Tubes).
- ◆ En estructuras hidráulicas como compuertas, alcantarillas rectangulares o circulares, vertederos, estructuras de caída, encoles y descoles.
- ◆ En cruces de bajo nivel y terraplenes que cruzan zonas con potencial de inundación.

17.5.1 Dimensiones

El ancho típico para una unidad de Geocolchón es de aproximadamente 1m, pero esto puede variar dependiendo de las dimensiones propias de la Geomalla. La longitud del colchón puede llegar a ser de hasta 15 o 20m pero en cualquier caso es recomendado que sea limitada hasta un máximo de 5m cuando su traslado y ubicación va a ser mediante izado.

Por lo general el espesor del gavión es de 20 a 35cm para revestimientos convencionales. Sin embargo, para protecciones sencillas puede tener espesores inferiores y en algunos casos con requerimientos especiales de caudales elevados u oleaje podría requerirse de hasta 60cm de espesor.

Suponiendo que el relleno de piedra tiene un peso volumétrico de 1.8ton/m³, un Geocolchón de 5m de largo y 30cm de espesor pesa aproximadamente 2.70 toneladas.

17.5.2 Características de las Geomallas

Las Geomallas Coextruídas son estructuras bi-dimensionales elaboradas a base de polímeros, que están conformadas por una red regular de costillas conectadas de forma integrada. Específicamente las Geomallas mono-orientadas para Geocolchón son producidas con Polietileno de Alta Densidad (HDPE) utilizando un proceso de extrusión seguido de un estiramiento mono-direccional. Las dimensiones comerciales de este tipo de Geomallas se muestran en la Tabla 17.6.

Tabla 17.6 Dimensiones del rollo Geomalla PUX-100M

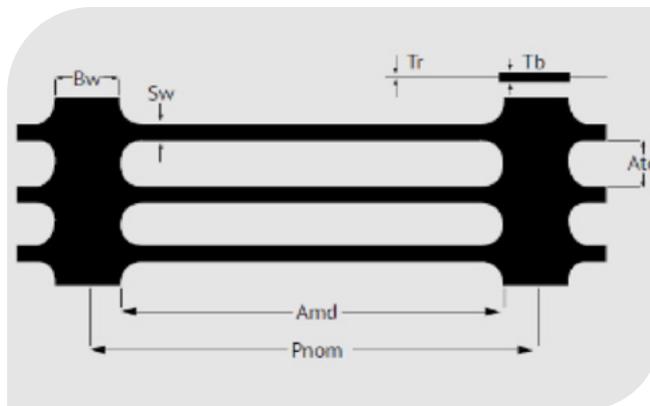
Propiedades físicas	Norma	P-UX100M ¹
Tipo de polímero	Fabricante	HDPE
Rollo ancho	Medido	1.3 m
Rollo largo	Medido	50 m
Rollo área	Calculado	65 m ²

La Geomalla debe contar con la resistencia suficiente para permitir que el Geocolchón lleno de piedra pueda ser izado desde un extremo para luego ubicarlo en el sitio de disposición final. Siempre se debe hacer la validación de las dimensiones máximas permitidas y el peso admisible dependiendo de las características de la Geomalla a utilizar. También es importante garantizar que la malla no pierda sus características mecánicas en el tiempo, sobre todo ante la exposición solar y la intemperie. La Tabla 17.7 presenta algunas características de durabilidad y propiedades mecánicas de la Geomalla recomendada para el armado de colchones. Particularmente la Geomalla P-UX100 presenta una alta resistencia a la abrasión por el flujo, sin presentar degradación química.

Tabla 17.7 Durabilidad y propiedades mecánicas de la Geomalla

Durabilidad	Norma	P-UX100M ¹
Resistencia a la degradación a largo plazo	EPA 9090	100%
Resistencia a la degradación UV ³	ASTM D4335	100%
Propiedades Índice	Norma	P-UX100M ¹
Elongación punto de fluencia	ASTM D6637	11%
Resistencia última a la tensión	ASTM D6637	60 kN/m
Rígides flexural ²	ASTM D7748	420,000 mg-cm
Área abierta	CWO2215	60%

También se deben contemplar algunas características geométricas particulares de la Geomalla como la distancia entre costillas (Pnom) la cual no debe ser superior a 25 cm ni tener un ancho de abertura (Atd) mayor a 1.8cm para evitar la pérdida de material de lleno y garantizar su confinamiento. De esta forma se preserva la integridad total de la estructura, se aumenta la vida útil del sistema y se mantiene el área aledaña libre de piedras sueltas.



▲ Fotografía 17.26 | Sección de malla P-UX100M. ▲ Figura 17.10 | Dimensiones relevantes.

Tabla 17.8 Dimensiones particulares de la Geomalla Uniaxial

Dimensiones 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

Teniendo en cuenta las medidas generales de la malla P-UX100, se presenta en la Tabla 17.9 los consumos aproximados de esta para armar 1m² de gavión con ancho de 1m y para diversos espesores de Geocolchón.

Tabla 17.9 Consumo de Geomalla en el armado de Geocolchones

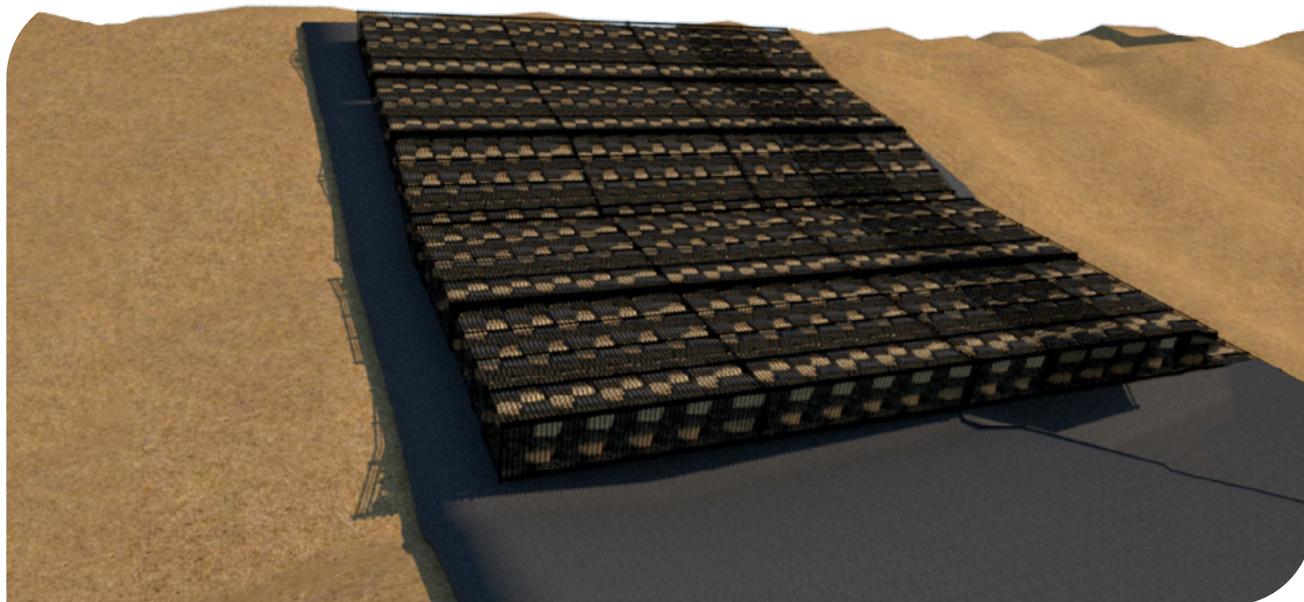
Espesor de Geocolchón	Consumo de malla P-UX100
(cm)	(m ² /m ² de colchón)
20	3.6
25	4.2
30	4.4
50	5.8

17.5.3 Material de lleno

Las piedras para llenar los compartimentos del colchón deben ser de alta durabilidad, bajo desgaste, sin grietas, fracturas u otros defectos y tener alta densidad y dureza. El tamaño mínimo necesario para lograr retención dentro de la estructura del colchón es de al menos 2 pulgadas (en la dimensión más corta). El diámetro máximo de la piedra no debe superar las 7 pulgadas. Una distribución muy uniforme en el tamaño del material, dará como resultado un Geocolchón más poroso, mientras que, al tener una gradación amplia, las piedras más pequeñas llenarán los vacíos entre piedras más grandes.

17.5.4 Geotextil

Es importante utilizar un Geotextil de filtro adecuado en conjunto con el Geocolchón. El Geotextil asegura que el suelo no pueda ser erosionado a través del relleno de roca del colchón, protegiendo así la integridad de la estructura. Adicionalmente debe tener propiedades hidráulicas óptimas que le permitan drenar el agua subterránea y a su vez evitar el lavado de material del terreno natural. Mecánicamente debe ser suficientemente robusto para que no se perfora ni dañe durante la manipulación e instalación del Geocolchón. Ver figura 17.11.



▲ *Figura 17.11 | Uso de Geotextil No Tejido para controlar el lavado de material fino.*

El Geotextil recomendado para este fin debe ser de tipo No Tejido, preferiblemente fabricado en polipropileno debido a que no sufre de hidrólisis al estar en contacto con el agua y con fibras punzonadas por agujas. Las especificaciones recomendadas para este Geosintético se muestran en la Tabla 17.10.

Tabla 17.10 Especificaciones técnicas mínimas para Geotextil de filtro

Propiedades Mecánicas	Norma	Unidad	Valor MARV ²
Método GRAB			
Resistencia a la tensión	ASTM D4632	N (lb)	700 (158)
Elongación		%	>50
Resistencia al punzonamiento CBR	ASTM D6241	kN (lb)	1.9 (427)
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D4533	N (lb)	260 (59)
Propiedades Hidráulicas	Norma	Unidad	Valor MARV ²
Tamaño de apertura aparente	ASTM D4751	mm (Tamiz)	0.150 (100)
Permeabilidad	ASTM D4491	cm / s	29 x 10 ⁻²
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	1.7
Tasa de flujo	ASTM D4491	l/min/m ²	4800

17.5.5 Construcción

Los Geocolchones son estructuras que pueden ser construidas in-situ o que pueden ser armadas previamente para después disponer en el sitio final mediante su izado.



▲ Fotografía 17.27 | Geocolchones armado in-situ.

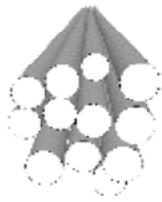


Fotografía 17.28 | Geocolchones izados.

17.5.5.1. Materiales, equipos y herramientas

Los componentes del Geocolchón para su correcta construcción e instalación son:

Tabla 17.11 Componentes para instalación del Geocolchon

Geomalla Uniaxial	Barras de soporte	Soga
		
Geomalla PUX100M Pavco	Varillas de soporte en fibra de vidrio	Soga estabilizada U.V. 5mm de ammare
Piedras	Abrazaderas plásticas	Geotextil No Tejido
		
Piedra o rocas de 5" a 8" para lleno de Geocolchones	Para amarre	Componente adicional en el sistema de protección
Equipo pesado	Formaleta en madera o similar	Barra o tubo para izado
		
Maquinaria para izado del Geocolchón	Para armado de Geocolchón	+ cadena o eslinga de sujeción

17.5.6 Geocolchón Izado

17.5.6.1. Corte, modulación y ensamble

Se debe trabajar en un área despejada para extender la Geomalla y realizar los cortes de los tramos de malla de acuerdo con la longitud del Geocolchon a armar y el espesor determinado. Se realiza el corte de los costados laterales para luego tensionar las tapas y ubicarlas una frente a la otra.

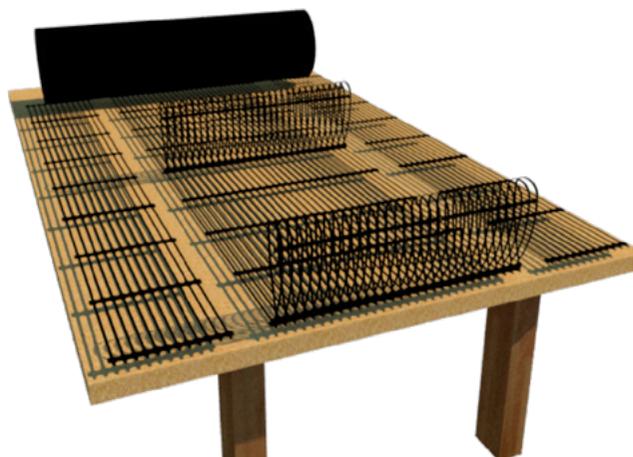


▲ Figura 17.12 | Ubicación de Geomalla.



▲ Figura 17.13 | Cortes preliminares.

Identificando previamente los sitios donde se ubicarán los diafragmas, se realiza un pequeño doblez sobre la Geomalla y se colocan las varillas de soporte. Luego se realiza el amarrar de la malla y los diafragmas internos con la ayuda de la manila y las bandas plásticas.



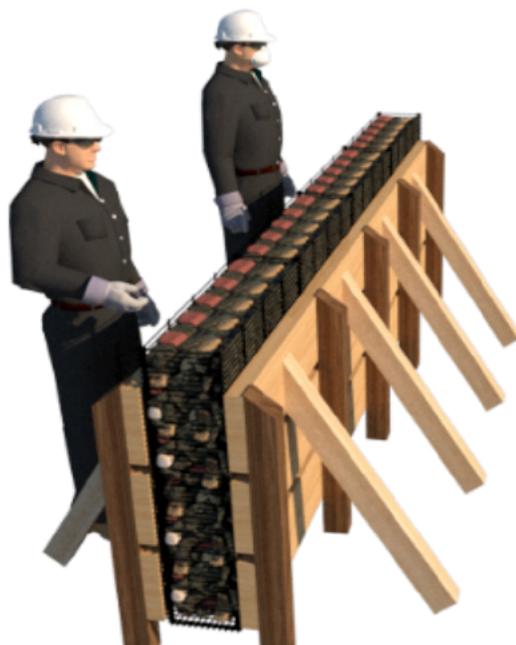
▲ Figura 17.14 | Conformación de diafragmas.



Figura 17.15 | Ensamble de laterales y tapa superior.

17.5.6.2. Llenado del Geocolchón

Con ayuda de formaletas, se garantizará un llenado uniforme. Se procede a llenar el Geocolchón con el material pétreo en capas y entre diafragmas alternos para lograr mejor acomodo de las piedras.



▲ Figura 17.16 | Uso de formaleta y llenado del Geocolchón.

17.5.6.3. Izado y ubicación del Geocolchón

Un tubo de calibre especial se coloca en el extremo del Geocolchón, abrazándolo con las dos puntas de la malla, las cuales se unen con un pasador de varilla de 5/8". Por medio de cadenas la grúa podrá realizar el izado.



▲ Figura 17.17 | Conformación del triángulo para izado.

El Geocolchón se levanta con la grúa procurando no arrastrarlo para llevarlo hasta el sitio de disposición final. El cual debe tener previamente extendido el Geotextil No Tejido.



▲ Figura 17.18 | Proceso de izado.

En el sitio final se debe fijar el extremo del Geocolchón mediante anclajes para evitar el deslizamiento.

17.5.7 Geocolchón in-situ

17.5.7.1. Disposición del sitio

Realizar el perfilamiento y limpieza requeridos en el sitio. Extender el Geotextil sobre el terreno natural para evitar el lavado de material fino para posteriormente ubicar la Geomalla.



▲ Fotografía 17.29 | Extendido de Geomalla sobre Geotextil No Tejido.

17.5.7.2 Ensamble y llenado

Se forman los diafragmas para luego unirlos a las caras laterales con la soga y las bandas plásticas. Mediante elementos de anclaje se fija el esqueleto del Geocolchón en diversos puntos al terreno natural para evitar el deslizamiento.



▲ Fotografía 17.30 | Conformación de diafragmas y tapas laterales.

Se realiza el llenado del Geocolchón por módulos iniciando desde la base hacia la parte superior.



▲ Fotografía 17.31 | Llenado del Geocolchón con canto rodado.

Se ubica la tapa superior y se fija mediante el amarre de soga, bandas plásticas e incluso el uso de barras de fibra de vidrio si las dimensiones y la pendiente lo ameritan.



▲ Fotografías 17.32 a 17.35 | Ensamble final mediante manila, varillas y bandas plásticas.

17.6 Bolsacreto

Los Bolsacretos son bolsas de gran tamaño fabricadas con Geotextil Tejido de polipropileno, los cuales pueden ser rellenos con materiales específicos, según sea su función, teniendo como principal aplicación diversos sistemas para el control de erosión y protección en márgenes de ríos.

La principal recomendación para la selección del material de lleno del Bolsacreto, es usar concreto con una resistencia a la compresión superior a 1,500 psi y un asentamiento superior a 12cm, también pueden ser llenados con concreto, mortero o suelo cemento conformando su estructura rectangular,

la cual puede alcanzar volúmenes de lleno de 1.0m^3 y 2.0m^3 aproximadamente, de acuerdo a la referencia seleccionada.

La estructura principal compuesta por el Bolsacreto se muestra a continuación en las referencias de 1.0m^3 (1101/1401) y 2.0m^3 (1102/1402);



▲ Figura 17.19 | Bolsacreto 1101/1401.



▲ Figura 17.20 | Bolsacreto 1102/1402.

Los tamaños de las referencias de Bolsacreto mencionados anteriormente, son las dimensiones del elemento vacío, una vez lleno el Bolsacreto, estas medidas se reducen 80% aproximadamente.

17.6.1 Tipos de llenado

Existen principalmente dos modalidades de llenado las cuales pueden ejecutarse de acuerdo al tipo de material de relleno, las condiciones del terreno local, la disposición de equipo de construcción, entre otras condiciones. Estos modos de llenado están dados mediante gravedad o bombeo y deben aplicarse de acuerdo a las condiciones expuestas anteriormente, dichas modalidades se presentan a continuación;

17.6.1.1. Llenado por gravedad

Para este proceso se recomienda instalar el Bolsacreto sobre un soporte de madera el cual permita inclinarlo a 45° , esta recomendación puede ser aplicada para alcanzar una altura ideal de llenado cuando no existe una cabeza de energía idónea para este proceso, de lo contrario puede manejarse un ángulo de inclinación menor a 45° . De acuerdo a lo anterior se recomienda una cabeza de energía superior a 3m.

Se recomienda que el material de relleno sea concreto hidráulico de alto asentamiento superior a 12cm, para lo cual se inserta un tubo de PVC con diámetro entre 4 y 8 pulgadas, dentro de la válvula

superior del Bolsacreto hasta llegar a la mitad de este, para luego iniciar el vertimiento de la mezcla, se recomienda que para este proceso de llenado se coloque en la parte superior una tolva que permita recolectar la mezcla para luego ser transportada mediante un ducto hasta el Bolsacreto.

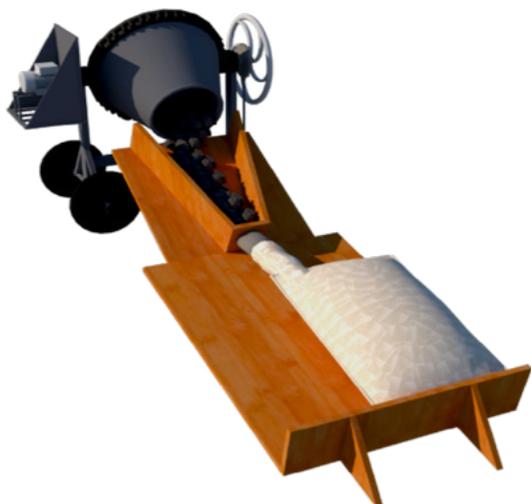
Mediante el llenado por gravedad se alcanza una altura de llenado y un rendimiento inferior en comparación con el llenado por bombeo, ya que aproximadamente un Bolsacreto de referencia 1101 o 1401, en condiciones normales tiene un tiempo de llenado de 35 minutos y alcanza alturas de llenado de entre 32 y 38cm.

17.6.1.2. Llenado mediante equipo de bombeo

En este proceso de llenado se debe colocar el Bolsacreto de tal manera que permita agilizar el intercambio de Bolsacretos en los procesos adyacentes tales como el intercambio de las válvulas, transporte e izado de los mismos.

Luego de alistar el Bolsacreto en sitio, se procede a introducir la manguera del equipo de bombeo dentro de la válvula de Bolsacreto hasta la mitad de este, para luego bombear el concreto o mortero, con el objetivo de llenar el volumen total del Bolsacreto, para lo cual se recomienda llegar hasta a una altura de llenado máxima de 46cm, ya que con esta altura se logra conseguir una cantidad aproximada de concreto o mortero de 1.0m³ o 2.0m³ según la referencia de Bolsacreto seleccionada.

Con la aplicación de esta modalidad de llenado se logran alcanzar alturas de llenado y rendimientos superiores al llenado por gravedad, ya que se obtienen alturas de llenado superiores a 40cm con tiempos de llenado de 5 minutos aproximadamente en las referencias 1101 y 1401.



▲ Figura 17.21 | Llenado por gravedad.



▲ Figura 17.22 | Llenado con equipo de bombeo.

17.6.2 Equipo

Para la construcción de las estructuras conformadas con Bolsacretos, se debe disponer de equipamiento para su llenado, transporte, izado, lanzado y alineación, para lo cual se presentan a continuación, las herramientas y maquinarias necesarias para dichos procesos.

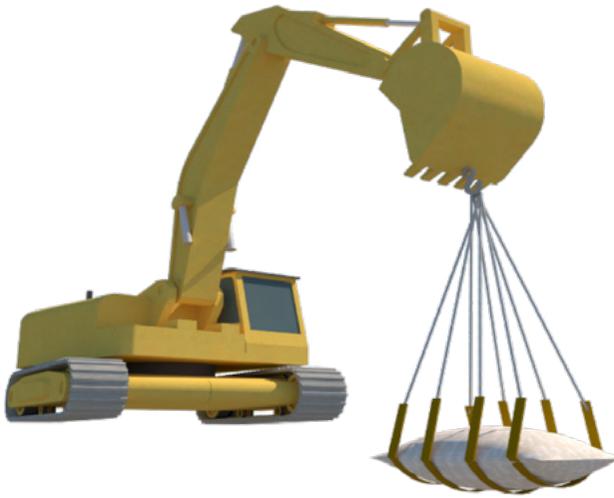
Tabla 17.12 equipos

Equipo de Bombeo	Hormigonera	Excavadora
		
Equipo de bombeo para concreto o mortero	Mezcladora o trompo mezclador de concreto	Equipo pesado para izar el Bolsacreto
Embudo	Herramienta menor	
		
Embudo y/o tubería de 8 pulgadas	Herramienta menor (boggies, baldes, palas, etc).	

17.6.3 Procedimiento constructivo

- Una vez seleccionado el tipo de llenado a implementar, se debe evaluar la posibilidad de hacer el proceso de llenado en situ o si es necesario transportar los Bolsacretos, en caso de realizar el proceso de llenado en situ, se procederá a complementar las obras de protección, de lo contrario, se procederá a transportar los Bolsacretos hasta su lugar de destino, para lo cual, estos requieren ser izados y transportados para finalmente ser lanzados o alineados.
- Izado de Bolsacretos:** generalmente los Bolsacretos requieren ser movilizados, ya que en algunos casos, estos no pueden ser llenados en su lugar de alineación, para lo cual existen diversas formas para izar los Bolsacretos; la primera opción consiste en colocar eslingas alrededor del Bolsacreto amarradas a cualquier elemento del equipo pesado dispuesto para su transporte, de tal manera, que permita una sujeción segura para su movilización y descargue. La segunda opción consiste en embeber una barra de hierro corrugado en forma de "U" dentro del Bolsacreto, hasta

que el concreto fragüe y alcance el 80% de su resistencia final a la compresión, para finalmente ser transportado y alineado mediante equipo pesado.



▲ Figura 17.23 | Izado con eslingas.



▲ Figura 17.24 | Izado con barra de hierro embebida.

🍀 **Lanzado de Bolsacretos:** este proceso consiste en colocar el Bolsacreto bajo el agua utilizando diversas técnicas para su orientación y ubicación en dicha condición, este proceso está dado para aplicarse en situaciones en las que los Bolsacretos deban estar sumergidos bajo agua a profundidades considerables, este proceso evita el desvío de cauces de ríos o desmanes en la superficie natural del sitio.

Este procedimiento consiste en lanzar los Bolsacretos al agua mediante el uso de boyas amarradas en los extremos del Bolsacreto, el uso de estas boyas permite saber en superficie la ubicación directa del Bolsacreto, además de esto se debe asegurar el cierre de la válvula de llenado mediante una costura que no permita la pérdida del material de relleno. El ejercicio de ubicación mediante boyas puede ser complementado con la inclusión de equipo de buceo, con el objetivo de optimizar el proceso de ubicación de los Bolsacretos a profundidades mayores a 1.5m, a profundidades menores a esta, se recomienda ejecutarse anclando el Bolsacreto bajo el agua y llenándolo mediante el proceso de llenado con equipo de bombeo.

🍀 **Fundación de los Bolsacretos:** para la instalación de los Bolsacretos se debe disponer de una superficie lisa y limpia, libre de protuberancias que puedan desestabilizar el Bolsacreto o afectar a los materiales impuestos en la protección, para lo cual se recomienda la aplicación de Geotextil No Tejido punzonado por agujas, como elemento protector de los Bolsacretos y como medida para evitar la pérdida del material fino del talud, la referencia de Geotextil usado dependerá del régimen de flujo de agua.

🍃 **Alineación de los Bolsacretos:** la alineación de los Bolsacretos debe realizarse con el objetivo de proporcionar una estructura estable y segura, para lo cual se recomienda colocar los Bolsacretos formando trabazón entre estos, lo que ofrece buenos resultados en su aplicación. Se deben alinear los Bolsacretos de acuerdo a las especificaciones y recomendaciones impuestas en los planos del proyecto, y verificar tanto su proyección y posición dentro de la solución propuesta.

Otra medida utilizada para conseguir que la solución compuesta por Bolsacretos se comporte como un solo elemento masivo, consiste en articular los Bolsacretos mediante la incrustación de varillas de acero dentro de estos, esto permite que las varillas conecten los Bolsacretos unos con otros, generando un efecto de trabazón entre ellos, el cual crea un mejor comportamiento de la solución tanto en eficiencia y durabilidad. Ver fotografía 17.36.



▲ *Fotografía 17.36 | Articulación de Bolsacretos con varillas de acero.*

17.6.4 Recomendaciones

- 🍃 No es conveniente la operación de ningún equipo de construcción sobre los Bolsacretos, esto puede ocasionar daños en el Geotextil, igualmente no se puede arrastrar y someter los materiales a esfuerzos no previstos en el diseño, esto puede generar daños en sus costuras.
- 🍃 La tubería de llenado debe estar en óptimas condiciones y libre de elementos que puedan rasgar el puerto de llenado del Bolsacreto.
- 🍃 Al llenar los Bolsacretos con suelo cemento, se debe tener en cuenta la alta complejidad de esta opción, ya que esta requiere de la implementación de herramienta menor para su llenado y el posible rasgado del Bolsacreto para permitir el acceso del suelo cemento.

17.7 Flexocreto

El Flexocreto es un sistema de formaleta flexible, fabricado a partir de una tela sintética de doble capa y unida por puntos de infiltración entretejida, al ser llenada “in situ” con concreto fluido o de agregado fino, ofrece la durabilidad y desempeño del concreto sin tener que recurrir a sistemas tradicionales costosos como son las losas de concreto fundidas de la manera tradicional, rip raps, gaviones, colchones de roca o armaduras de roca. Asimismo, esta formaleta puede ser llenada en condiciones secas o bajo el agua, aumentando los rendimientos en obra, generando un acabado limpio, durable y seguro.

Este sistema tiene como función principal, crear una protección contra la erosión y socavación, a la cual pueden estar expuestos los taludes marginales en los cuerpos de agua.



▲ Fotografía 17.37 | Flexocreto instalado proyecto Hidrosogamoso, Ciénaga el Llanito, ISAGEN.

17.7.1 Ventajas y beneficios

- ◆ Formaleta flexible adaptable a los diferentes perfiles de suelo y capacidades de soporte.
- ◆ Instalación en condiciones secas y bajo el agua.
- ◆ Mitigación de la diferencia de presiones hidrostáticas.
- ◆ Reducción del efecto del oleaje
- ◆ Adaptabilidad a diferentes velocidades de flujo.
- ◆ Disminución de costos vs soluciones tradicionales.

17.7.2 Campos de aplicación

- ◆ Taludes de riego y lluvia.
- ◆ Lagunas naturales y artificiales.
- ◆ Soportes de puentes y taludes.
- ◆ Diques.
- ◆ Áreas de desbordamiento diversas.
- ◆ Cruces de ríos y canales de desbordamiento.
- ◆ Malecones, riveras marinas y lacustres.
- ◆ Drenajes y salidas de alcantarillas.

17.7.3 Instalación

Para la instalación del sistema de formaleta flexible Flexocreto, se hace necesario disponer de maquinaria apta para realizar la adecuación del terreno, colocación y llenado del Flexocreto. Asimismo, se debe contemplar la forma de llenado con el fin de escoger los equipos necesarios, a continuación, se muestran los equipos necesarios para realizar el llenado.

Tabla 17.13 equipos

Equipo de Bombeo	Hormigonera	Tolva o Tubería de llenado
		
Equipo de bombeo para concreto o mortero	Mezcladora o trompo mezclador de concreto	Tolva de llenado y/o tubería de 8 pulgadas
Herramienta menor	Máquina de coser eléctrica, manual.	
		
Herramienta menor (boggies, baldes, palas, etc).	Máquina para coser los traslapos entre tiras de Flexocreto.	

17.7.4 Preparación del terreno

La superficie del terreno debe estar libre de piedras grandes, raíces, troncos y en general de irregularidades que puedan afectar el correcto llenado del Flexocreto. Se recomienda anteponer al Flexocreto, un Geotextil No Tejido punzonado por agujas (NT3000), para evitar la pérdida de material fino presente en la superficie a proteger. El terreno se debe preparar de acuerdo a lo establecido en los planos de construcción.



▲ *Fotografía 17.38* | *Preparación del terreno proyecto Tamalameque, departamento de Cesar, Colombia.*



▲ *Fotografía 17.39* | *Colocación de Geotextil no tejido proyecto Tamalameque, departamento de Cesar, Colombia.*

17.7.5 Elaboración de costuras

Para obtener una buena calidad en las costuras se deben tener en cuenta los siguientes condicionamientos:

- ◆ **Tipo de hilo:** Kevlar, Aramida, Polietileno, Poliéster o Nylon. No se permitirán hilos elaborados 100% a partir de fibras naturales. Cuando se propongan hilos compuestos por fibras sintéticas y fibras naturales, no se permitirán aquellos que tengan 10% o más en peso de fibras naturales. No se permitirán costuras elaboradas con alambres.
- ◆ **Densidad de la puntada:** De 150 a 200 puntadas por metro lineal.
- ◆ **Tensión del hilo:** Debe ajustarse en campo de tal forma que no corte el Flexocreto, pero que sea suficiente para asegurar una unión permanente entre las superficies a coser. Si se hace la costura a mano, deberán tenerse los cuidados necesarios para que, al pasar el hilo, el rozamiento no “funda” las fibras del Flexocreto.
- ◆ Si de acuerdo al diseño, las telas de Flexocreto deben unirse mediante costura, la resistencia a la tensión de la unión, debe ser mínimo el 90% de la resistencia a la tensión Grab del Geotextil que se está cosiendo.
- ◆ **Tipo de Costura:** Dependiendo del esfuerzo solicitado y el tipo de Geotextil, se pueden realizar diferentes configuraciones para asegurar la correcta transferencia de la tensión



▲ Fotografía 17.40 | Costura del Flexocreto, proyecto Tamalameque, departamento de Cesar, Colombia.

17.7.6 Instalación del Flexocreto

Se deben elaborar las trincheras de anclaje (superiores e inferiores), con los bordes redondeados para facilitar la correcta instalación del Flexocreto. En ocasiones es necesario colocar rollos adyacentes de Flexocreto, estos se deberán traslapar o unir mediante la realización de costura. El traslapeo deberá ser de diez centímetros (10cm). La unión de las telas de Flexocreto mediante costura, permite dar una mejor presentación final a la protección.



▲ Fotografía 17.41 | Instalación del Flexocreto, proyecto Tamalameque, departamento de Cesar, Colombia.

17.7.7 Anclaje del flexocreto

El Flexocreto deberá anclarse al talud protegido, mediante varilla corrugada o similar. La cantidad, profundidad y forma de anclado, deberán ser avaladas por el especialista del proyecto, sin embargo, se recomienda anclar el Flexocreto mediante varilla corrugada de ½", distanciadas 1m en tres bolillos y con una profundidad mínima de 15cm dentro del terreno.

17.7.8 Vertimiento del concreto o llenado del Flexocreto

Realice un corte en la parte superior del panel del Flexocreto e inserte la boquilla que descargará el mortero o concreto. Realice el llenado de las trincheras de anclaje para garantizar que el Flexocreto se mantenga en el sitio y no se deslice. Inicie el proceso de llenado siempre ubicado en la parte superior de la protección, nunca de abajo hacia arriba, esto mantendrá el Flexocreto extendido entre otras ventajas. Controle el alineamiento del Flexocreto, especialmente del primer panel, para asegurar la estática del revestimiento y facilitar la instalación de los tramos siguientes.



▲ *Fotografía 17.42 | Llenado de la trinchera de anclaje, proyecto Tamalameque, departamento de Cesar, Colombia.*

El rendimiento de bombeo de la mezcla de mortero en condiciones normales, es cercano a los 25m³/ jornada de 8h. El llenado mediante bombeo de concreto, presenta un rendimiento inferior al que puede obtenerse con mortero fluido.

La altura que alcanza el Flexocreto en estado lleno, oscila entre los 12 y 14cm según la presión de llenado (máximo 60psi), por lo tanto, se debe vigilar el no sobrepaso de esta altura durante el procedimiento, para evitar la falla del Geotextil que lo compone y el de la costura de los puntos de filtración.

Los puntos de filtración permiten la evacuación de agua para controlar las sobre-presiones hidrostáticas.

17.7.9 Recomendaciones adicionales para la instalación del Flexocreto

- ◆ Cuando se trabaja por primera vez con concretos premezclados, se recomienda que los primeros pedidos sean de 5m³ mientras se logra la eficiencia necesaria para que el concreto no pierda su fluidez, en el caso en el que haya que hacer suspensiones temporales de bombeo.
- ◆ Para la mezcla de cemento Portland, la relación agua/ cemento debe estar entre 0,60 y 0,70.
- ◆ Puede incluir aditivos en la mezcla para mejorar la plasticidad, trabajabilidad, tiempos de fraguado, reducir la cantidad de agua de amasado y mejorar la resistencia final del concreto.

- ✔ Todos los bordes del Flexocreto deben estar asegurados y protegidos para prevenir la socavación y el flujo de agua por debajo del colchón.
- ✔ El Flexocreto se instala en taludes de 1V:1H o menos inclinados. El consultor o especialista del proyecto, avalará su uso en taludes con pendientes superiores a las recomendadas, según su criterio y cálculos de estabilidad del Flexocreto.

Asimismo, teniendo en cuenta el tipo de aplicación del Flexocreto se recomienda:

- ✔ **Protección en ríos o canales:** En la parte superior del canal o río, el revestimiento con Flexocreto debe extenderse a tal punto que llegue 60cm por encima del nivel máximo de aguas esperado en el diseño, permitiendo proteger la erosión causada por el oleaje que se pueda presentar. Se debe extender el revestimiento en la parte superior horizontalmente como mínimo 60 cm y anclar el Flexocreto en una trinchera con una profundidad mínima de 50 cm.
- ✔ **Protección en los costados:** Al igual que en la parte superior e inferior, el revestimiento con el Flexocreto también deberá anclarse en los costados, en una trinchera excavada con una pendiente de 45° con una profundidad mínima de 60 cm.

17.7.10 Mantenimiento del Flexocreto

- ✔ Se deberá revisar la zanja de anclaje perimetral periódicamente para identificar áreas de pérdida de material; En cuyo caso se debe proceder a rellenar, la zanja de anclaje, ya que esta zanja es fundamental para el sistema.
- ✔ Los puntos de infiltración del Flexocreto que presenten perforación deben cubrirse con material cementado.
- ✔ Los sitios afectados de la superficie del Flexocreto por causa de lanchas, anclas, entre otras, deben ser tratados de acuerdo al daño, colocando las mismas cantidades originales sobre él y procurando mantener la uniformidad de la superficie.
- ✔ La degradación de la superficie del Flexocreto es normal, este material con el tiempo se puede desintegrar debido a los rayos UV, lo cual no presenta ningún deterioro estructural, puesto que la resistencia de este depende directamente del concreto fluido con el que este es llenado.
- ✔ Se debe realizar una revisión periódica para identificar las zonas que presenten fracturas o fisuras en el concreto. Una fisura mayor a 5mm de ancho deberá ser rellenada con lechada (concreto

+agua) en su totalidad, evitando de esta manera la proliferación de más grietas.

- ◆ Se pueden presentar desprendimientos de concreto y disminuciones del espesor del Flexocreto, para lo cual se debe realizar una reparación asegurando su adherencia con epóxicos para juntas frías; una pérdida de más del 20 % de la altura del Flexocreto es justa causa para reemplazar la zona afectada.
- ◆ Se debe revisar que el Flexocreto no esté socavado en la parte inferior; si esta situación se presenta, debe corregirse aportando material de relleno, cemento fluido y/o saco-suelo dependiendo el caso y la condición presentada. En algunos casos, el proceso es leve y solo con la inclusión de lechada por medio de una pequeña incisión en uno de los puntos de infiltración sería suficiente. Para casos más críticos, recomendamos hacer una demolición del Flexocreto en voladizo y rellenar los vacíos con sacos de suelo-cemento y de ser necesario inclusión de lechadas de cemento, de tal forma que se garantice el relleno de los intersticios generados por la socavación. Luego de lo anterior se procedería a realizar la reconstrucción de la zona con la colocación o reemplazo del Flexocreto retirado.
- ◆ Debido a la alta sedimentación que se puede presentar en las paredes de los taludes cubiertas con Flexocreto, es posible que germinen diferentes tipos de vegetación de la zona, estos no presentan ningún riesgo para la estabilidad de la obra, pero es importante evitar las grandes acumulaciones de lodo y material sedimentado. Se recomienda realizar periódicamente una limpieza manual superficial de los taludes, evitando estas concentraciones, además, retirando la vegetación existente; este mantenimiento debe realizarse mínimo cada 6 meses cuando los niveles del río lo permitan.



▲ Fotografía 17.43 | Algas y vegetación creciendo sobre el Flexocreto.

17.8 Protección de canales con Geocelda

La protección de canales con Geocelda, consiste en el uso de paneles 3D que ayudan a controlar la erosión de una forma eficiente. Su desempeño es proporcionado por el confinamiento tridimensional, y el mejoramiento en la disposición de los materiales convencionales de protección contra la erosión. De este modo se proporciona una solución duradera en el largo plazo, resistente al intemperismo y resistente a los efectos del agua.



▲ Fotografía 17.44 | Protección de un canal con Geocelda.

17.8.1 Materiales de lleno

El sistema de protección con Geocelda es versátil, ya que puede ser usado con diversos materiales de lleno. La elección depende de la geometría del canal y de la velocidad y el nivel del flujo de agua.

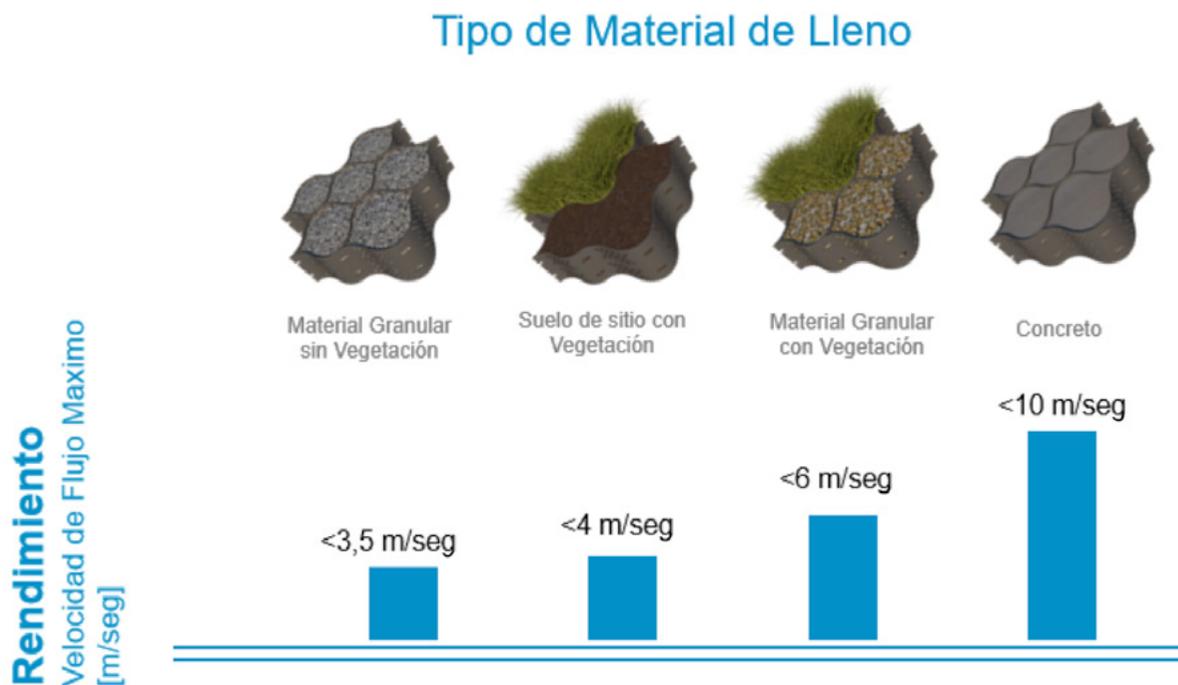
- a. **Material granular o Gravilla:** para flujos de baja velocidad (Menos de 3.5m/s)
- b. **Material de sitio (con contenido de materia orgánica) y vegetación:** para velocidades de flujo inferiores a 4 m/s.
- c. **Granular y con vegetación:** Para canales erosionables que pueden estar sometidos a inundaciones donde la velocidad de flujo no sea superior a 6 m/s.

La protección de canales con Geocelda, particularmente cuando se integra con esquemas de vegetación, mejora la ecología del sitio, el hábitat de las plantas y la estética visual.

d. Concreto: Para canales no erosionables, pueden servir como estructuras disipadoras de energía y admite flujos de hasta 10 m/s.

La Geocelda sirve para la protección de canales naturales o artificiales y estructuras hidráulicas incorporadas en sistemas de canales abiertos. Las velocidades a las que puede ser sometido el sistema con Geocelda dependiendo del material de lleno se resumen en la Figura 17.25.

- Geocelda con material de lleno granular y con vegetación, la velocidad de flujo es menor de 6 m/seg.
- Geocelda con material de lleno tipo concreto, la velocidad de flujo es menor de 10 m/seg.



▲ Figura 17.25 | Tipos de material de lleno de la Geocelda.

Otra característica relevante en las Geoceldas son las perforaciones en las paredes de la celda, ya que no solamente promueven la infiltración de agua y limitan el impacto de las fuerzas hidrostáticas, sino que por la interacción entre el material de lleno y la Geocelda previene la escorrentía, la erosión del suelo, preserva la estructura del suelo y adicionalmente ayudan a promover la vegetación al proporcionar un excelente estrato de crecimiento para las raíces de las plantas

17.8.2 Ventajas del sistema vegetado con Geoceldas

La inclusión de la Geocelda con el material de lleno adecuado, activa la vegetalización al proporcionar un estrato y un ambiente adecuado para el crecimiento del pasto u otro tipo de vegetación. Los canales vegetados o con material granular tienen las siguientes ventajas:

- 🌿 **Confinamiento 3D:** preserva la integridad de la estructura del suelo para minimizar el impacto de la lluvia y la escorrentía.
- 🌿 **Protección contra la escorrentía:** las paredes celulares proporcionan protección mecánica permanente contra la escorrentía, toleran un alto flujo de lámina y evitan el desarrollo de surcos.
- 🌿 **Protección de taludes:** Las paredes de las celdas protegen las pendientes contra fuerzas de deslizamiento, tracción y elevación.
- 🌿 **Protección contra la erosión:** Las perforaciones de la pared de la celda, previenen la erosión, proporciona adherencia de la raíz de la planta y refuerza el suelo.
- 🌿 **Resistencia a la fricción:** reduce el deslizamiento de las fuerzas hidrodinámicas y gravitacionales.
- 🌿 **Conservación del suelo y drenaje:** evita las fuerzas hidrostáticas por mecanismo de autodrenaje.
- 🌿 **Reducción del potencial expansivo:** En suelos arcillosos, el colchón semirrígido de Geocelda restringe potenciales cambios volumétricos.

17.8.3 Ventajas y consideraciones para el sistema de Geoceldas con concreto

La inclusión de la Geocelda en canales con concreto es empleada para área de transición sujetas a grandes fuerzas hidráulicas, donde se distribuye las cargas ampliamente, disminuye el asentamiento y reduce la degradación de la superficie.

Algunos factores preliminares a tener en cuenta en la instalación de Geoceldas en canales son:

- 🌿 Propiedades geomecánicas de la superficie de apoyo.
- 🌿 Geometría del Canal (pendiente, inclinación de los taludes, forma del canal; entre otros).
- 🌿 Propiedades hidráulicas (n de manning).
- 🌿 Tipos de materiales de lleno en toda la sección del canal (taludes y base).
- 🌿 Geotextil para protección de la socavación.

- ◆ Anclajes del sistema.
- ◆ Sujeción de la Geocelda en el hombro del talud.

17.8.4 Procedimiento constructivo

◆ Preparación Sección del canal:

Retirar la capa vegetal, escombros, raíces y material inadecuado. Es necesario conformar la sección del canal de acuerdo con el diseño, verificar que no haya fallos en el terreno natural y tener la superficie lo más uniforme posible.



▲ Fotografía 17.45 | Preparación del terreno natural.

◆ Preparación del hombro en la parte superior del talud:

Preparación del hombro en la parte superior del talud: conformar una zanja u hombro en la cresta del talud, normalmente la longitud de la zona de anclaje es de 80cm a 100cm.



▲ Fotografía 17.46 | Conformación Zanja de Anclaje.

🌿 Instalación del Geotextil:

Para evitar posible socavación es importante instalar un Geotextil No Tejido debajo de la Geocelda.



▲ Fotografía 17.47 | Instalación del Geotextil.

🌿 Selección de la Geocelda :

Con base en la inclinación del talud y la velocidad que requiere soportar el canal con material

de lleno tipo concreto, se determina cual tipo de Geocelda emplear, tal y como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 17.14 Determinación del tipo de Geocelda para un canal revestido en concreto

	Geocelda HDPE Wavin 445-050	Geocelda HDPE Wavin 445-075	Geocelda HDPE Wavin 356-100	Geocelda HDPE Wavin 356-120	Geocelda HDPE 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

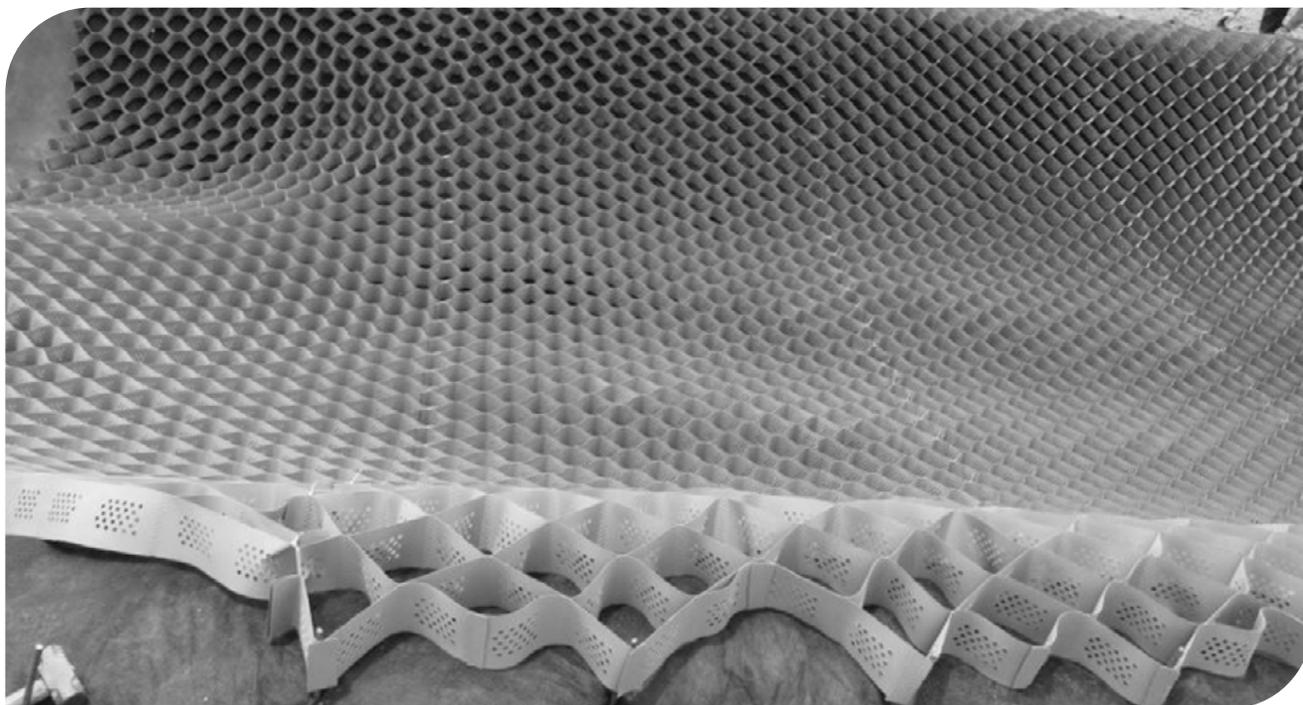
Para Geoceldas llenas con material tipo grava y material orgánico se tiene la siguiente configuración de la Geocelda.

Tabla 17.15 Determinación del tipo de Geocelda para un canal conformado por material granular

Gravilla	Geocelda HDPE Wavin 356 - 100	Geocelda HDPE Wavin 356 - 120	Geocelda HDPE Wavin 445 - 150	Geocelda HDPE Wavin 445 - 100 con tensores
Suelo Nativo	Geocelda HDPE Wavin 445 - 075	Geocelda HDPE Wavin 356 - 100 Geocelda HDPE Wavin 445 - 075	Geocelda HDPE Wavin 356 - 120 Geocelda HDPE Wavin 356 - 100	Geocelda HDPE Wavin 445 - 150

🌿 **Dirección de la Instalación de la Geocelda:**

El panel de la Geocelda se realiza de forma transversal al flujo del agua.



▲ *Fotografía 17.48 | Extensión del panel de la Geocelda.*

🌿 **Unión de paneles de la Geocelda:**

Las uniones de los paneles se pueden hacer mediante grapas ó mediante una unión mecánica.



▲ *Fotografía 17.49 - 17.50 | Elementos de unión de los paneles a. Grapadora mecánica; b. Anclaje mecánico.*

🌿 **Anclajes de la Geocelda:**

Los anclajes son varillas corrugadas de diámetro 10mm y una longitud de 50cm. Dependiendo de la inclinación del talud y de la abertura de las celdas del panel así mismo es la densidad de anclaje de la Geocelda.

La densidad mínima de anclaje en ambos sentidos es de 0.6 anclajes por m².



▲ *Fotografía 17.51 | Anclajes en el hombro para extensión de la Geocelda.*

🌿 **Lleno de la Geocelda:**

Como se mencionó anteriormente la Geocelda se puede llenar con diferentes tipos de materiales; orgánico ó material del sitio, gravilla y concreto, a continuación, se muestra en la fotografía 17.52 el estado final de recubrimiento teniendo en cuenta los diferentes tipos de material de llenado.



▲ Fotografía 17.52 | Relleno con material de Concreto.

17.9 Geoland

La generación de áreas planas mediante la ampliación, recuperación o construcción de espacios en terrenos montañosos o en presencia de agua es posible gracias a la tecnología GEOLAND. Este sistema flexible desarrollado a partir de la combinación de Geosintéticos, nace como una alternativa para la recuperación y generación de áreas planas en terrenos montañosos o cuerpos de agua, siendo una solución ideal para implementarse en márgenes de ríos, y costas como protección superficial contra la erosión y socavación.

El sistema se compone principalmente de Geobags, Geotextiles Tejidos y No Tejidos y formaletas flexibles o mantos de control de erosión, los cuales a partir de su instalación generan áreas planas, estables y aprovechables perfectas para la construcción de malecones o caminos peatonales de alto valor arquitectónico.

Esta tecnología permite incorporar materiales de sitio, o materiales de baja capacidad mecánica, lo cual disminuye los costos del proyecto y disminuye el impacto ambiental.

Gracias al sistema Geoland se han materializado numerosos proyectos donde las soluciones tradicionales no eran técnica ni económicamente viables. Casos exitosos de estructuras hidráulicas

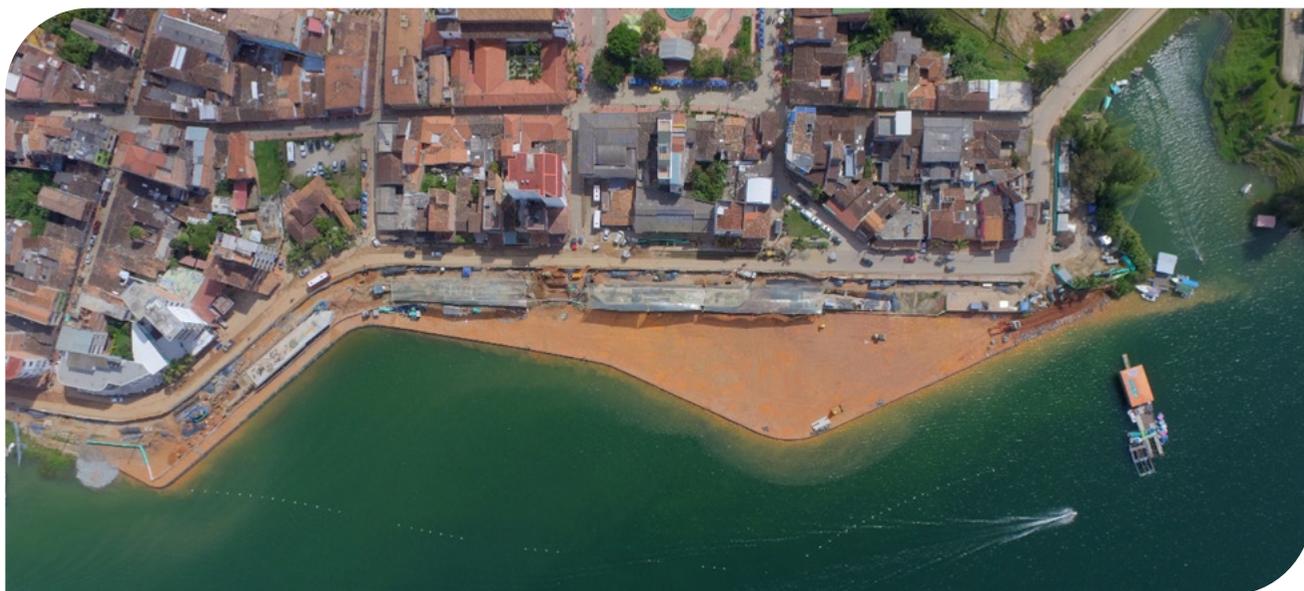
como malecones, muelles y puertos, islas artificiales, márgenes de ríos y costas, bancas de carretera y plataformas para cimentación de estructuras se han llevado a cabo con este sistema.



▲ *Fotografía 17.53 | Malecón del Centro de Eventos y Exposiciones del Caribe Barranquilla Atlántico, Colombia, construido por el Consorcio Obras CEEC 2015.*

17.9.1 Beneficios de la tecnología Geoland

Comparado con alternativas tradicionales como Tablestacados, muros en concreto, Hexápodos y enrocados, Geoland brinda:



▲ *Fotografía 17.54 | Vista aérea del malecón Turístico de Guatapé, Antioquia Colombia construido mediante la Tecnología Geoland mediante la Unión Temporal Obras Guatapé.*

- 🌿 **Menor inversión e impacto ambiental:** hasta un 40% comparado con la construcción tradicional al permitir el uso de material de sitio, evitando el uso de materiales pétreos no renovables transportados desde canteras lejanas.
- 🌿 **Alta Flexibilidad:** por sus características, es posible cimentar el sistema Geoland sobre cualquier tipo de material, además, de permitir reparaciones puntuales y adaptarse a pequeñas de formaciones en el terreno sin sufrir daños.
- 🌿 **Menor tiempo de construcción:** disminución hasta del 50% en tiempo ejecución debido a que permite la ejecución de trabajos incluso en presencia o niveles altos de agua.



▲ *Fotografía 17.55 | Fachada Verde para Geoland del Malecón turístico de Guatapé Antioquia – Colombia construido por la Unión Temporal Obras Guatapé.*

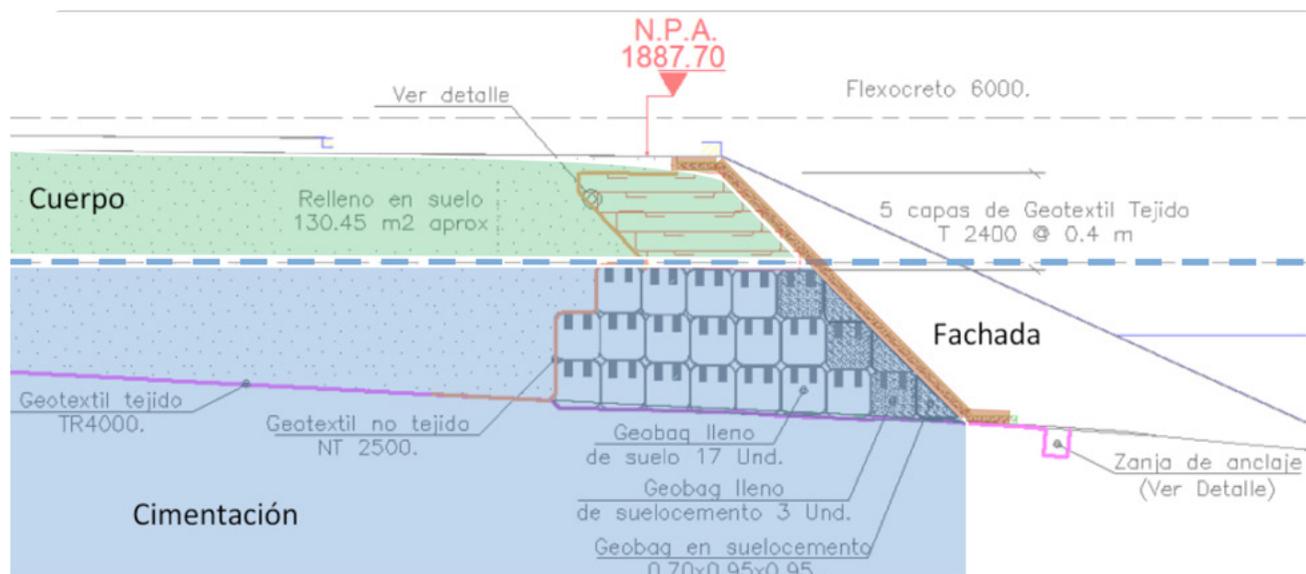
Las consideraciones de diseño aparecen en el numeral 17.10

17.9.2 Componentes del sistema Geoland

El sistema consta de los siguientes elementos:

- 🌿 **Cimentación:** corresponde a toda la estructura que se encuentre por debajo de la línea de agua.
- 🌿 **Cuerpo de la estructura:** Corresponde a todo lo que se encuentre del nivel del agua hacia arriba.

🍃 **Revestimiento final:** está compuesto por el recubrimiento de los materiales Geosintéticos principalmente, puede ser de diversas alternativas que dan acabado y longevidad al sistema.



▲ *Figura 17.26 | Corte transversal de la Solución Geoland Típica.*

17.9.2.1. Cimentación

La cimentación del Geoland debe realizarse sobre material portante capaz de resistir las presiones y sobrecargas a las que va a estar dispuesta, se recomienda cimentar sobre estratos arenosos de baja compresibilidad para evitar posibles asentamientos en el largo plazo.

17.9.2.2. Geotextil Tejido

Se debe instalar un Geotextil TR 4000 como mínimo en la interfaz entre la rasante y la estructura de Geoland, para separar los materiales y evitar que puedan mezclarse y perder sus propiedades. Adicionalmente el Geotextil TR 4000 se dispone como un elemento de refuerzo y disipación de cargas y asentamientos por lo que ayuda en la estabilidad del sistema (Ver Capítulo 4). Si los asentamientos no están dentro de lo tolerable, el sistema permite el uso de ciertas tecnologías como columnas de suelo cemento pueden integrarse y funcionar conjuntamente.

17.9.2.3. Geobags

Los Geobags son elementos reforzados con Geosintéticos que conforman el núcleo de la cimentación, aseguran la estabilidad del material contenido en ellos, conformando la base para el cuerpo del Geoland y su fachada. El núcleo también puede ser conformado por Geotextile Tube, y hasta por

elementos confeccionados de gran tamaño similares a los Geobags, siempre y cuando se garantice sus condiciones de estabilidad y su integridad no se vea comprometida por las condiciones de flujo y materiales de lleno.

Se debe usar Geobags si las condiciones de velocidad, disposición de material y facilidad de instalación son propicias, el uso de elementos masivos como los Geotextile Tubes y Geobox de grandes dimensiones (mayores a 1m³) puede ser incluido dentro de la cimentación de los Geobags, pero siempre y cuando se garantice dentro del diseño elementos de protección a su integridad, con el fin de evitar el lavado del material de relleno que conduciría a una falla de la estructura.

En general Los Geobags pueden ser agrupados verticalmente respetando una inclinación máxima de 2v/1h, esto se debe diseñar dependiendo de los materiales de relleno, granulometría y resistencia del Geobag, se recomienda que este tipo de elementos sean entrabados al momento de su construcción para garantizar su estabilidad.



▲ *Fotografía 17.56 | Construcción de Dique mediante tecnología Geoland en la Ciénaga el Llanito Barrancabermeja - Santander Colombia, construido por el consorcio Obras San Silvestre.*

El material de lleno de los Geobags debe ser de granulometría variada, evitando sobre tamaños y partículas angulosas que puedan generar daño al Geotextil, tampoco deben incluirse terrones de arcilla o de material orgánico que puedan generar deformaciones y problemas de estabilidad cuando se encuentren sumergidos. Algunas características del material para lleno se muestran en la Tabla 17.16

Tabla 17.16 Características recomendadas para suelos de relleno de Geobags en estructuras de Geoland.

Características	Norma de ensayo INV	Suelos seleccionados	Suelos adecuados
Tamaño máximo, mm	E-123	75	100
Porcentaje que pasa el tamiz de 2 mm (no. 10) En masa máximo	E-123	80	80
Porcentaje que pasa el tamiz de 75 m (no. 200) En masa, máximo	E-123	25	35
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	E-121	0	1

Los Geobags deben tener una permeabilidad y resistencia adecuada conforme a los esfuerzos que van a estar sometidos según la experiencia los elementos que tienen permeabilidades por encima de $3.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s tienen buen comportamiento bajo agua garantizando un movimiento de la lámina de agua a través de la cimentación del Geoland evitando las posibles presiones de poros que se puedan presentar.

Cuando los Geobags van a presentar más de un izado se recomienda una resistencia de 67 kN/m en sentido longitudinal y 60 kN/m en sentido transversal (ambos valores MARV).

En proyectos donde no se tenga certeza sobre la estabilidad de los Geobags y se puedan presentar pérdida de su integridad, pueden ser usadas mezclas de suelo cemento o arena cemento en proporciones variadas.

17.9.2.4. Cuerpo del sistema Geoland

Compuesto principalmente de un Muro en suelo Reforzado con Geosintéticos, el cual se apoya directamente sobre los Geobags de cimentación. El MSR debe ser construido siguiendo las recomendaciones del Capítulo 11. Algunas consideraciones adicionales son:



▲ *Fotografía 17.57 | Conformación de cuerpo sobre estructura de cimentación en sistema Geoland Malecón turístico Guatapé.*

- ◆ **Acomodación o conformación de la cara:** la mínima distancia del inicio del MSR al borde de talud con Geobags es de 0.5 m
- ◆ Se puede colocar una fila de Geobags antes del inicio del muro para poder contrarrestar posibles desconfinamientos que puedan suceder.
- ◆ Algunas deformaciones en la cara del talud pueden suceder, las cuales pueden afectar la estética del MSR. Para lo cual se recomienda que se respete la distancia mínima entre el MSR y el borde del talud de Geobags.

17.9.2.5. Fachada

El sistema tiene gran versatilidad frente al tipo de recubrimiento que se puede aplicar, se han usado como fachada diferentes soluciones como mantos de control de erosión permanentes (TRM1000) y sistemas de concreto flexibles (Flexocreto) que se adosan en la cara de la cimentación y del cuerpo, independientemente del tipo de fachada que se utilice, se debe garantizar que los elementos de del cuerpo y de la cimentación sean recubiertos en su totalidad con el fin de que no sufran degradación por rayos UV, y sean protegidos de golpes, rasgaduras o objetos que puedan dañar la integridad de los elementos del Geoland.

Para el revestimiento final del sistema, se podrán seguir las indicaciones emitidas el numeral 17.10 del presente capítulo.

17.9.3 Proceso Constructivo Típico

A continuación, se realizará una descripción general de un procedimiento constructivo para un sistema de Geoland típico, con el fin de esclarecer y dar lineamientos frente a la instalación de sistemas compuestos de Geosintéticos.

17.9.3.1. Adecuación del terreno

El terreno natural en que se implantará la estructura se debe nivelar con el fin de generar una superficie horizontal y estable con el fin de mejorar la estabilidad del sistema y poder así proceder con la conformación del sistema de cimentación del Geoland mediante Geobags.



▲ *Fotografía 17.58 | Excavación y adecuación del terreno bajo agua para la instalación de Geobags Estructura hidráulica San Silvestre Barrancabermeja - Santander Colombia, tomada del Consorcio Obras San Silvestre.*

El retiro y movimiento de este material debe incluir ramas, raíces y posibles acumulaciones de material vegetal que pueden interferir en la estabilidad de la solución conjunta.

17.9.3.2. Colocación de Geotextil de refuerzo

El Geotextil debe instalarse en toda la superficie de la protección garantizando que no queden huecos, o partes de suelo sin su protección, se recomienda que este sea cosido en obra o que tenga un traslapo mínimo entre telas de 0.5 m.

Durante la instalación se debe evitar el punzonado o rasgado, la generación de arrugas, y espesores

insuficientes del material de cobertura para evitar deficiencias en su funcionamiento y el deterioro prematuro del sistema.



▲ *Fotografía 17.59 | Instalación de Geotextil de refuerzo en el malecón turístico de Guatapé Antioquia Colombia, construido por la Unión Temporal obras Guatapé.*

17.9.3.3. Instalación de cimentación mediante Geobags

El llenado de Geobags en una obra de estabilización o control de erosión dentro de la tecnología de Geoland, siempre es una actividad crítica, pero depende de diversos factores a tener en cuenta, como la disponibilidad de maquinaria suficiente y adecuada para su llenado, traslado, disposición y conformación, por lo que esta actividad debe asociar y tener en cuenta los factores logísticos y condiciones de campo que se tengan en cada obra, pero usualmente la actividad que limita o condiciona el rendimiento de la obra es el llenado de las Geobags.

El llenado e instalación de Geobags comprende los siguientes pasos:

- ◆ Llenado y costura de Geobags.
- ◆ Almacenamiento.
- ◆ Movimiento.
- ◆ Transporte (fluvial o terrestre).
- ◆ Disposición.
- ◆ Conformación de Cimentación.

En el numeral 17.9.2, en que se describe la aplicación con Geobags se hace mención a los aspectos a tener en cuenta para los pasos de llenado hasta movimiento de los Geobags.

Construcción del cuerpo del Geoland.

Previo a la construcción del cuerpo del Geoland se deben rellenar los vacíos existentes entre los Geobags, con el fin de nivelar lo mejor posible la cimentación del muro en suelo reforzado que constituye el cuerpo del terraplén; nivelación que resulta fundamental para evitar desniveles en superficie. Esta nivelación se debe realizar con material no lavable del mismo que se emplea para el lleno posterior del muro.

Se recomienda seguir las recomendaciones impartidas en el Capítulo 11 del presente manual con respecto a la conformación de llenos reforzados con Geosintéticos.



▲ *Fotografía 17.60 | Cuerpo del Geoland Mediante Muro en suelo Reforzado en el Centro de Eventos y Exposiciones del Caribe Puerta de Oro, Barranquilla Atlántico – Colombia, construido por el Consorcio Obras CEEC 2015.*

Los materiales a la espalda por recomendación se deben compactar mínimo al 90% del ensayo Proctor modificado, se debe contemplar un sistema de drenaje superficial que conduzca adecuadamente las aguas de escorrentía y eviten problemas causados por la erosión superficial.

17.9.3.4. Fachada y Revestimiento final

Los Geosintéticos instalados en la cimentación y cuerpo de la estructura del Geoland deben estar protegidos. Las fachadas típicas utilizadas para el sistema Geoland son: Flexocreto y Manto Permanente TRM 1000.

Previa instalación de la fachada se debe inspeccionar la cara del talud para determinar si algún Geobag se encuentra descubierto, o si por efectos del deterioro o funcionamiento el manto puede ser corrido o movido dejando expuestos estos elementos.



▲ *Fotografía 17.61 | Recubrimiento mediante Flexocreto 10000 en Caño Cocos Ciénaga el Llanito Barrancabermeja Santander – Colombia.*

Los Geobags y Geosintéticos en todo momento deben estar protegidos por el manto de control de erosión o el Flexocreto, por esta razón se debe inspeccionar la cara del talud para determinar si algún Geobag se encuentra descubierto, o si por efectos del deterioro o funcionamiento el manto puede ser corrido o movido dejando expuestos estos elementos.

Para la adecuada instalación de las fachadas, se deben elaborar trincheras de anclaje; para estas estructuras se propone realizar una trinchera de anclaje superior y una inferior. En la inferior se propone que sea asegurada mediante la colocación de un Geobag, es importante que los bordes o cambios de pendiente del Flexocreto se hagan de manera redondeada para facilitar la correcta instalación.

17.10 Metodología general de diseño

El primer aspecto que es importante aclarar, es que no existe una solución estándar para la protección de riberas de ríos, por el contrario, cada caso debe tener una “solución a la medida”, el diseñador, deberá contrastar gran cantidad de información, condiciones geológicas, hidráulicas, geométricas y de disponibilidad de materiales para definir cuál puede ser la combinación y características específicas de la estructura hidráulica a proponer como mecanismo de protección ribereña. Para tal fin, resulta además importante revisar antecedentes históricos del sitio, contrastar comportamientos hidráulicos multitemporales y verificar como se han comportado previamente soluciones que se hayan implementado en la zona.

En el presente capítulo, se incluyen algunos lineamientos generales que deben contemplarse para llegar a una adecuada solución. Partiendo de lo anterior, los aspectos a verificar recomendados son los siguientes.

- ◆ Profundidad de socavación
- ◆ Capacidad Portante
- ◆ Estabilidad lateral y del talud
- ◆ Condiciones de trabajo (Sumergido – No Sumergido)
- ◆ Disponibilidad de materiales en el sitio
- ◆ Velocidad máxima de la corriente

17.10.1 Profundidad de socavación

Todo cuerpo de agua genera una profundidad de socavación en su lecho durante el incremento de las velocidades durante épocas invernales. La profundidad depende de la geometría del cauce, la velocidad y el tipo de material en el lecho del cuerpo de agua.

De acuerdo con Maza Álvarez – Echavarría Alfaro (1973), es posible estimar la profundidad de socavación según la Ecuación 17.1 y 17.2.

$$Y_{ms} = 0.365 \left(\frac{Q^{0.784}}{B^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad (\text{Ec. 17.1})$$

$$Y_{ms} = 0.365 \left(\frac{Y_0}{Y_{mo}} \right) \left(\frac{Q^{0.784}}{B^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right) \quad (\text{Ec. 17.2})$$

Donde:

Q = Caudal de diseño asociado al periodo de retorno (m^3/s)

B = Ancho hidráulico (m)

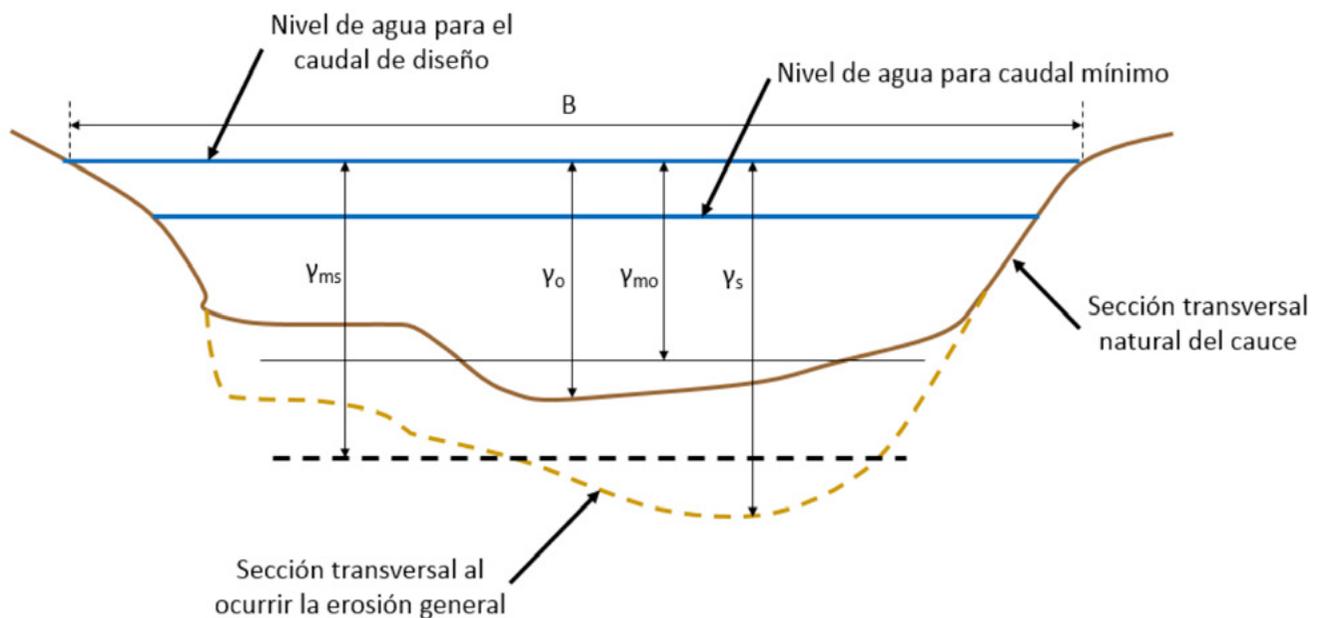
d_{50} = Diámetro medio del sedimento, (m)

Las variables Y , corresponden a variables geométricas que aparecen en la Gráfica 17.27

Y_{ms} = Profundidad media de socavación (m)

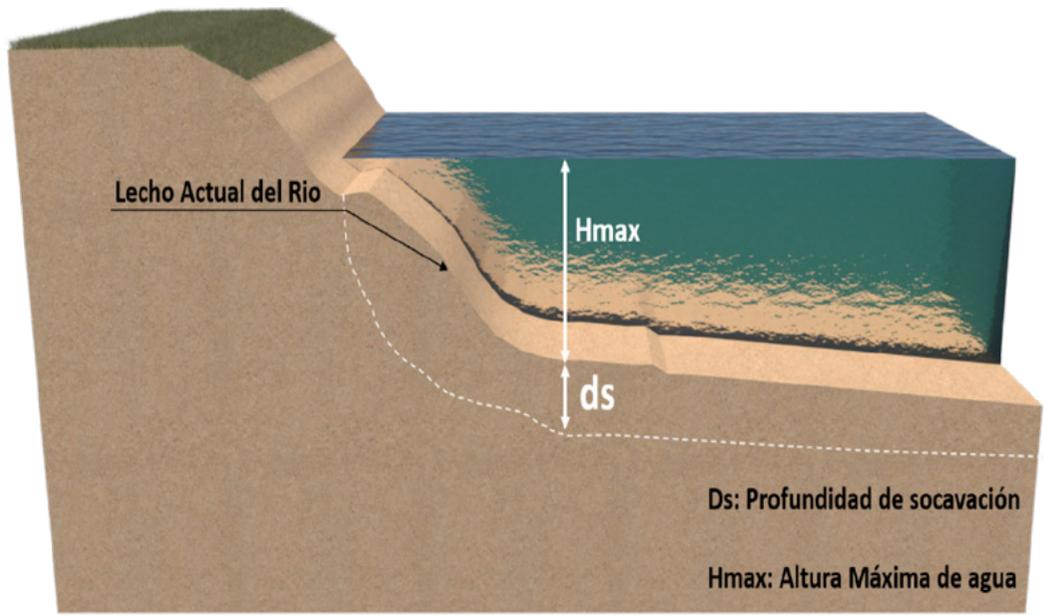
Y_s = Profundidad máxima de socavación (m)

Las variables Y son geométricas, y corresponden a las profundidades de caudales y geometría del cauce, como se observa en la gráfica D



▲ *Figura 17.27 | Variables de caudal y geométricas.*

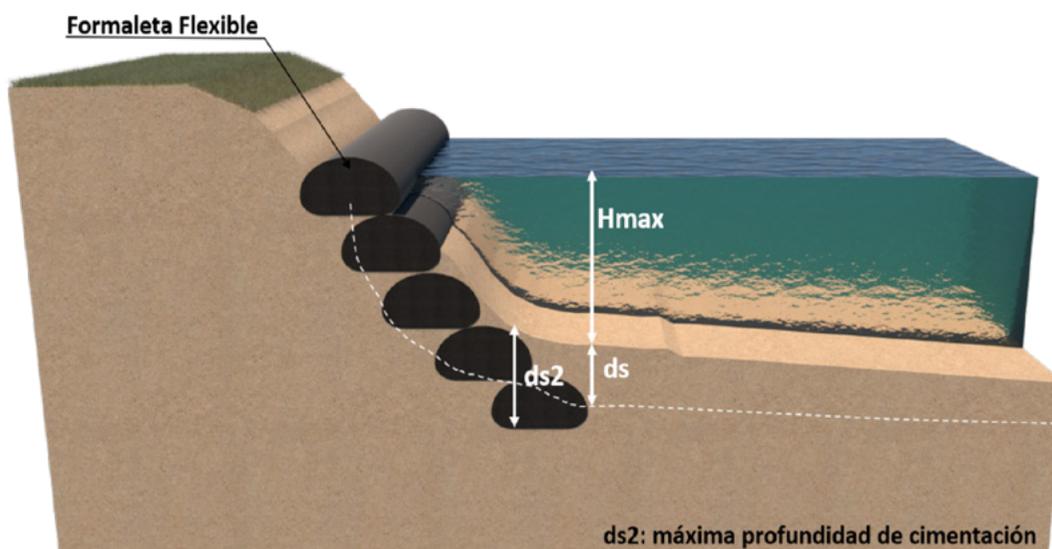
De cualquier manera, siempre es recomendable tomar el valor de profundidad máxima de socavación del estudio hidráulico e hidrológico del proyecto, que normalmente incluye modelaciones especializadas y análisis más complejos, que permiten tener un valor más acertado de la profundidad máxima esperada de socavación.



▲ Figura 17.28 | Profundidad de socavación.

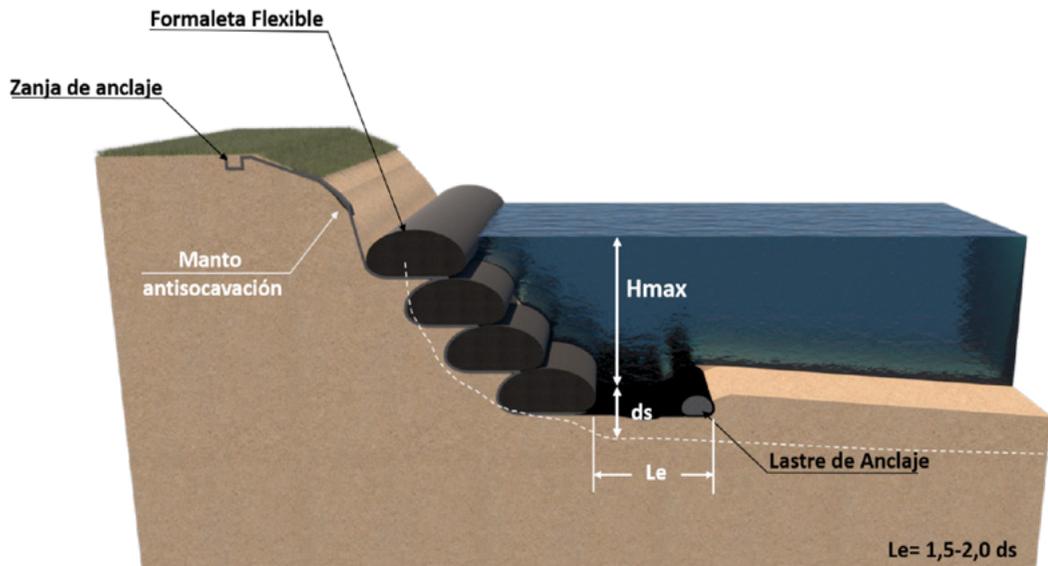
La profundidad de socavación, deberá ser controlada a través de alguno de los siguientes aspectos, dependiendo del sistema que se escoja para la conformación de la protección:

1. Profundidad de cimentación de la estructura. Se cimentará la estructura como mínimo a la profundidad de socavación. Caso Geotextile Tubes, Geobags, Muros en Suelo Reforzado, Flexocreto. De darse este caso, no se requiere el manto anti socavación, aun cuando será criterio del diseñador usarlo como un factor adicional de seguridad. Figura 17.29



▲ Figura 17.29 | Cimentación bajo la profundidad de socavación.

2. En los casos donde no resulte posible cimentar la estructura a una profundidad que supere la profundidad máxima de socavación, se podrá usar manto antisocavación, o en el caso de sistemas flexibles como Geocolchones su longitud debe superar dicha profundidad para evitar lavados bajo el apoyo de los mismos. La longitud de protección recomendada será de al menos 1.5 o 2 veces la profundidad de socavación. Figura 17.30



▲ Figura 17.30 | Longitud de protección mayor a la profundidad de socavación.

17.10.2 Estabilidad del Talud

Toda protección costera o de la ribera de un río, está sometida a una condición que implica una revisión de la estabilidad del talud, por la posibilidad de una falla de tipo rotacional que pueda generar daños prematuros en la estructura. Para esto, deben realizarse las modelaciones adecuadas, que normalmente se llevan a cabo mediante software especializados.

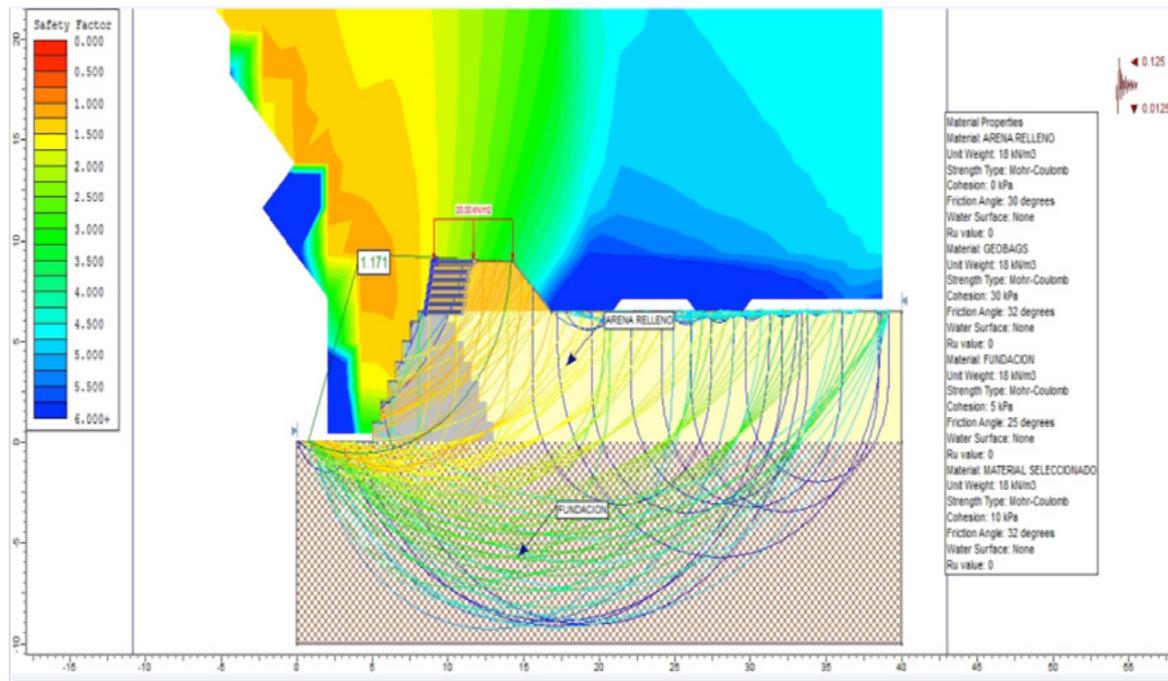
Para tal fin deben tenerse en cuenta aspectos geométricos, características geotécnicas de los suelos, cargas aplicadas y tipos de refuerzo con Geosintéticos incluidos en la propuesta.

En la Figura 17.31, aparece un modelo de estabilidad corrido mediante el software Slide V5.0, el cual contempla la inclusión de un sistema tipo Geoland para la protección de una ribera de río.

Los factores mínimos de seguridad recomendados aparecen en la Tabla 17.17

Tabla 17.17 Factores de Seguridad Mínimos

Condición	FS Mínimo
Estática	1.30
Dinámica	1.05



▲ Figura 17.31 | Modelación estabilidad del talud en protección ribereña.

Algunas consideraciones importantes, teniendo en cuenta el tipo de protección a utilizar, aparecen en la Tabla 17.18. Son sugerencias respecto de los parámetros y lineamientos del diseño, no obstante, será responsabilidad del diseñador verificar las condiciones específicas de campo para adoptar los parámetros más acertados.

Tabla 17.18 Consideraciones para la estabilidad del talud

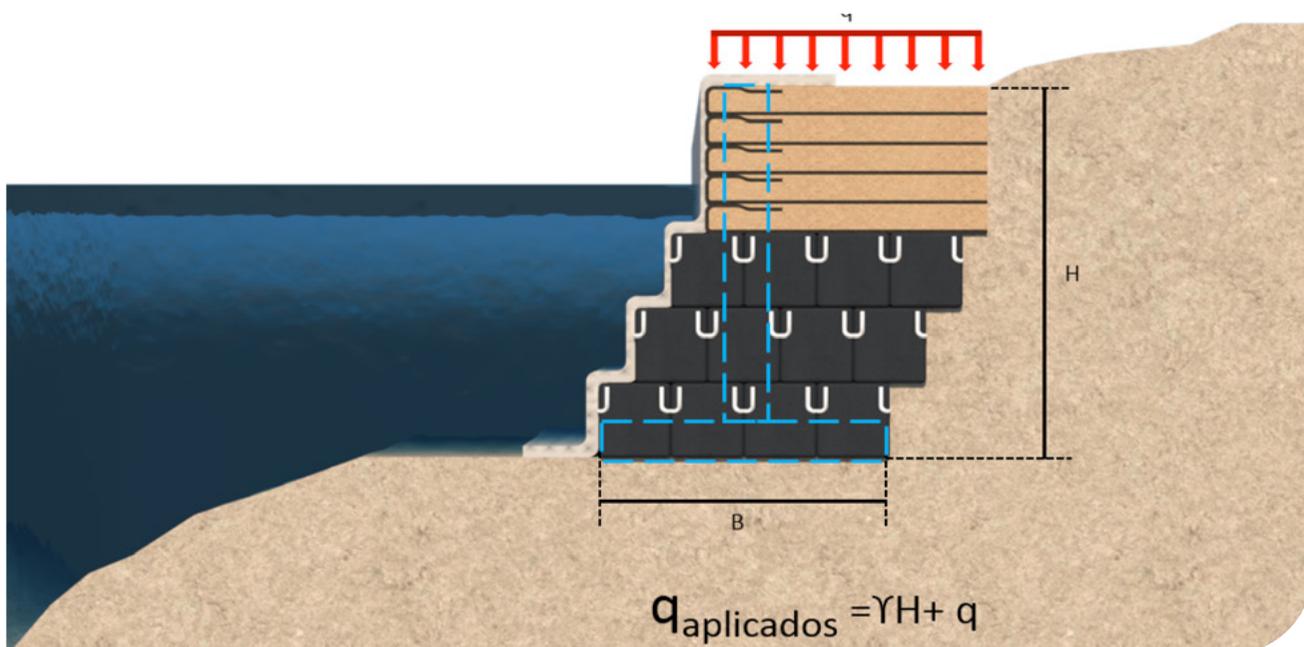
Tecnología	Parámetros Geotécnicos		Propiedades Geosintético en el modelo	Consideraciones especiales
	ϕ (°)	c (kPa)		
Geobags y/o Geobox llenos con arena	25-35	10-30	Se incluyen los Geotextiles como refuerzos con separación de acuerdo al tamaño de la bolsa	Inclinación máxima recomendada para el sistema 1H:2V

Tecnología	Parámetros Geotécnicos		Propiedades Geosintético en el modelo	Consideraciones especiales
	ϕ (°)	c (kPa)		
Geobags y/o Geobox llenos con suelo cemento	35-45	30-80	Se incluyen los Geotextiles como refuerzos con separación de acuerdo al tamaño de la bolsa	Inclinación máxima recomendada para el sistema 1H:2V
Geotextile Tubes	30-35	10-30	Se incluyen los Geotextiles como refuerzos con separación de acuerdo al tamaño del Geotextile Tube	Inclinación máxima recomendada para el sistema 1H:2V
Geocolchones	30-35	0	Al ser una estructura de control de erosión superficial, no se recomienda la inclusión de la resistencia a la tensión del Geosintético	La estabilidad del talud estará asociada principalmente al terreno natural.
Bolsacretos	N.A.	>500	El Geosintético no se incluye, se considera como una formaleta flexible y quién realizará la función estructural es el concreto	Se pueden manejar inclinaciones hasta 80 grados, pero se deberá verificar volcamiento y/o deslizamiento
Flexocreto	N.A.	>300	Al ser una estructura de control de erosión superficial, no se recomienda la inclusión de la resistencia a la tensión del Geosintético	La estabilidad del talud estará asociada principalmente a la estabilidad del terreno o sistema donde esté apoyado el Flexocreto
Mantos de Control de Erosión	N.A.	N.A.	Al ser una estructura de control de erosión superficial, no se recomienda la inclusión de la resistencia a la tensión del Geosintético.	La estabilidad del talud estará asociada principalmente a la estabilidad del terreno o sistema donde esté apoyado el manto

17.10.3 Capacidad Portante

Tal como se realiza en cualquier estructura de contención o terraplén, es recomendable realizar un chequeo de la capacidad portante del suelo de apoyo del sistema, especialmente para los sistemas robustos como Geobags, Geoland, Geotextile Tubes o Muros en suelo reforzado.

Para revisar la capacidad portante se puede usar cualquier de las metodologías tradicionales, asumiendo el análisis de una zapata corrida con un ancho "B" igual al ancho del sistema en la base, y las cargas corresponderán al peso propio del sistema más las cargas adicionales que se puedan tener a nivel de superficie. Figura 17.32



▲ Figura 17.32 | Análisis de Capacidad Portante.

En general las estructuras de protección lateral de orillas no tienen mayores complejidades en términos de capacidad portante, y su mayor control deberá efectuarse sobre las condiciones hidráulicas, especialmente la socavación del apoyo y la erosión por exceso de velocidad o esfuerzo cortante en la cara del sistema.

17.10.4 Revestimiento Final

El revestimiento final del sistema, está determinado básicamente por el tipo de flujo que se tiene, velocidad, presencia de detritos, oleaje, posibilidad de vandalismo y tipo de materiales disponibles en el sitio.

En la Tabla 17.19, aparecen los tipos de revestimiento típicos para las protecciones y las velocidades admisibles para estos sistemas.

Tabla 17.19 Velocidades máximas admisibles para diferentes revestimientos

Tipo de Revestimiento	Velocidad Admisible	Condición Flujo
	m/s	
Flexocreto y /o Bolsacreto	6.0	Admite flujo de detritos, oleajes fuertes
Geocolchón	8.0	Admite flujo detritos, oleajes fuertes
Manto TRM500 o TRM550 con Vegetación	4.0	Ríos de baja pendiente, lagos, oleaje suave
Manto TRM1000 con vegetación	5.0	Ríos de baja pendiente, lagos, oleaje suave
Geobag, Geobox y Geotextile Tube con material de sitio.	3.0	Ríos de baja pendiente, lagos, oleaje suave, sin arrastre de detritos piedras u objetos punzantes.
Geobolsas suelo cemento	4.0	Ríos de pendiente moderada, oleaje suave
Geocelda con concreto	8.0	Admite flujo de detritos, oleajes fuertes

Otro tipo de sistemas pueden ser usados para complementar la protección final de la estructura hidráulica, como es el caso de malla mortero, concreto lanzado o enrocados, dependiendo de la disponibilidad y costos de este tipo de protecciones en la zona.

17.10.5 Materiales disponibles

La disponibilidad de diferentes tipos de materiales, resulta fundamental para establecer la solución más adecuada en términos de costos y rendimientos del proyecto. Por lo anterior, es criterio del diseñador con base en los recursos existentes, definir el sistema más económico para el proyecto. En la Tabla 17.20 aparece un resumen de algunas consideraciones importantes a tener en cuenta con base en los materiales disponibles en la zona.

Tabla 17.20 Tipo de protección recomendada, de acuerdo al material de sitio.

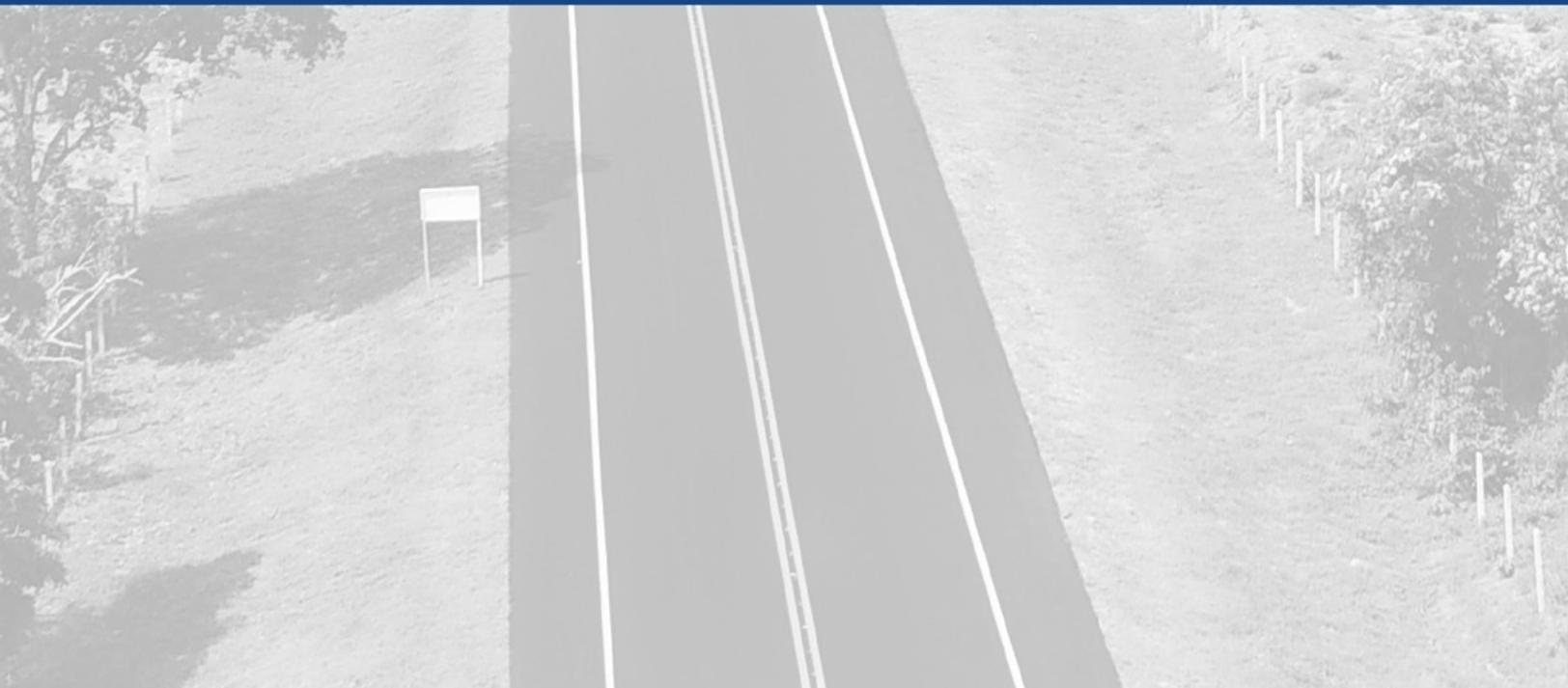
Tipo de Material Disponible	Tecnologías
Canto Rodado o Bloques	Geocolchones

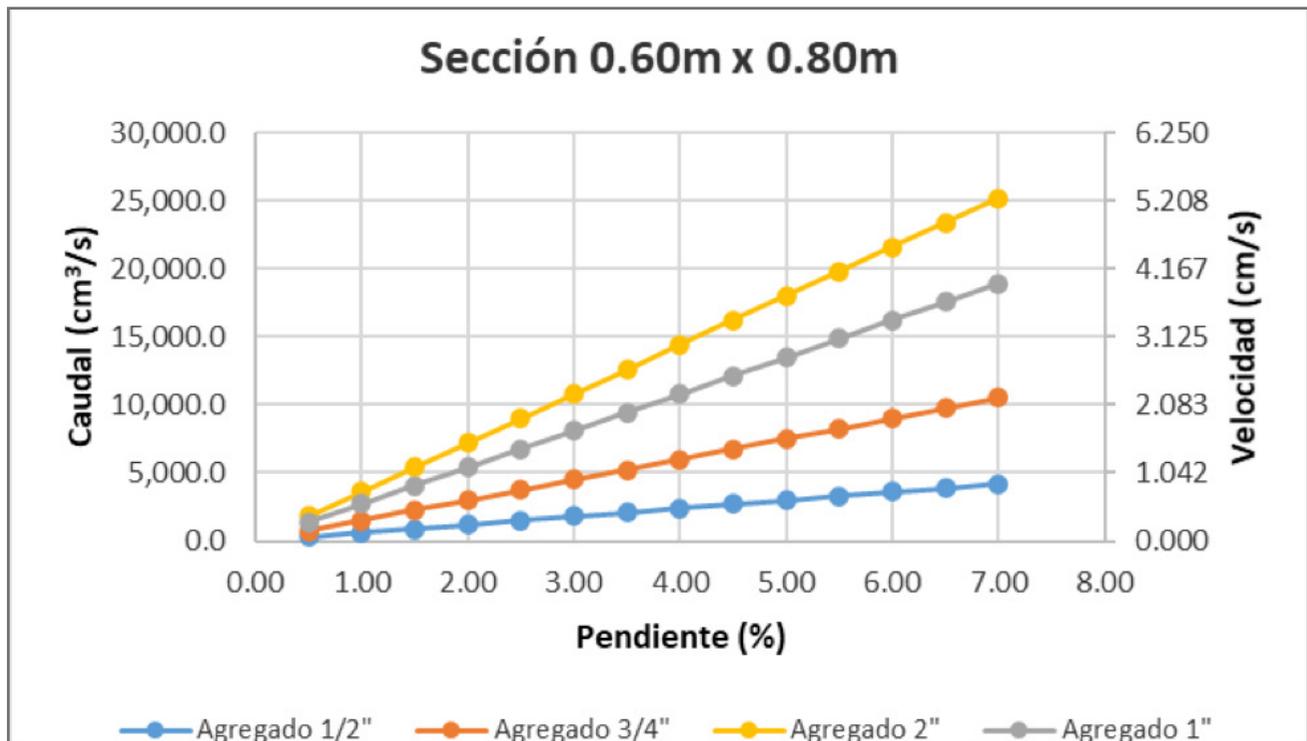
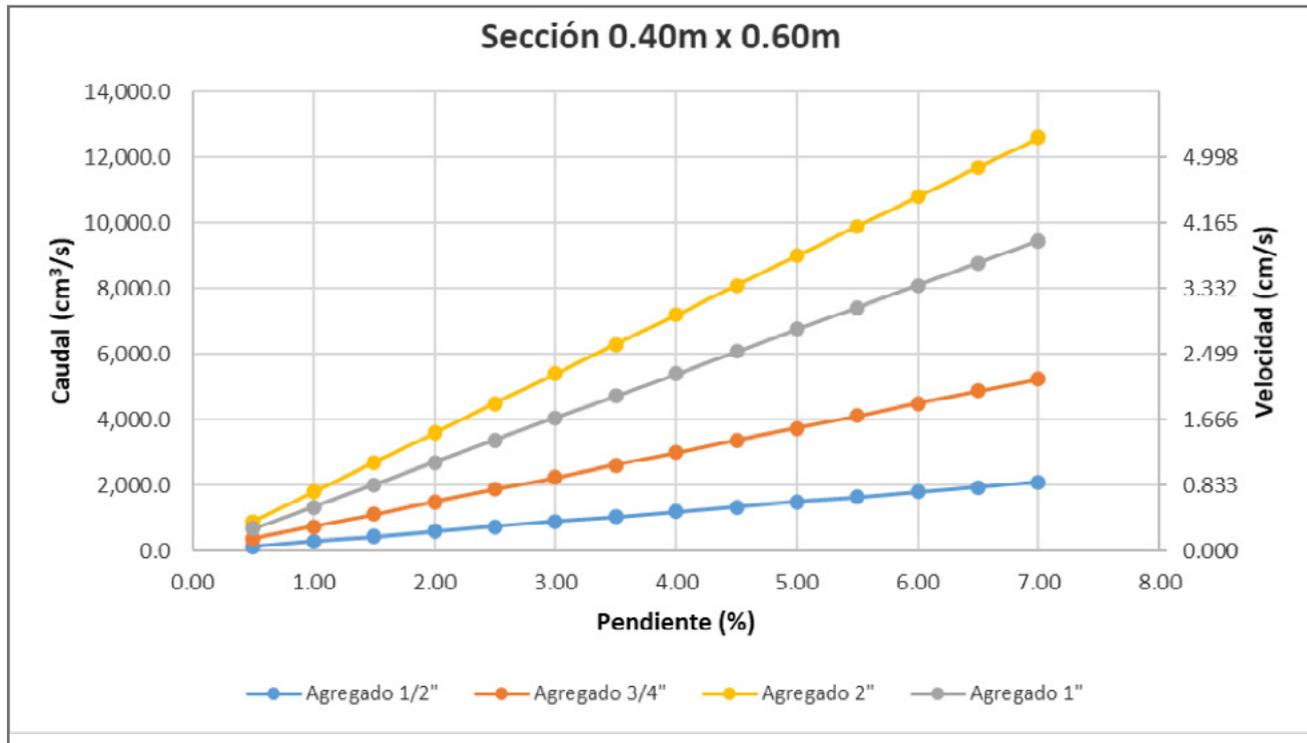
Tipo de Material Disponible	Tecnologías
Arena de lecho de río o playa, material de dragado	Geotextile Tubes, Geobags, Geobox. Siempre debe proponerse un revestimiento final
Concreto	Flexocreto, Bolsacreto, Geoceldas
Suelo de sitio	Geobags, Geobox. Pueden realizarse adiciones de cemento para mejorar calidad del material de lleno. Siempre debe proponerse revestimiento final.



A N E X O A

Gráficas de cálculo de caudal y velocidad, secciones típicas filtro francés

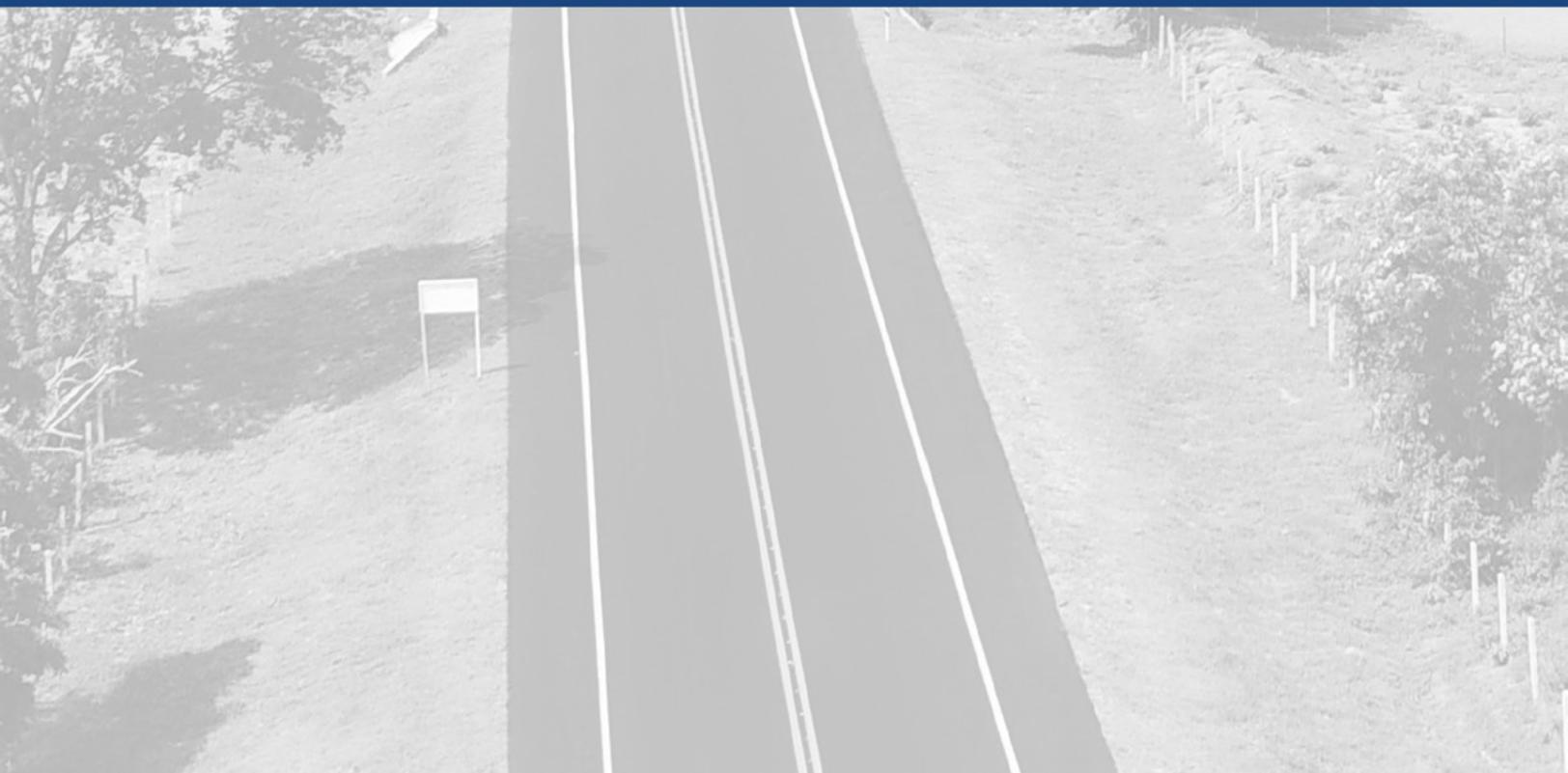






ANEXO B

Fichas Técnicas



Geotextiles Tejidos

Especificaciones Técnicas

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR6000	TR10000
Método Grab										
Resistencia a la Tensión	ASTM D4632	N (lb)	790 (178)	800 (180)	1140 (257)	1410 (317)	1870 (421)	2400 (540)	2900 (653)	3920 (882)
Elongación		%	13	16	15	15	19	16	22	19
Método Tira Ancha										
Sentido Longitudinal	ASTM D4595	kN/ m (lb/ft)	20 (1370)	21 (1439)	34 (2329)	40 (2740)	52 (3563)	67 (4591)	110 (7537)	200 (13703)
Elongación		%	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)
Elongación	ASTM D4595	%	10	9	9	10	10	10	10	10
Método CBR										
Resistencia al Punzonamiento	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)
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D4533	N (lb)	280 (63)	300 (68)	400 (90)	500 (113)	610 (137)	690 (155)	1700 (382)	2082 (468)
PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR6000	TR10000
Tamaño 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)
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	0.7 x 10 ⁻²	1.5 x 10 ⁻²	4.6 x 10 ⁻²	4.8 x 10 ⁻²	4.2 x 10 ⁻²	3.7 x 10 ⁻²	1.4 x 10 ⁻²	0.7 x 10 ⁻²
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	0.15	0.26	0.57	0.50	0.39	0.34	0.29	0.12
Tasa de flujo	ASTM D4491	l/min/m ²	430	600	1665	1343	1050	981	430	260
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR6000	TR10000
Espesor	ASTM D5199	mm	0.5	0.6	0.8	0.9	1.1	1.1	0.5	1.0
Resistencia UV @ 500 hr	ASTM D4355	%	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70
Rollo Ancho	Medido	m	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.75	3.75
Rollo Largo	Medido	m	160	160	140	120	100	100	100	100
Rollo Área	Calculado	m ²	616	616	539	462	385	385	308	375
FUNCIÓN DEL GEOTEXTIL			T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR6000	TR10000
Refuerzo			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Separación					✓	✓	✓	✓	✓	✓
Estabilización						✓	✓	✓	✓	✓

Nota:

1. Valores MARV, mínimo promedio por rollo, corresponden al promedio menos dos veces la desviación estándar, con base en la estadística de laboratorio del sistema de producción.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geotextiles No Tejidos y Repav

Especificaciones Técnicas

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	NT1600	NT1800	NT2000	NT2500	NT3000	NT4000	NT5000	NT6000	NT7000	REPAV 400	REPAV 450
Método Grab													
Resistencia a la Tensión	ASTM D4632	N (lb)	400 (90)	470 (106)	500 (113)	700 (158)	720 (162)	980 (221)	1165 (262)	1310 (295)	1530 (345)	470 (106)	550 (124)
Elongación		%	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50	>50
Método CBR													
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D6241	kN (lb)	1.1 (247)	1.3 (292)	1.5 (337)	1.9 (427)	2.1 (472)	2.8 (629)	3.3 (742)	4.0 (899)	4.6 (1034)	N.A.	N.A.
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D4533	N (lb)	164 (37)	190 (43)	210 (47)	260 (59)	295 (66)	350 (79)	400 (90)	470 (106)	570 (128)	180 (40)	230 (52)
PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	NT1600	NT1800	NT2000	NT2500	NT3000	NT4000	NT5000	NT6000	NT7000	REPAV 400	REPAV 450
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D4751	mm (Tamiz)	0.212 (70)	0.180 (80)	0.180 (80)	0.150 (100)	0.150 (100)	0.106 (140)	0.125 (120)	0.106 (140)	0.090 (170)	N.A.	N.A.
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	27 x 10 ⁻²	29x 10 ⁻²	25 x 10 ⁻²	29 x 10 ⁻²	27 x 10 ⁻²	20 x 10 ⁻²	22 x 10 ⁻²	17 x 10 ⁻²	12 x 10 ⁻²	N.A.	N.A.
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	2.1	2.1	1.7	1.7	1.5	1.0	1.0	0.6	0.4	N.A.	N.A.
Tasa de Flujo	ASTM D4491	l/min/m ²	5800	6120	4750	4800	4400	2930	2700	1920	1200	N.A.	N.A.
Retención de Asfalto	ASTM D6140	l/m ²	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	0.9	1.0
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	NT1600	NT1800	NT2000	NT2500	NT3000	NT4000	NT5000	NT6000	NT7000	REPAV 400	REPAV 450
Espesor	ASTM D5199	mm	1.3	1.4	1.5	1.7	1.8	2.0	2.2	2.8	2.9	1.3	1.5
Resistencia UV @ 500 hr	ASTM D4355	%	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70
Punto de Fusión	ASTM D276	°C	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	150	150
Rollo Ancho	Medido	m	3.5 • 3.8 • 4.0	3.5 • 3.8 • 4.0	3.5 • 3.8 • 4.0	3.5 • 3.8 • 4.0	3.5 • 3.8 • 4.0	3.5 • 3.8 • 4.0	3.5 • 3.8 • 4.0	3.5 • 3.8 • 4.0	3.5 • 3.8 • 4.0	3.8	3.8
Rollo Largo	Medido	m	160	150	130	120	120	130	120	100	80	180	150
Rollo Área	Calculado	m ²	560 • 608 • 640	525 • 570 • 600	455 • 494 • 520	420 • 456 • 480	420 • 456 • 480	455 • 494 • 520	420 • 456 • 480	350 • 380 • 400	280 • 304 • 320	684	570
FUNCIÓN DEL GEOTEXTIL			NT1600	NT1800	NT2000	NT2500	NT3000	NT4000	NT5000	NT6000	NT7000	REPAV 400	REPAV 450
Filtración			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
Drenaje			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
Protección			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
Separación						✓	✓	✓	✓	✓	✓		
Estabilización								✓	✓	✓	✓		
Repavimentación												✓	✓

Nota:

1. Valores MARV, mínimo promedio por rollo, corresponden al promedio menos dos veces la desviación estándar, con base en la estadística de laboratorio del sistema de producción.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geotextiles No Tejidos 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.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas Internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geotextiles HF

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	TR5000 HF	TR6000 HF	TR7000 HF
Método Grab					
Resistencia a la Tensión	ASTM D4632	N	2800	3300	4200
Elongación		%	13	19	14
Método de la Tira Ancha					
Sentido Longitudinal	ASTM D4595	kN/m	90	110	140
Elongación		%	13	13	14
Sentido Transversal	ASTM D4595	kN/m	90	110	140
Elongación		%	14	14	14
Resistencia al Punzonamiento CBR	ASTM D6241	kN	9.0	10.0	12.0
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D4533	N	1300	1800	3400
PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	TR5000 HF	TR6000 HF	TR7000 HF
Tasa de Flujo en el Plano	ASTM D4716 ³	l/h-m	11.26	12.24	13.09
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D4751	mm (Tamiz)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.300 (60)
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	12.0 x 10 ⁻²	9.0 x 10 ⁻²	4.70 x 10 ⁻²
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	0.97	0.60	0.36
Tasa de flujo	ASTM D4491	l/min/m ²	2430	1800	1024
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	TR5000 HF	TR6000 HF	TR7000 HF
Espesor	ASTM D5199	mm	1.20	1.40	1.50
Resistencia UV (%Retenido@500 hr)	ASTM D4355	%	>70	>70	>70
Rollo ancho	Medido	m	3.85	3.85	3.85
Rollo largo	Medido	m	100	80	80
Rollo área	Calculado	m ²	385	308	308

Nota:

- Los valores de las propiedades de esta especificación son vigentes a partir de marzo de 2021 y están sujetos a modificaciones sin previo aviso.
- Los valores publicados corresponden al sentido más desfavorable del Geotextil. Los Valores MARV corresponden a los valores promedio menos dos veces la desviación estándar.
- Ensayo modificado ajustando algunos parámetros en combinación con la ISO12958 e incluyendo aditamentos especiales para optimizar el ensayo en bajos espesores.
- La fabricación de nuestras soluciones opera bajo un sistema integrado de gestión de acuerdo con los requerimientos de las normas (ISO 9001; ISO 14001; OHSAS 18001).
Los valores de las propiedades que aparecen en esta especificación son obtenidos en nuestro laboratorio de control de calidad que cuenta con acreditación GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geotextiles Alto Módulo

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Resistencia a la tensión		N	4300	5000	6000	7000
Método Grab	ASTM D4632					
Elongación		%	18	18	18	18
Resistencia a la tensión método tira ancha						
Sentido longitudinal		KN/m	160	220	300	370
Sentido transversal	ASTM D4595	KN/m	80	90	100	120
Elongación		%	16	16	17	17

PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	2.55×10^{-2}	2.12×10^{-2}	2.42×10^{-2}	3.55×10^{-2}
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	0.34	0.25	0.22	0.20
Tamaño abertura aparente	ASTM D4751	mm (No tamiz)	0.150 (100)	0.125 (120)	0.106 (140)	0.106 (140)

PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Espesor	Medido	mm	0.75	0.85	1.10	1.78
Rollo ancho	Medido	m	3.75	3.75	3.75	3.75
Rollo largo	Medido	m	100	80	60	50
Rollo área	Medido	m ²	375	300	225	187.5

Esta tecnología de vanguardia, está siendo utilizada en macroproyectos a nivel mundial, permitiendo dar solución a los retos generados por nuestros suelos blandos tropicales, minimizando los tiempos de ejecución, reduciendo los costos y el impacto ambiental.

Nota:

Valores MARV, mínimo promedio por rollo, corresponden al promedio menos dos veces la desviación estándar, con base en la estadística de laboratorio del sistema de producción.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geodrén Planar

RED DRENANTE (HDPE)			
PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Espesor	ASTM D5199	mm	5.8
Resistencia a la compresión	ASTM D1621	kPa	700
Resistencia a la tensión	ASTM D4595	kN/m	4.8

GEOTEXTIL NO TEJIDO DE FILTRO (PP)			
PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Tamaño de apertura aparente	ASTM D4751	mm (N°. Tamiz)	0.180 (80)
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	2.9
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	46 x 10 ⁻²
Tasa de flujo	ASTM D4491	l/min/m ²	8109

PRESIÓN	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

GEOCOMPUESTO	
DIMENSIONES DEL ROLLO	
LONGITUD (m)	ALTURA (m)
50	0.5
50	1.0
50	2.0



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas Internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geodrén Vial

RED DRENANTE (HDPE)

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Espesor	ASTM D5199	mm	5.8
Resistencia a la compresión	ASTM D1621	kPa	700
Resistencia a la tensión	ASTM D4595	kN/m	4.8

GEOTEXTIL NO TEJIDO DE FILTRO (PP)

PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Tamaño de apertura aparente	ASTM D4751	mm (N°. Tamiz)	0.180 (80)
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	2.9
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	46 x 10 ⁻²
Tasa de flujo	ASTM D4491	L/min/m ²	8109

CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LA TUBERÍA CORRUGADA DE DRENAJE FÓRMULA DE PRANDTL COLEBROOK

PENDIENTE (%)	65mm		100mm		160mm		200mm	
	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
PRESIÓN	l/s-m
10 kPa	0.489
20 kPa	0.449
50 kPa	0.391

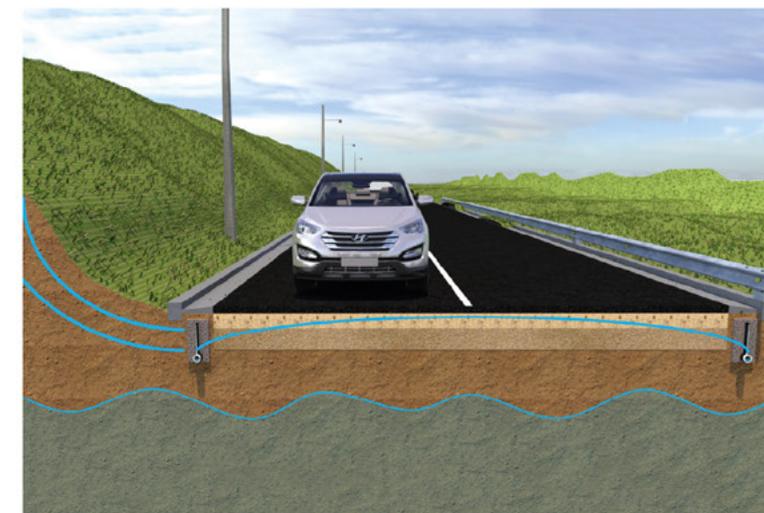


GEOCOMPUESTO

DIMENSIONES DEL ROLLO

DIÁMETRO (MM)	LONGITUD (M)	ALTURA (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 rollo incluye una unión



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geodrén HF

GEOTEXTIL NO TEJIDO DE FILTRO (PP)			
PROPIEDAD	NORMA	UNIDAD	VALOR
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	2,60
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	30 x 10 ⁻²
Tasa de flujo	ASTM D4491	l/min/m ²	7350
Resistencia Tensión (GRAB)	ASTM D4632	N	500
Punzonamiento CBR	ASTM D6241	kN	1,5
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D4533	N	210

GEORED (HDPE)			
PROPIEDAD	NORMA	UNIDAD	VALOR
Esfuerzo a compresión al punto de fluencia	ASTM D6364	kPa	700
Fuerza a la rotura	ASTM D7179	kN/m	5,0

PRESIÓN (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

Nota:

1. Sentido longitudinal del rollo.

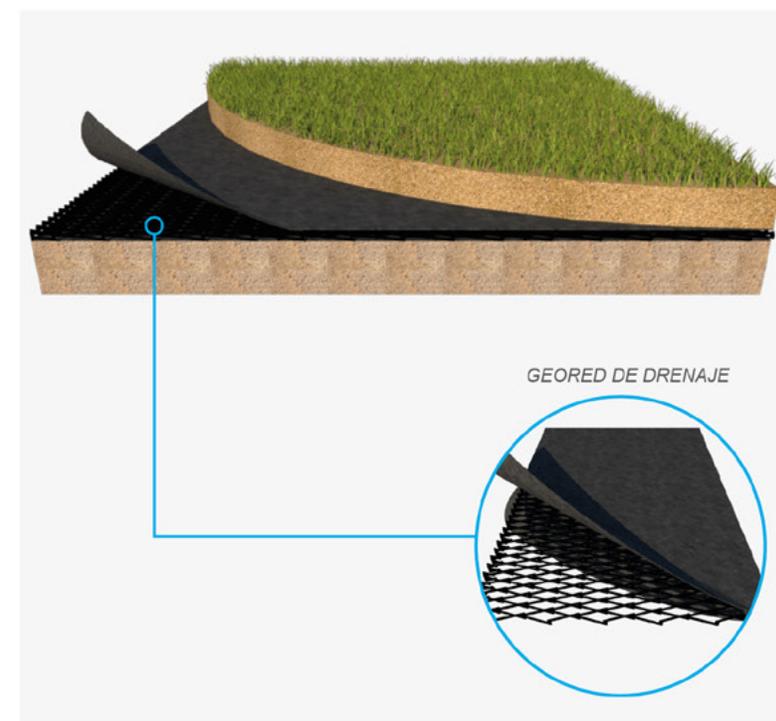
CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.

PRESENTACIÓN	DIMENSIONES DEL ROLLO	
AREA ROLLO (m ²)	LONGITUD (m)	ALTURA (m)
60	30	2,0



TecDren

LÁMINA (HDPE)

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Resistencia a la compresión	ASTM D1621	kPa	200
Altura del nódulo	ASTM D5199	mm	8
Peso por unidad de área	ASTM D5261	g/m ²	500 ± 5%
Densidad de nódulos	-	#/m ²	>1860
Brecha de aire entre nódulos	-	l/m ²	5.3

GEOTEXTIL NO TEJIDO DE FILTRO (PP)

PROPIEDADES HIDRAÚLICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Tamaño de apertura aparente	ASTM D4751	mm	0.140
Permitividad	-	s ⁻¹	1.16
Permeabilidad	ASTM D 4491	cm/s	93 X 10 ⁻³
Tasa de flujo	ASTM D4491	l/min	6600

DIMENSIONES DEL ROLLO

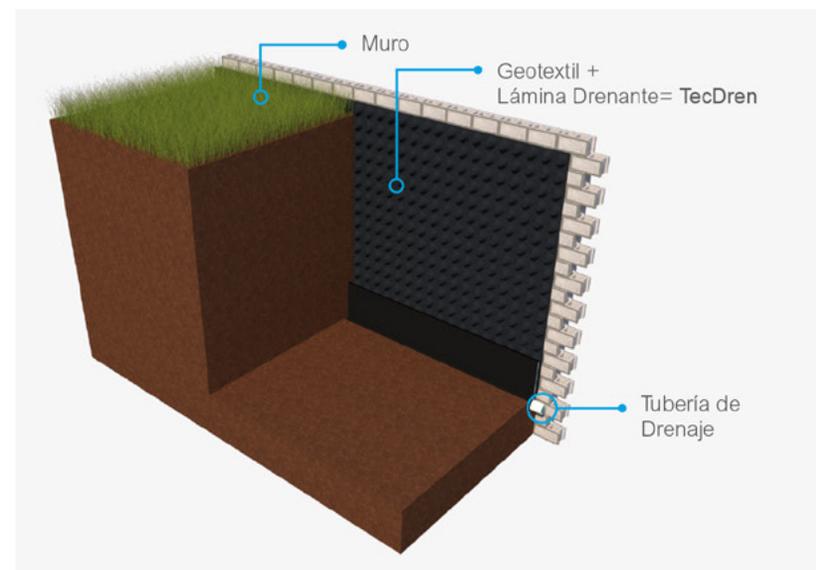
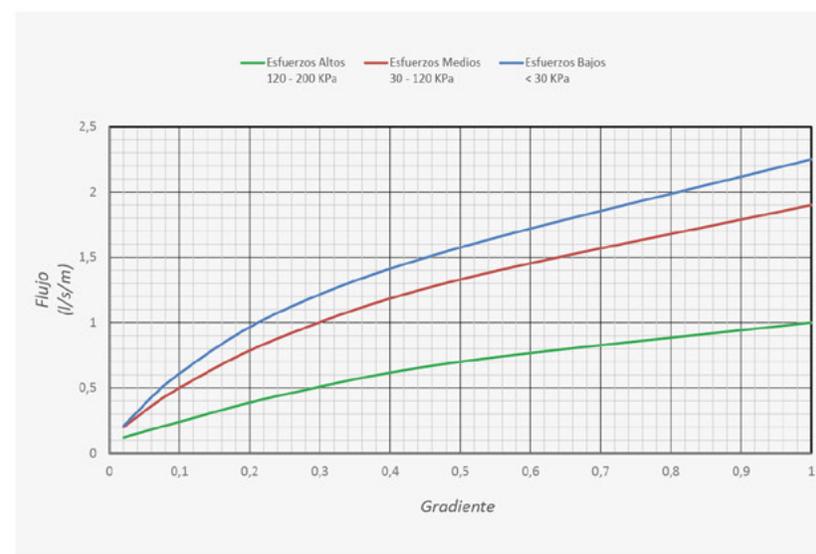
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Ancho	Medido	m	2.0 ± 1%
Largo	Medido	m	20 ± 1%
Área	Medido	m ²	40 ± 2%
Peso unitario	Medido	g/m ²	600 ± 3%
Peso	Medido	kg	24.5 ± 3%
Espesor total Geocompuesto	Medido	mm	8.6 ± 1%

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geobags

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			T 2400	TR 4000
DESCRIPCIÓN	NORMA	UNIDAD	VALOR ²	VALOR ²
Resistencia a la tensión tira ancha	ASTM D4595	kN/m	40	67
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	4.8 x 10 ⁻²	3.7 x 10 ⁻²
Permitividad	ASTM D4491	seg ⁻¹	0.50	0.34
Método CBR resistencia al punzonamiento	ASTM D6241	kN	5.3	8.4

MEDIDAS				
DESCRIPCIÓN	NORMA	UNIDAD	VALOR	REFERENCIAS
Altura	Medido	cm	100 / 115	(A)
Ancho tapa inferior	Medido	cm	94	(B)
Largo tapa inferior	Medido	cm	94	(C)
Largo libre de reata	Medido	cm	60	(D)
Ancho tapa superior	Medido	cm	110	(F)
Largo tapa superior	Medido	cm	120	(E)

Notas:

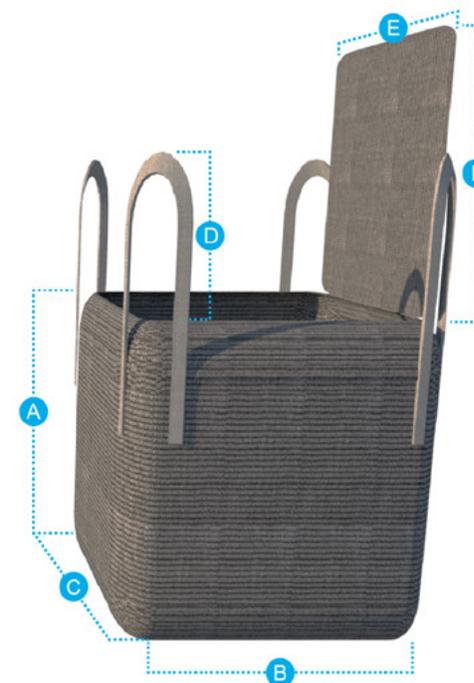
1. Todas las dimensiones son +/- 3cm. El Geobag podrá ser fabricado de acuerdo a las dimensiones requeridas en la obra.
2. Los valores enunciados de los Geotextiles Tejidos, corresponden a los promedios estadísticos de los lotes de producción (Valores MARV) obtenidos en laboratorio.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



PRESENTACIÓN	
DESCRIPCIÓN	
Referencia	GEOBAG
Color	Negro/ Reatas Blancas
Capacidad	1800Kg Aprox.
Material	Geotextil Tejido de polipropileno



Geobox

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	Geobox T2400	Geobox TR4000	Geobox TR5000HF	Geobox TR6000HF	Geobox TR7000HF
Método Grab							
Resistencia a la tensión	ASTM D4632	N	1410	2400	2800	3300	4200
Elongación		%	15	16	13	19	14
Método tira ancha							
Sentido longitudinal	ASTM D4595	kN/ m	40	67	90	110	140
Elongación		%	11	12	13	13	14
Sentido transversal	ASTM D4595	kN/ m	40	60	90	110	140
Elongación		%	10	10	14	14	14
Método CBR resistencia al punzonamiento							
Resistencia al rasgado trapecial	ASTM D6241	kN	5.3	8.4	9.0	10.0	12.0
Método CBR resistencia al punzonamiento							
Resistencia al rasgado trapecial	ASTM D4533	N	500	690	1300	1800	3400
PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	Geobox T2400	Geobox TR4000	Geobox TR5000HF	Geobox TR6000HF	Geobox TR7000HF
Tasa de flujo en el plano	ASTM D4716 ⁴	l/seg-m	-	-	11.26	12.24	13.09
Tamaño de abertura aparente	ASTM D4751	mm(Tamiz)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.300 (60)
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	4.8 x 10 ⁻²	3.7 x 10 ⁻²	12.0 x 10 ⁻²	9.0 x 10 ⁻²	4.70 x 10 ⁻²
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	0.50	0.34	0.97	0.60	0.36
Tasa de flujo	ASTM D4491	l/min/m ²	1343	981	2430	1800	1024
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	Geobox T2400	Geobox TR4000	Geobox TR5000HF	Geobox TR6000HF	Geobox TR7000HF
Espesor Geotextil	ASTM D5199	mm	0.9	1.1	1.20	1.40	1.50
Resistencia UV (% Retenido@500 hr)	ASTM D4355	%	>70	>70	>70	>70	>70
Dimensiones	-	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:

1. Los Valores corresponden a valores técnicos MARV.
2. El valor de TAA representa el valor de apertura máxima por rollo.
3. Todas las dimensiones son +/- 5 cm y corresponden a medidas antes de llenado.
4. Ensayo modificado ajustando algunos parámetros en combinación con la ISO12958 e incluyendo aditamentos especiales para optimizar el ensayo en bajos espesores.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.



Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.

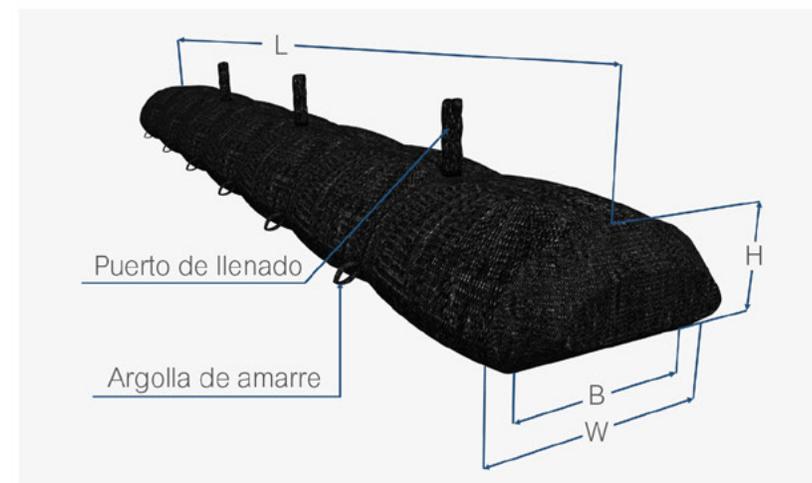


Geotextile Tube

DIMENSIONES				
H	CONDICIÓN LLENADO	W (m)	B (m)	Vol.(m ³ /ml)
0.80	No sumergida	1.95	1.48	1.30
1.00	No sumergida	1.90	1.20	1.50
1.25	No sumergida	3.07	2.33	3.30
1.40	No sumergida	3.8	3.11	4.70
1.60	No sumergida	3.70	2.85	5.0
1.80	No sumergida	4.70	3.70	7.10
2.00	Sumergida	5.0	4.80	8.4

CARACTERÍSTICAS

- La longitud de los Geotextile Tubes será siempre múltiplo de 3.50 m.
- Los Geotextile Tubes tendrán 3 puertos repartidos proporcionalmente en su longitud.
- Los puertos siempre tendrán un diámetro \varnothing 12" y una longitud L: 1.00 m, a no ser que trabajen con un equipo de llenado que no requiera condiciones especiales.
- La longitud estándar de los Geotextile Tubes será de 24.5 m.
- Las argollas de anclaje están colocadas a lo largo del Geotextile Tubes cada 3.50 m.



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Bolsacreto

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	1101/1102	1401/1402
Resistencia a la tensión	ASTM D4632	520 N	670 N
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D4533	250 N	269 N
PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	1101/1102	1401/1402
Tamaño de abertura aparente	ASTM D4751	0.30 mm (Tamiz No.50)	0.30 mm (Tamiz No. 50)
Permitividad	ASTM D4491	0.31 s ⁻¹	0.30 s ⁻¹
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	1101/1102	1401/1402
Tipo de polímero	Medido	Polipropileno	Polipropileno
Ancho de válvula de llenado	Medido	35 cm	35 cm
Largo válvula de llenado	Medido	50 cm	50 cm
Abertura válvula de llenado	Medido	22 cm	22 cm
Costura de bolsacreto	Medido	Doble	Doble
Capacidad aproximada	Medido	1 m ³ / 2 m ³	1 m ³ / 2 m ³
Dimensiones	Medido	(1.20x2.40) m / (1.85x2.70) m	(1.20x2.40) m / (1.85x2.70) m



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geocolchón

PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	P-UX100M ¹
Tipo de polímero	Fabricante	HDPE
Rollo ancho	Medido	1.3 m
Rollo largo	Medido	50 m
Rollo área	Calculado	65 m ²

DURABILIDAD	NORMA	P-UX100M ¹
Resistencia a la degradación a largo plazo	EPA 9090	100%
Resistencia a la degradación UV ³	ASTM D4335	100%

PROPIEDADES ÍNDICE	NORMA	P-UX100M ¹
Elongación punto de fluencia	ASTM D6637	11 %
Resistencia última a la tensión	ASTM D6637	60 kN/m
Rigidez flexural ²	ASTM D7748	420.000 mg-cm
Área abierta	CWO2215	60%
Dimensiones típicas de abertura (Ver figura)	(-)	(-)



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.

DIMENSIONES 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. A menos que se indique lo contrario, los valores mostrados son valores mínimos promedio por rollo (VMPR).
2. Resistencia a la rigidez flexural determinada de acuerdo con la norma ASTM D-7748, usando especímenes de 2 aberturas de ancho por al menos 900mm de longitud.
3. Resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando la muestra es sometida a 500 horas de luz ultravioleta y condiciones extremas de intemperie de acuerdo con la norma ASTM D4355.



Flexocreto

PROPIEDADES MECÁNICAS ¹	NORMA	VALOR Flexocreto 12000
Resistencia a la tensión/tira ancha (SL / ST)	ASTM D4595	64 / 72 KN/m
Elongación a la rotura (SL / ST)	ASTM D4595	15% / 15%
Resistencia a la tensión Grab	ASTM D4632	2200 N
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D4533	900 N
Resistencia al punzonamiento CBR	ASTM D6241	7.5 KN
PROPIEDADES HIDRÁULICAS ¹	NORMA	12000
Tamaño de abertura aparente	ASTM D4751	Tamiz No. 120 0.125 mm
Tasa de flujo	ASTM D4491	620 l/min/m ²
Permitividad	ASTM D4491	0.18 s ⁻¹
Permeabilidad	ASTM D4491	0.6 x10 ⁻² cm/s
PROPIEDADES FÍSICAS ¹	NORMA	12000
Tipo de polímero	(-)	Poliéster de alta tenacidad
Masa por unidad de área	ASTM D5261	230 gr/m ²
Espesor por capa de tela sintética ⁽¹⁾	ASTM D5199	0.36 mm
PUNTOS DE FILTRACIÓN	NORMA	12000
Separación de puntos (entre ejes) SL / ST	Medido	28,5 / 27,5 cm
Área del punto	Calculado	18.92 cm ²
Perímetro	Calculado	17,4 cm
PRESENTACIÓN	NORMA	12000
Ancho	Medido	3.14 m
Largo	Medido	100 m
Altura aproximada de llenado ⁽²⁾	Estimado	12 cm

Notas:

1. Los valores enunciados corresponden a una sola capa de tela.
2. Varía ± 3 cm según inclinación de la superficie a revestir, presión de llenado y fluidez de la mezcla, principalmente.

CONVENCIONES:

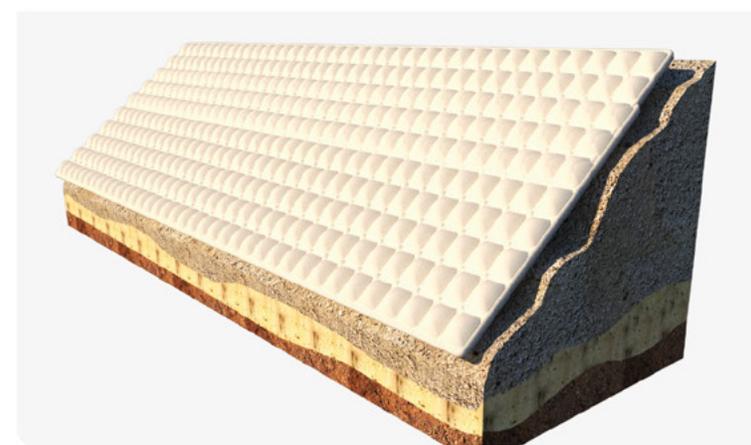
ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



▲ Protección de estructuras hidráulicas.



▲ Perfil de protección de margen con Flexocreto.



Mantos Temporales



AGROMANTO

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	3000 F-P	3200 FC-F	4600 FC - FP
Resistencia a la tensión	ASTM D6818	1.3 kN/m	2.6 kN/m	1.3 kN/m
Elongación	ASTM D6818	22% Max	21% Max	18% Max
Rigidez	ASTM D1388	6 a 10 cm	8 a 12 cm	13 a 18 cm
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	3000 F-P	3200 FC-F	4600 FC - FP
Masa por unidad de área	ASTM D6566	300 ± 10%	320 ± 10%	460 ± 10%
Espesor	ASTM D5199	3.0 mm	3.2 mm	5.0 mm
Penetración de luz (% Absorción)	Método ECTC	50 a 70%	50 a 70%	70 a 90%
Longevidad funcional ⁽²⁾	Observado	<12 meses	<24 meses	<36 meses
Color	Observado	Yute (Beige)	Yute (Beige)	Yute (Beige)
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	3000 F-P	3200 FC-F	4600 FC - FP
Peso	Calculado	30 kg	32 kg	46 kg
Ancho	m	2.0	2.0	2.0
Largo	m	50	50	50
Área	m ²	100	100	100
CONVENCIÓN	MATRIZ	MALLA		
F-P	Fique	Polipropileno		
FC-F	Coco,Fique	Fique		
FC-FP	Coco,Fique	Fique, Polipropileno		



FIBRA DE COCO

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR ¹
Resistencia a la tensión	ASTM D6818	kN/m	2,9
Elongación	ASTM D6818	% Max	29
Rigidez	ASTM D1388	cm	8 a 12
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR ¹
Masa por unidad de área	ASTM D6566	g/m ²	320 ± 10%
Espesor	ASTM D5199	mm	4,33
Penetración de luz (% Absorción)	Método ECTC	%	50 a 70
Longevidad funcional ⁽²⁾	Observado	-	<24 meses
Color	Observado	-	Marron
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	UNIDAD	VALOR ¹
Peso	Calculado	kg	32
Ancho	Calculado	m	2
Largo	Calculado	m	50
Área	Calculado	m ²	100
CONVENCIÓN	MATRIZ	MALLA	
C-P	Coco	Polipropileno	



ECOMATRIX

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	VALOR	PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	VALOR	PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	VALOR
Resistencia a la tensión	ASTM D6818	4.0 KNm	Tamaño de abertura	Medida	2x5 mm	Ancho	Medido	3.8 m
Elongación	ASTM D6818	21%	Absorción de la humedad	ASTM D570	0.01%	Largo	Medido	300 m
			Tipo de polímero	Fabricante	PP	Área	Calculado	1140 m ²
			Color	Observado	Verde			

Nota:

1. Ficha en Valores Típicos
2. La longevidad funcional es solo una guía. Esta podrá variar de acuerdo con las condiciones climáticas y microbiológicas del sitio del proyecto.

Definiciones:

ECTC: Erosion Control Technology Council.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Mantos Permanentes

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Resistencia a la tensión ⁽¹⁾						
Elongación longitudinal	ASTM D6818	%	19.8	19.0	40.0	40.0
Elongación transversal	ASTM D6818	%	26.7	26.0	40.0	40.0
Sentido longitudinal	ASTM D6818	kN/m	3.3	5.3	45.0	60.0
Sentido transversal	ASTM D6818	kN/m	2.6	4.4	30.0	45.0
Resiliencia ⁽¹⁾	ASTM D6524	%	-	-	60.0	60.0
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Masa por unidad de área ⁽¹⁾	ASTM D6566	g/m ²	310 ± 5%	320 ± 5%	270	340
Espesor ⁽¹⁾	ASTM D6525	mm	6.81	6.82	7.0	10.0
Penetración de la luz ⁽¹⁾	ASTM D6567	%	27.6	27.6	35.0	30.0
Estructura	-	-	-	-	3D Rectangular	3D Rectangular
Color	-	-	Verde	Verde	Verde	Verde
PROPIEDADES DE DESEMPEÑO	NORMA	UNIDAD	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Esfuerzo cortante ⁽²⁻³⁾	Gran escala	Pa	386	480	575	766
Velocidad admisible ⁽²⁻³⁾	Gran escala	m/s	4.5	5.0	6,1	7.6
"n" de Manning profundidad de flujo entre 0.15 -0.6	Calculado	-	0.03-0.018	0.03-0.018	0.028	0.028
Germinación de las semillas ⁽³⁾	ASTM D 7322	-	470	470	200-220	255-296
DURABILIDAD	NORMA	VALOR	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Resistencia UV (% Retenido @ 1000hr) ⁽²⁾	ASTM D4355	%	90	90	90	-
Resistencia UV (% Retenido @ 3000hr) ⁽²⁾	ASTM D4355	%	-	-	90	90
Resistencia UV (% Retenido @ 6000hr) ⁽²⁾	ASTM D4355	%	-	-	-	90
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	UNIDAD	TRM 500	TRM 550	TRM 700	TRM 1000
Ancho	Medido	m	2.0	2.0	3.4	3.4
Largo	Medido	m	25	25	50	50
Área	Calculado	m ²	50	50	170	170

Notas:

- Ficha en Valores Típicos
- La velocidad máxima admisible y el esfuerzo cortante ha sido obtenido a través de ensayos programados con tipos de suelos específicos, clases de vegetación, condiciones de flujo y criterios de falla. Estas condiciones pueden ser no relevantes para cada proyecto, y no son replicables para otros proveedores.
- Calculado como porcentaje del incremento en la biomasa media de la planta con la semilla de pasto fetuca sembrado en tierra orgánica luego de 21 días de siembra.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Sistema de Alto Desempeño Anchormat

MANTO PARA CONTROL DE EROSIÓN DE ALTO DESEMPEÑO

Manto de control de erosión de alto desempeño TRM 1000 y anclajes de percusión pretensados está disponible en verde para proporcionar una solución estéticamente agradable, con desempeño comprobado.

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	VALOR
Resistencia a la tensión	ASTM D6818	60 x 45 kN/m
Elongación (%)	ASTM D6818	40 x 40%
Resiliencia	ASTM D6524	60%
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	VALOR
Espesor	ASTM D6525	10.0 mm
Penetración de la luz ²	ASTM D6567	30%
Color	Observado	Verde
DURABILIDAD	NORMA	VALOR
Resistencia UV @3000 horas	ASTM D4355	90%
Resistencia UV @6000 horas	ASTM D4355	90%
DESEMPEÑO	NORMA	VALOR
Velocidad admisible (vegetado) ^{2,3}	Gran Escala	7,6 m/s
Esfuerzo cortante (vegetado) ^{2,3}	Gran Escala	766 Pa
PRESENTACIÓN DEL ROLLO		VALOR
Ancho		3.4 m
Largo		50 m
Área		170 m ²

Notas:

- Ficha en Valores Típicos.
- La velocidad máxima permisible y el esfuerzo cortante máximo han sido obtenidos completamente vegetados a través de ensayos programados con tipos de suelo específicos, clases de vegetación, condiciones de flujo y criterios de falla. Estas condiciones pueden ser no relevantes para cada proyecto, no son replicables para otros proveedores. Por favor contacte al departamento de ingeniería para mayor información.
- Calculado como valor típico de ensayos a gran escala en canales flexibles con profundidad de flujo entre 6 a 12 pulgadas.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.

ANCLAJE

El tipo de anclaje está específicamente diseñado y su comportamiento/compatibilidad han sido validadas con HR - TRM1000, para proporcionar una solución integral a largo plazo. La vida útil esperada de ARCHORMAT® es de 20 años debido a su resistencia UV superior, resistencia a la corrosión, resistencia y durabilidad en los entornos más exigentes.

PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	VALOR	COMPONENTE
Ancho		25mm	
Longitud	ASTM B-85	84mm	Cabeza del anclaje
Área de carga		16cm ²	(Forma de bala)
Peso		45g	
Diámetro	ASTM A-1023	3mm	Cable tendón
Tipo de construcción		1x19	
Diámetro	ASTM B-240-10	108mm	Platina de carga
Espesor		2.5mm	
Longitud	MS51844	15.875mm (5/8")	Abrazaderas
Espesor de pared		4.8mm (3/16")	fijas
DESEMPEÑO		VALOR	
Carga de trabajo del cable tendón		3.56 kN (0.8 Kips)	
Resistencia pico del cable tendón		4.89 kN (1.1 Kips)	
Carga compuesta del anclaje*		2.22 kN (0.5 Kips)	
Profundidad mínima de anclaje		0.91m (3.0 ft.)	
Profundidad máxima de anclaje		1.52m (5.0 ft.)	

*El desempeño del anclaje es función de la resistencia del suelo in situ y por lo tanto el rango de carga en esta memoria descriptiva debe considerarse sólo como una guía. Las condiciones del suelo específicos del sitio serán evaluados por un ingeniero geotecnista que determine, la profundidad y el patrón requerido para el proyecto. Pruebas de Pull Out antes de la construcción pueden ser recomendadas.



Mallas MS90

PROPIEDADES MECÁNICAS		
CARACTERÍSTICAS	NORMA	VALOR
Resistencia a la tracción alambre	INV E - 501 / ASTM A641	38 a 50 Kg/mm ²
Resistencia a la tensión de la malla paralelo	ASTM A975	43.0 kN/m
Resistencia a la tensión a la malla perpendicular	ASTM A975	20.4 kN/m
Elongación	EN10223 - 3	10%

PROPIEDADES FÍSICAS		
CARACTERÍSTICAS	NORMA	VALOR
Diámetro mínimo del alambre para la malla	EN 10223 - 3	2.70mm + PVC (diámetro externo 3.70mm)
Diámetro de los bordes	EN 10223 - 3	3.40mm + PVC (diámetro externo 4.40mm)
Recubrimiento mínimo de zinc	ASTM A641	260 gr/m ²
Abertura de la malla	Medido	8X10 cm
Recubrimiento	Malla triple torsión en galvanizado + PVC shore A (ASTM A 975 97)	0.5 mm

DIMENSIONES DEL ROLLO		
CARACTERÍSTICAS	NORMA	VALOR
Ancho	Medido	2.0 m
Largo	Medido	25 m
Área	Calculado	50 m ²
Peso	Medido	100 Kg



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geocelda

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR				
			445 - 075	356 - 100	356 - 120	445 - 150	445 - 200
Resistencia a la tensión en el punto de fluencia Valor mínimo (± 3%)	ISO 10319	kN/m	22	22	22	22	22
Resistencia a la tensión en la soldadura Valor mínimo (± 3%)	ISO 13426-1 Metodo B	kN/m	16	16	16	16	16
Tiempo inducción oxidación	ASTM D3895	min	>150	>150	>150	>150	>150
Resistencia al agrietamiento por exposición ambiental	ASTM D1693	h	≥5000	≥5000	≥5000	≥5000	≥5000
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	445 - 075	356 - 100	356 - 120	445 - 150	445 - 200
Material	-		HDPE Virgen				
Densidad	ASTM D1505	g/cm3	0.945 - 0.960	0.945 - 0.960	0.945 - 0.960	0.945 - 0.960	0.945 - 0.960
Negro de humo	ASTM D1603	%	>1.5	>1.5	>1.5	>1.5	>1.5
Espesor (texturizado)	ASTM D5199	mm	1.50 (±10%)	1.50 (±10%)	1.50 (±10%)	1.50 (±10%)	1.50 (±10%)
Distancia entre costillas	Medido	mm	445	356	356	445	445
Dimensiones de la celda abierta (± 3%)	Medido	mm	315 x 304	259 x 226	259 x 226	315 x 304	315 x 304
Altura de las celdas (± 3%)	Medido	mm	75	100	120	150	200
Dimensiones de la sección 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 sección expandida (± 3%)	Medido	m2	22,96	18,37	18,37	45,96	22,96
Ranurada (Conexión pines)			-	X	X	X	X

PIN CONECTOR	PROPIEDADES
--------------	-------------

Piezas	2 (pin y abrazadera)
Color	Naranja, para facilitar la identificación de la unión de los paneles en el proceso de instalación.

ABRAZADERA	PROPIEDADES	PIN	PROPIEDADES
Ancho	20 mm	Diámetro cabeza	20 mm
Largo	20 mm	Altura	24 mm
Espesor	5 mm	Diámetro del vástago	7 mm



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geomalla Biaxial

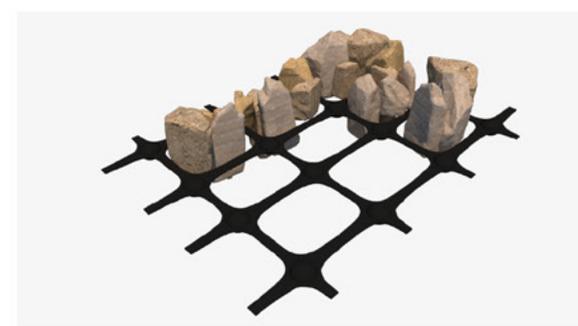
PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	P-BX 2020		P-BX 3030	
			SL ¹	ST ¹	SL ¹	ST ¹
Rigidez radial ⁵	ISO 10319	kN/m	380		600	
Resistencia última a la tensión	ASTM D6637	kN/m	20	20	30	30
Eficiencia de los nodos ²	ASTM D7737 / D6637	%	95		95	
Rigidez flexural	ASTM D7748	mg - cm	700.000		2.000.000	
Rigidez torsional (J) ³	GRI GG9	cm - kg/deg	3.3		5.5	

PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	P-BX 2020		P-BX 3030	
			SL ¹	ST ¹	SL ¹	ST ¹
Tamaño de abertura	Medido	mm	40	40	40	40
Espesor de las costillas	Medido	mm	1.3	0.7	2.4	1.0
Ancho de la costilla	Medido	mm	2.3	3.1	2.4	3.7
Resistencia a la degradación UV ⁴	ASTM D4355 / D6637	%	90		90	
Resistencia a los daños químicos	EPA 9090 A	%	100		100	

PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	UNIDAD	P-BX 2020	P-BX 3030
Ancho del rollo	Medido	m	3.90	3.90
Largo del rollo	Medido	m	51.3	51.3
Área del rollo	Medido	m ²	200	200

Nota:

- Todos los valores mostrados son VMPR (Valores mínimos promedio por rollo).
1. SL = Sentido Longitudinal
ST = Sentido Transversal
 2. Expresada como comparación entre las resistencias de la ASTM D7737 y ASTM D6637 de la misma muestra.
 3. Resistencia en el plano rotacional de movimiento medida mediante la aplicación de un momento de 20kg-cm en la junta central de una muestra de 9" x 9" restringida en su perímetro de acuerdo con la Metodología del Cuerpo de Ingenieros de USA para medida de Rigidez Torsional.
 4. Expresado como porcentaje de la resistencia última a la tensión.
 5. Al 2% de deformación bajo carga radial de 360°. Determinado de las pruebas de acuerdo con la norma ISO 10319



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geomalla Uniaxial

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	VALORES SL ¹							
			GEOMALLA GUX-25	GEOMALLA GUX-30	GEOMALLA GUX-37	GEOMALLA GUX-49	GEOMALLA GUX-61	GEOMALLA GUX-66	GEOMALLA GUX-74	GEOMALLA GUX-89
Resistencia máxima de diseño a largo plazo para 120 años de vida de diseño ²	GRI GG4-05	kN/m	24.60	29.80	37.00	49.30	61.20	65.90	74.40	89.30
Resistencia última a la tensión	ASTM D6637	kN/m	59	70	87	116	144	155	175	210
Resistencia a la tensión @2% deformación	ASTM D6637	kN/m	16.2	19	24.7	34.2	39.9	42.8	48.5	58
Resistencia a la tensión @5% deformación	ASTM D6637	kN/m	30.4	36.1	47.5	68.4	77.9	85.5	95	114
Resistencia en las uniones	ASTM D7737	kN/m	56.1	66.5	82.7	110.2	136.8	147.3	166.3	199.5
Rigidez flexural	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

PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	VALORES SL ¹							
Tamaño de abertura en sentido longitudinal (SL)	Medido	mm	410.00	419.00	430.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00
Tamaño de abertura en sentido transversal (ST)	Medido	mm	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00
Rollo ancho	Medido normalmente	m	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Rollo largo	Medido normalmente	m	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Rollo área	Calculado	m ²	65.00	65.00	65.00	65.00	50.00	50.00	50.00	50.00

DURABILIDAD	NORMA	UNIDAD	VALORES SL ¹							
Resistencia a la degradación a largo plazo	EPA 9090	%	100	100	100	100	100	100	100	100
Resistencia a la degradación UV	ASTM D4355	%	100	100	100	100	100	100	100	100

FACTORES DE REDUCCIÓN RECOMENDADOS PARA RESISTENCIAS ADMISIBLES ²	NORMA	VALORES SL ¹								
Factor de reducción mínimo para daño de instalación (FRDI)	ASTM D5818	1.07	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Factor de reducción para creep para diseño de 120 años de vida (FRFL)	ASTM D5262	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24
Factor de reducción mínimo para durabilidad (FRDQB)	ASTM D5322 / ASTM D6213	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Nota:

- A menos que se indique lo contrario, los valores mostrados son valores mínimos promedio por rollo (VMPR) SL: Sentido Longitudinal.
- Los factores de reducción son usados para calcular la resistencia a la tensión disponible a largo plazo de la geomalla (tensión admisible). La tensión admisible (Tadm) se determina mediante la reducción de la resistencia a la tensión última (Tult) por factores de reducción de daños de instalación (FRDI), fluencia del material o Creep (FRFL) y durabilidad química/biológica (FRDQB). por GRI-GG4-05 [Tadm = Tult / (FRDI•FRFL•FRDQB)]. Los valores de reducción recomendados están basados en ensayos específicos del material. Las especificaciones del proyecto, estándares públicos o privados o códigos de diseño podrían requerir factores de reducción mayores. El diseño de la estructura donde será usada la geomalla, incluyendo la adopción de factores de reducción adecuados y vida útil de diseño, es responsabilidad exclusiva del diseñador del proyecto.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

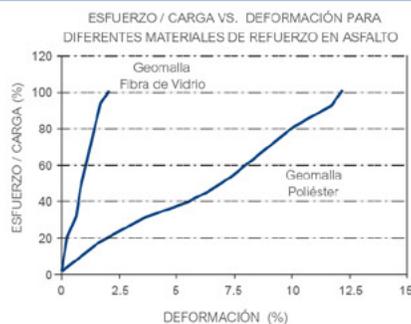
La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geomalla Fibra de Vidrio

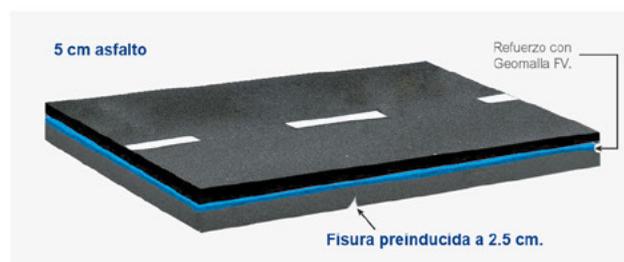
PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	R-50	R-100
Resistencia a la tensión última (ST/SL) ¹	ASTM D6637	kN/m	50/50	100/100
Propiedades de retracción	CRDRG01	%	*Menos del 0.5% @ 200°C después de 15 Min"	*Menos del 0.5% @ 200°C después de 15 Min"
Elongación máxima a la rotura (ST/SL) ¹	ASTM D6637		≤3	≤3
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	R-50	R-100
Tamaño de abertura de la malla (ST/SL) ¹	Medido	mm	20/20	18/18
Resistencia a la temperatura	Mínimo	°C	200	200
Punto de fusión	ASTM D276	°C	>300	>300
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	UNIDAD	R-50	R-100
Ancho	Medido	m	3.95	3.95
Longitud	Medido	m	100	100
Área	Medido	m ²	395	395

ALTO MÓDULO DE ELASTICIDAD, BAJAS ELONGACIONES



Para una carga de rotura, un refuerzo con Geomalla de Fibra de Vidrio admitirá deformaciones menores al 3%, mientras que la Geomalla de poliéster (PET) admite deformaciones entre el 10 y 15%. De acuerdo con lo anterior, las Geomallas de Fibra de Vidrio presentan una mejor eficiencia cuando son usadas como refuerzo de carpetas asfálticas frente a otras alternativas de refuerzo.

DISMINUCIÓN DE PROPAGACIÓN DE FISURAS



En un ensayo de propagación de fisuras, las Geomallas de Fibra de Vidrio soportan entre 5 y 10 veces más ciclos de carga que una muestra patrón sin refuerzo, mientras que la Geomalla sintética (Poliéster-PET) solo soporta 1.5 veces más ciclos de carga, hasta que la fisura se propaga a la superficie.
*Laboratorio de Investigaciones, Central de Colas de Francia.

DISMINUCIÓN DE DEFLEXIONES



Para alcanzar la misma deformación de 15 mm, la muestra reforzada con Geomalla de Fibra de Vidrio soportó 18 veces más ciclos que la muestra sin refuerzo.
*Laboratorio NPC de Holanda, 1993.

1. Valores VMPR (Valor mínimo promedio por rollo)

ST: Sentido transversal

SL: Sentido longitudinal

* Chhote Saraf y Kamran Majidzadeh, Research International, Inc. Transportation Research Board, 1996.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación GAI LAP (The Geosynthetic Institute).

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Geomembranas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD HDPE							
PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Resistencia a la rotura	ASTM D6693 Tipo IV	N/mm	13	20	27	40	53
Elongación a la rotura	ASTM D6693 Tipo IV	%	500	700	700	700	700
Resistencia a la fluencia	ASTM D6693 Tipo IV	N/mm	7	11	15	22	29
Elongación a la fluencia	ASTM D6693 Tipo IV	%	12	12	12	12	12
Resistencia al rasgado	ASTM D1004	N	57	93	125	187	249
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	160	240	320	480	640
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Espesor Nominal	-	mm	0.5	0.75	1.00	1.50	2.00
Espesor promedio mínimo	ASTM D5199	mm	0.45	0.68	0.90	1.35	1.80
Densidad	ASTM D1505 / D792	g/cm ³	>0.94	>0.94	>0.94	>0.94	>0.94
Contenido negro de humo	ASTM D1603 / D4218	%	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0
Tiempo de inducción a la oxidación	ASTM D3895, 200 °C	Minutos	>100	>100	>100	>100	>100
Envejecimiento al horno 85 °C 90 días	ASTM D5721	%	>55/80	>55/80	>55/80	>55/80	>55/80
Retención OIT (ASTM D3895 o D5885)							
Envejecimiento UltraVioleta 1600 hrs OIT retenido	ASTM D5885	%	>50	>50	>50	>50	>50
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	UNIDAD	20 MIL S	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Longitud	Medido	m	50 - 100 - 450	50 - 100 - 300	50 - 100 - 225	50 - 100 - 150	110
Ancho	Medido	m	7.01	7.01	7.01	7.01	7.01
Área	Calculado	m ²	350,5 - 701 - 3155	350,5 - 701 - 2103	350,5 - 701 - 1577	350,5 - 701 - 1052	771
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS POLIETILENO ULTRAFLEXIBLE DE BAJA DENSIDAD LINEAL LLDPE							
PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Resistencia a la rotura	ASTM D6693 Tipo IV	N/mm	13	20	27	40	53
Elongación a la rotura	ASTM D6693 Tipo IV	%	800	800	800	800	800
Resistencia al rasgado	ASTM D1004	N	50	72	100	150	200
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	127	185	225	370	480
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Espesor Nominal	-	mm	0.5	0.75	1.00	1.50	2.00
Espesor promedio mínimo	ASTM D5199	mm	0.45	0.68	0.90	1.35	1.80
Densidad	ASTM D1505 / D792	g/cm ³	>0.939	>0.939	>0.939	>0.939	>0.939
Contenido negro de humo	ASTM D1603 / D4218	%	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0
Tiempo de inducción a la oxidación	ASTM D3895, 200 °C	Minutos	>100	>100	>100	>100	>100
Envejecimiento al horno 85 °C 90 días	ASTM D5721	%	>35/60	>35/60	>35/60	>35/60	>35/60
Retención OIT (ASTM D3895 o D5885)							
Envejecimiento UltraVioleta 1600 hrs OIT retenido	ASTM D5885	%	>60	>60	>60	>60	>60
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	UNIDAD	20 MILS	30 MILS	40 MILS	60 MILS	80 MILS
Longitud	Medido	m	50 - 100 - 450	50 - 100 - 300	50 - 100 - 225	50 - 100 - 150	110
Ancho	Medido	m	7.01	7.01	7.01	7.01	7.01
Área	Calculado	m ²	350,5 - 701 - 3155	350,5 - 701 - 2103	350,5 - 701 - 1577	350,5 - 701 - 1052	771

Nota: La presentación de los rollos puede variar sin previo aviso.

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.



Membranas PVC Túneles

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	SIGNAL	OPACA
Espesor	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%
Densidad	EN ISO 1183	g/cm ³	1.30 ± 5%	1.30 ± 5%
Resistencia a la tracción	EN ISO 527 DIN 53455	N/mm ²	≥ 15 ≥ 16	≥ 15 ≥ 16
Alargamiento a la rotura	EN ISO 527 DIN 53455	%	L: ≥ 250 L: ≥ 300 T: ≥ 250 T: ≥ 300	L: ≥ 250 L: ≥ 300 T: ≥ 250 T: ≥ 300
Resistencia al desgarro	EN ISO 34 DIN 53363	kN/m N/mm	≥40 ≥80	≥40 ≥80
Estabilidad dimensional (6h/80°C)	EN ISO 1107-2 DIN 16726	%	≥2	≥2
Resistencia a la perforación (CBR)	EN ISO 12236	kN	≥1.7 ≥2.4	≥1.7 ≥2.4
Resistencia mecánica a la percusión	DIN 16726	mm	≥750 ≥1100	≥750 ≥1100
Resistencia al doblado en frío	EN 495-5	--	Sin fisuras -20°C	Sin fisuras -20°C
Resistencia bajo presión hidrostática	DIN 16726	--	Impermeable a 10 bar/10h Impermeable 6 bar/72h	Impermeable a 10 bar/10h Impermeable 6 bar/72h
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	SIGNAL	OPACA
Comportamiento en agua caliente (8 meses / 50°C)				
- Variación de la masa			≤4%	≤4%
- Variación de alargamiento	SIA.V 280	--	≤20%	≤20%
- Variación resistencia a la tensión			≤20%	≤20%
- Doblado a temperatura -20°C			Sin fisuras -20°C	Sin fisuras -20°C
Comportamiento envejecimiento 80°C / 7 días				
- Apariencia general			Sin burbujas	Sin burbujas
- Estabilidad dimensional T & L	DIN 16726	%	≤3%	≤3%
- Variación resistencia a la tracción L & T		%	<±10%	<±10%
- Variación del alargamiento a la rotura L & T		%	<±10%	<±10%
- Doblado a temperatura de -20°C			Sin fisuras -20°C	Sin fisuras -20°C
Comportamiento después del almacenamiento en agua caliente y en soluciones alcalinas (90d / 23°C)				
- Variación resistencia a la tracción L & T	EN 14414		≤20%	≤20%
- Variación del alargamiento a la rotura L & T			≤20%	≤20%
- Doblado a temperatura de -20°C			Sin fisuras -20°C	Sin fisuras -20°C
Resistencia a la compresión a una tensión del 20%	DIN 53454	N/mm ²	≥2.5	≥2.5
Resistencia a la soldadura	DIN 16726	N/mm ²	≥10	≥10
Resistencia a la penetración de raíces	EN 14416	-	Resistencia	Resistencia
Resistencia a la oxidación 90d/85°C	EN 14575	-	Conforme	Conforme
Resistencia al fuego	B2 ÑN B 3800/1 SIA 280 DIN 4102 EN ISO 11925		B2 IV.2 B2 Clase E	B2 IV.2 B2 Clase E
PRESENTACIÓN DEL ROLLO	NORMA	UNIDAD	SIGNAL	OPACA
Color	Observado	M	Bicolor negro/amarillo	Verde
Ancho	Medido	M	2.15	2.15
Longitudes	Calculado	M	De acuerdo a la necesidad del proyecto	De acuerdo a la necesidad del proyecto

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

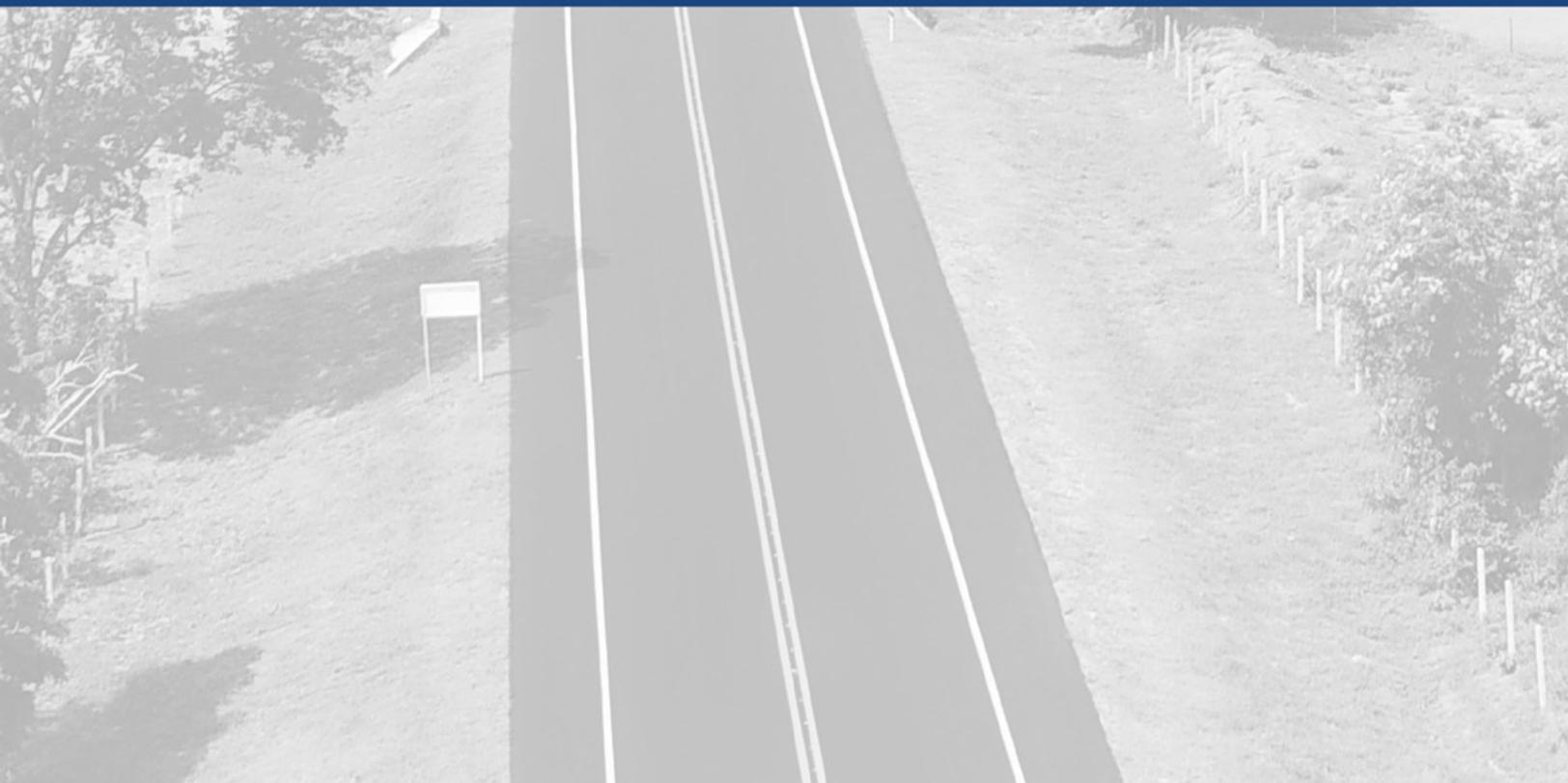
La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.

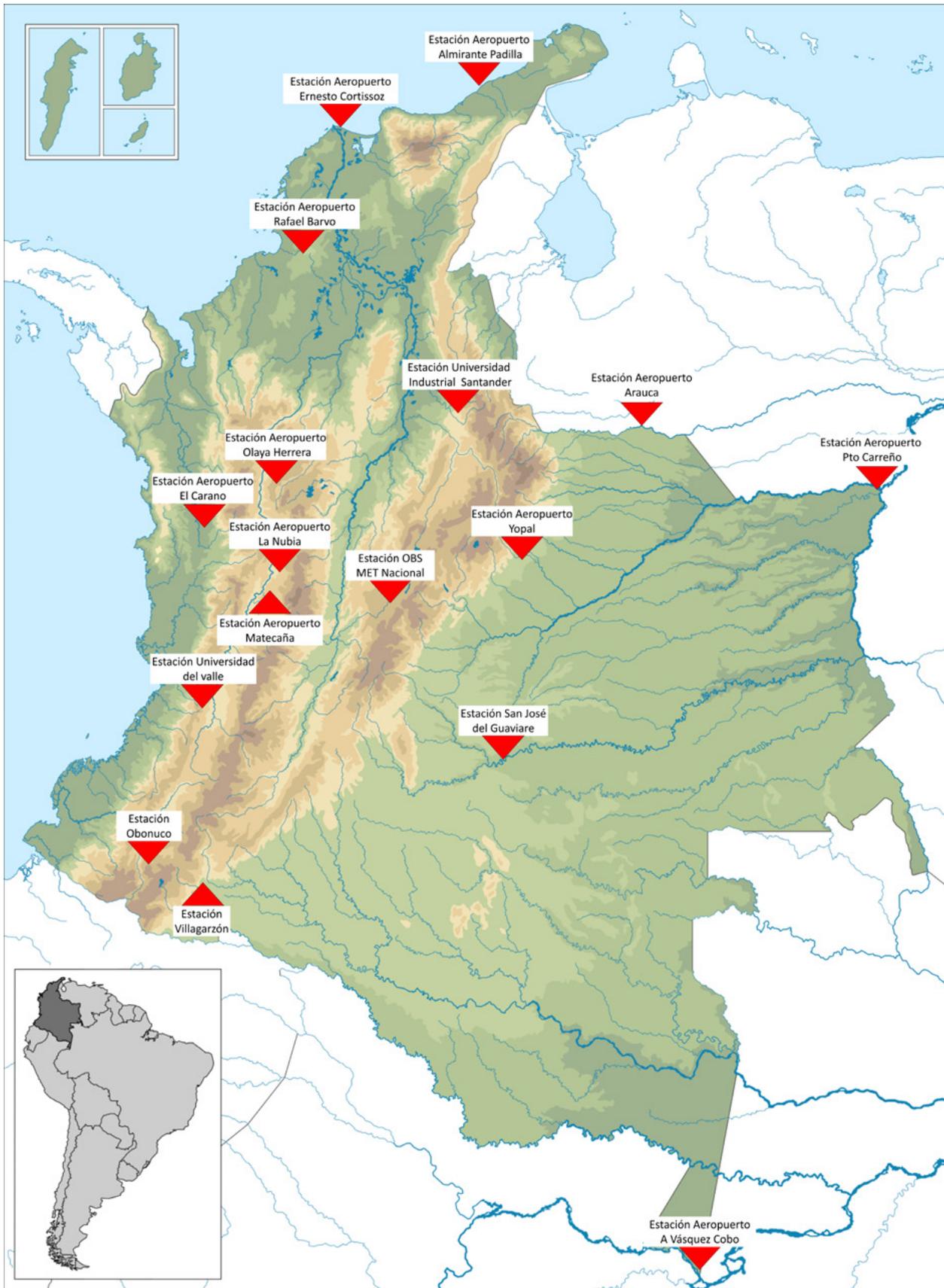




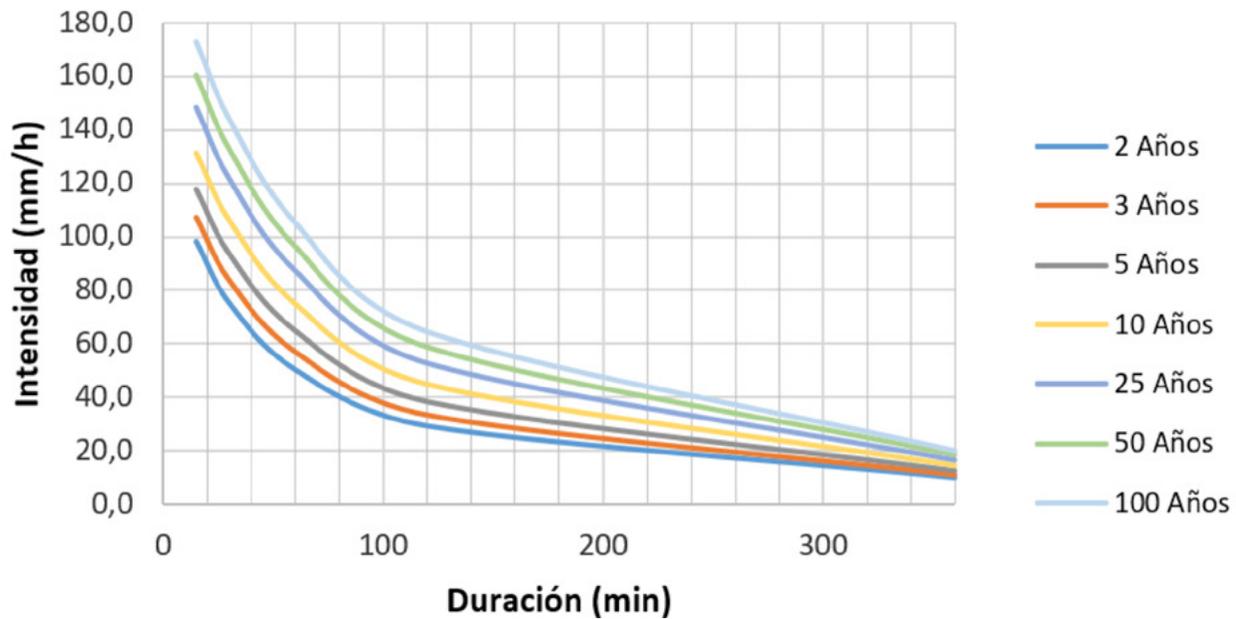
ANEXO C

Curvas IDF Colombia

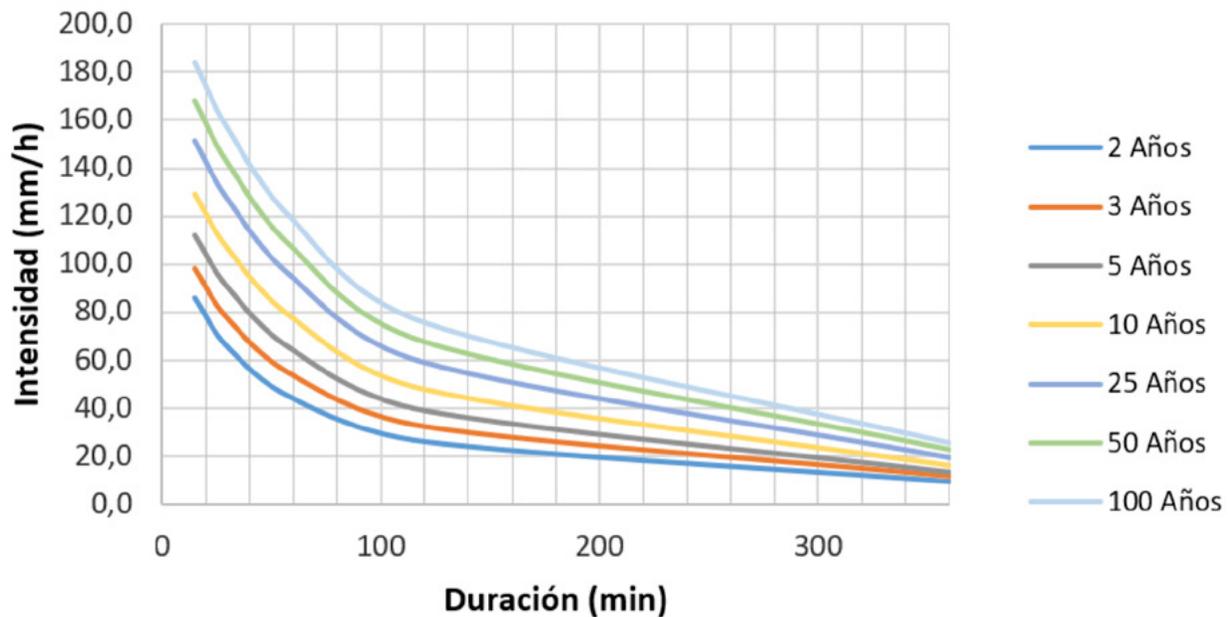


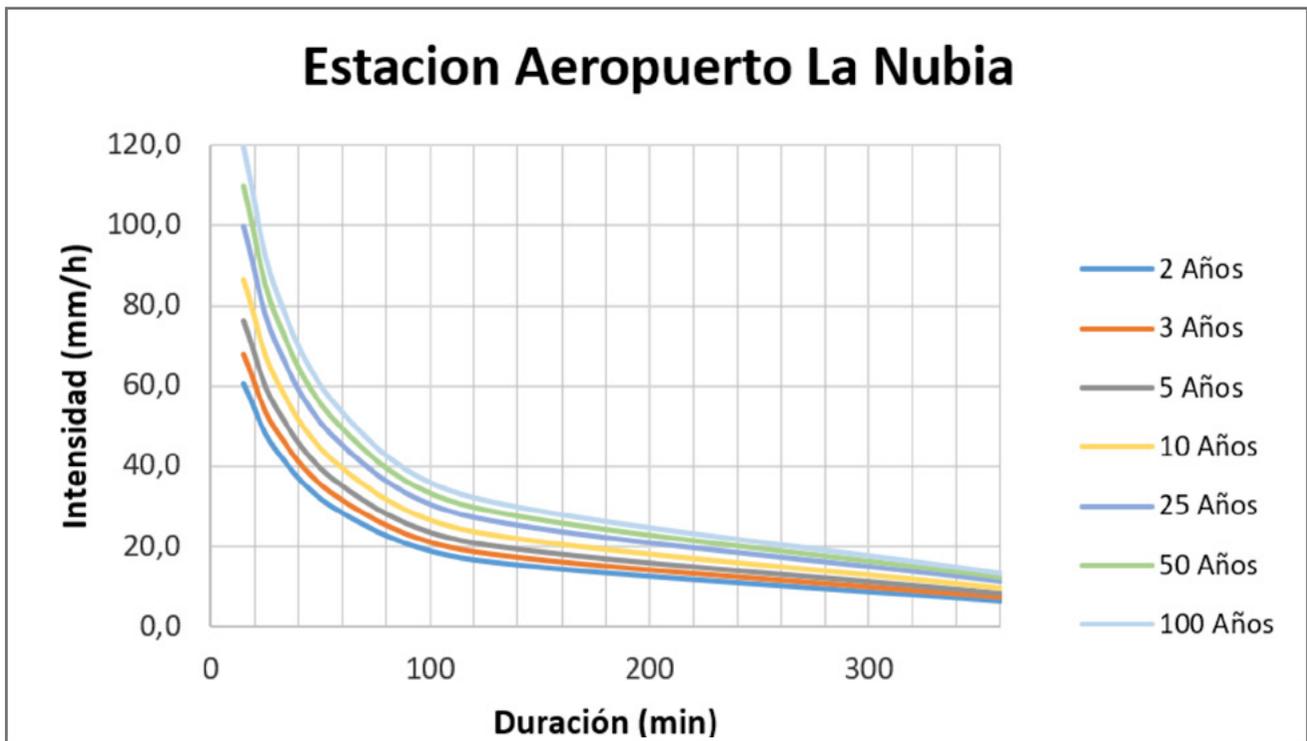
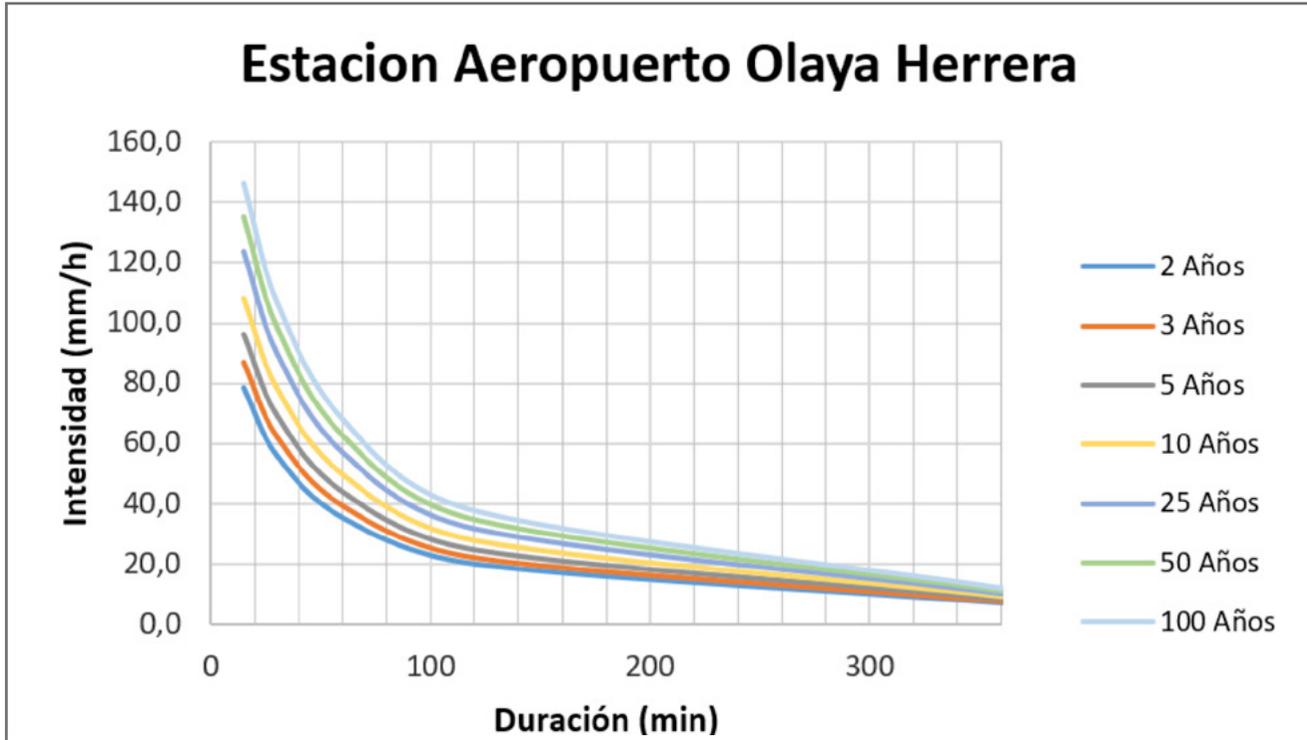


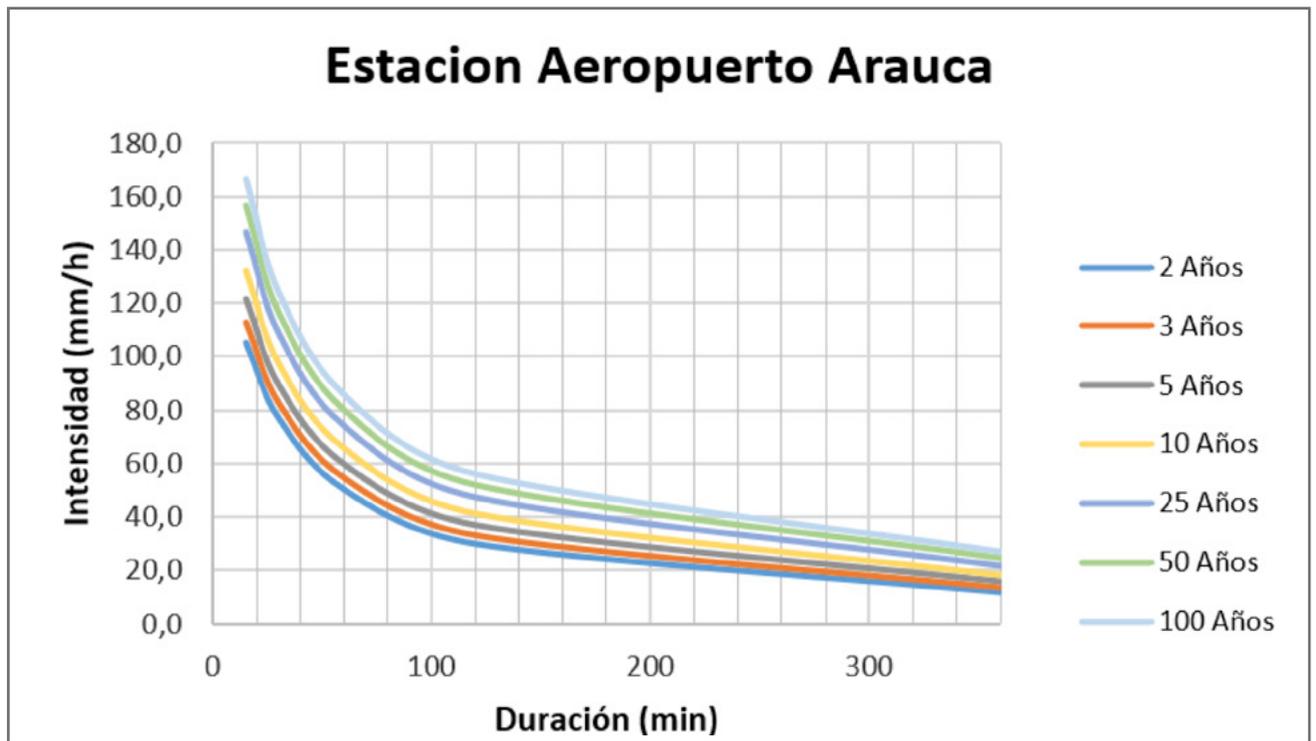
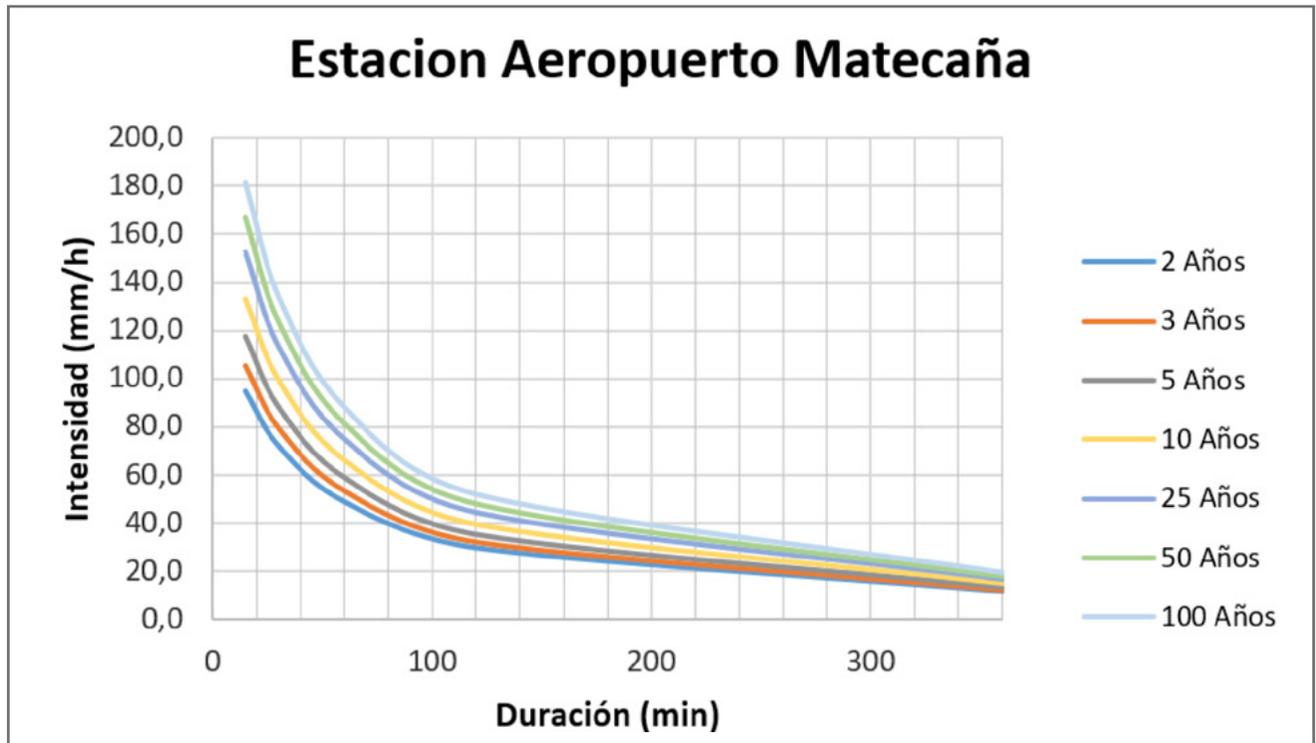
Estacion Aeropuerto Ernesto Cortisoz

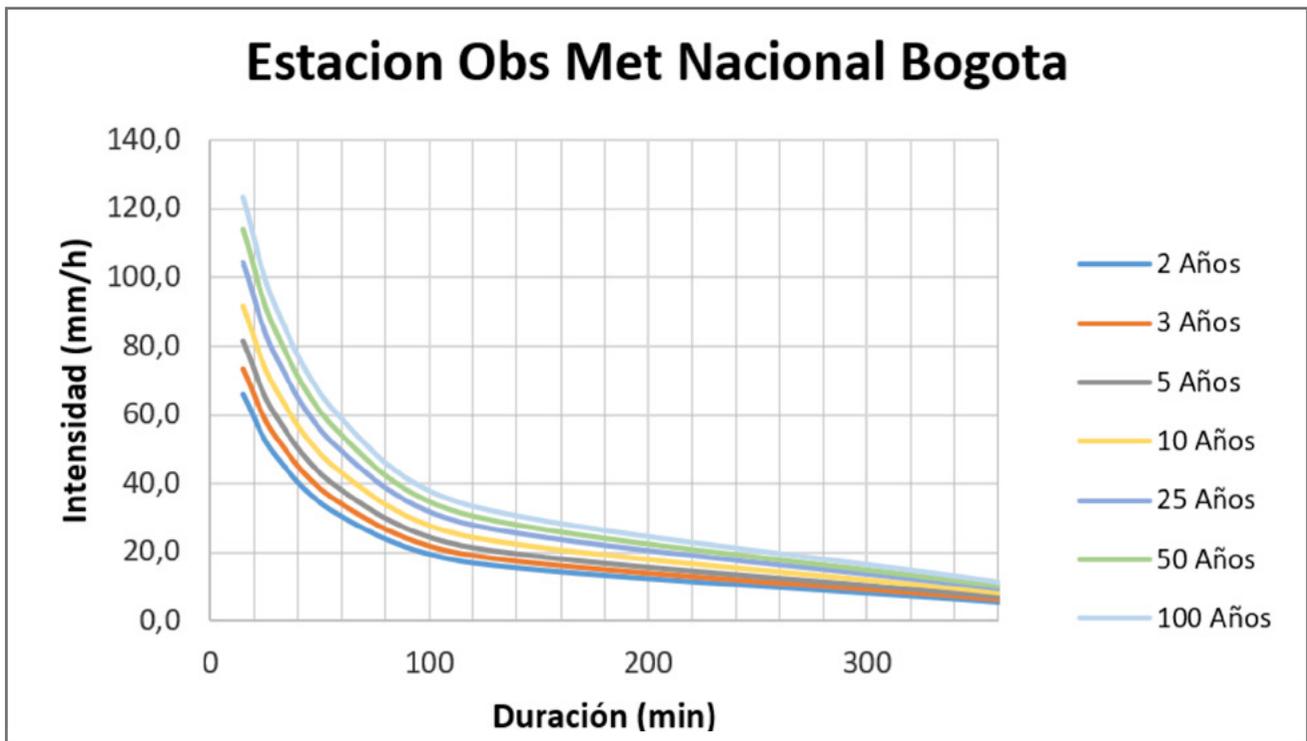
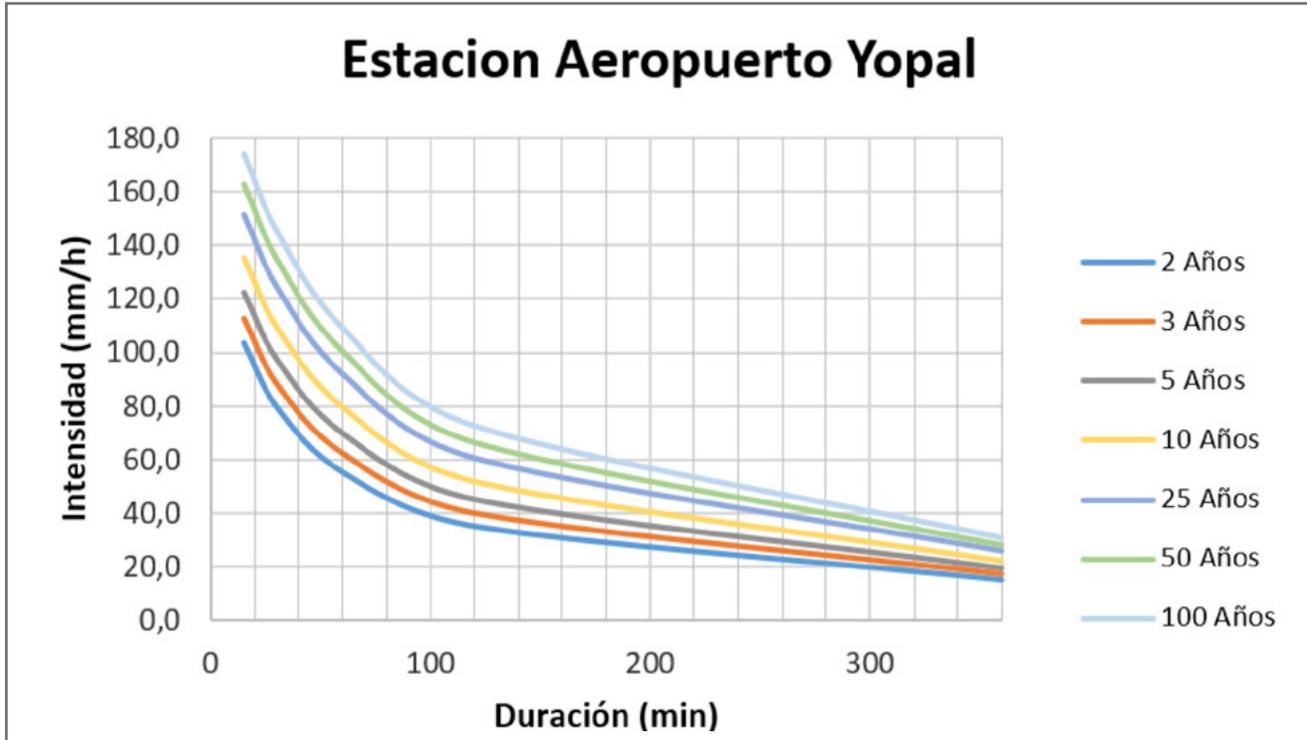


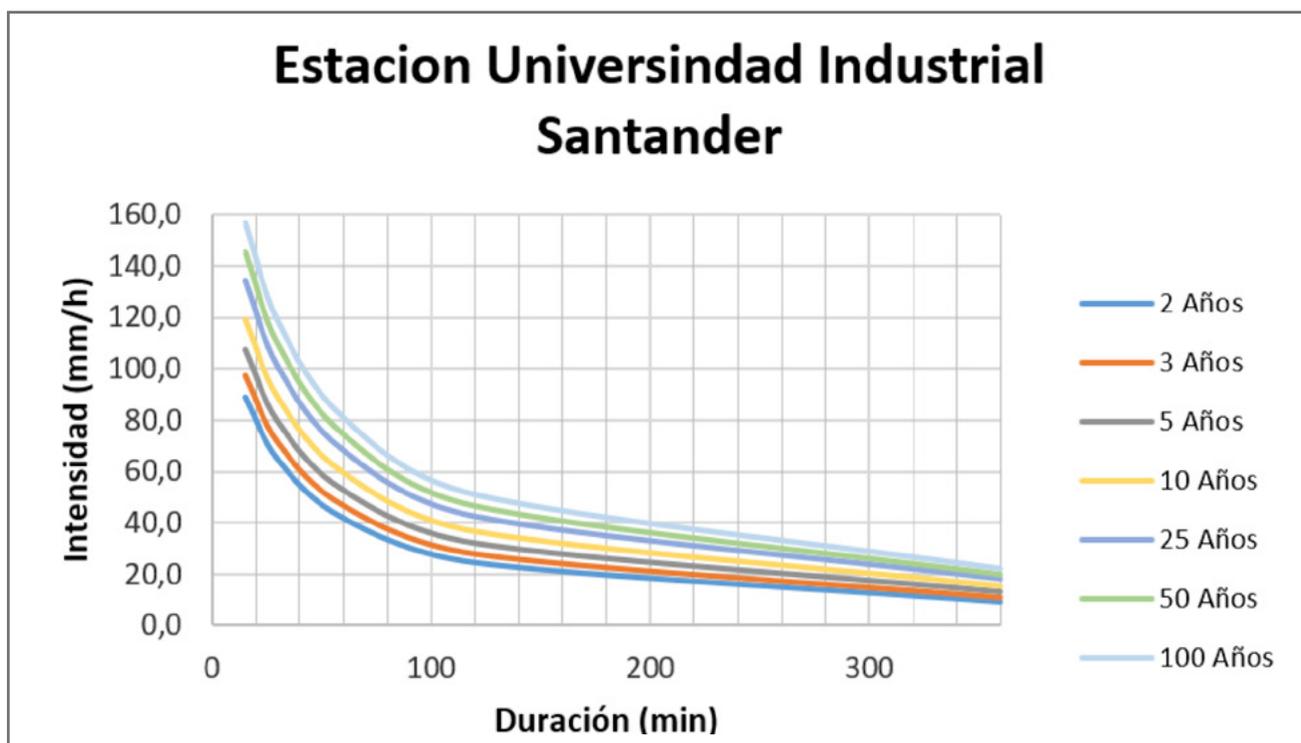
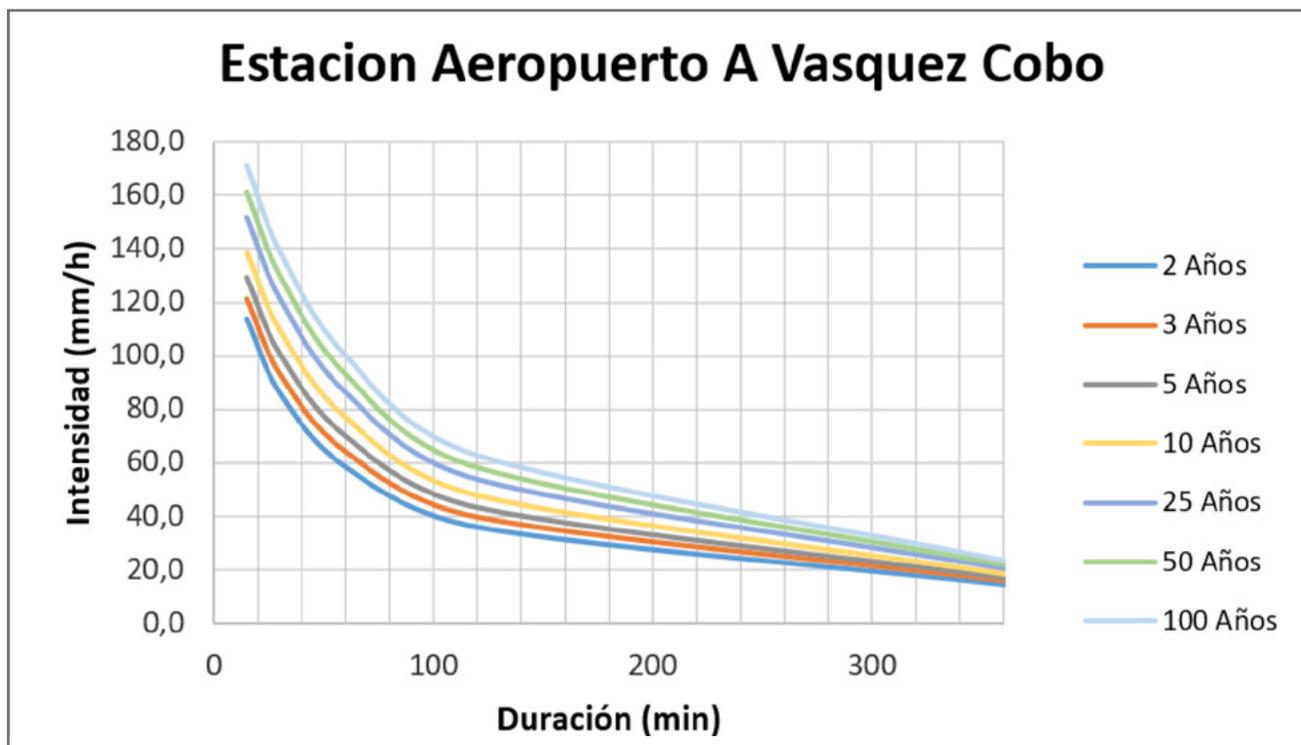
Estacion Aeropuerto Almirante Padilla

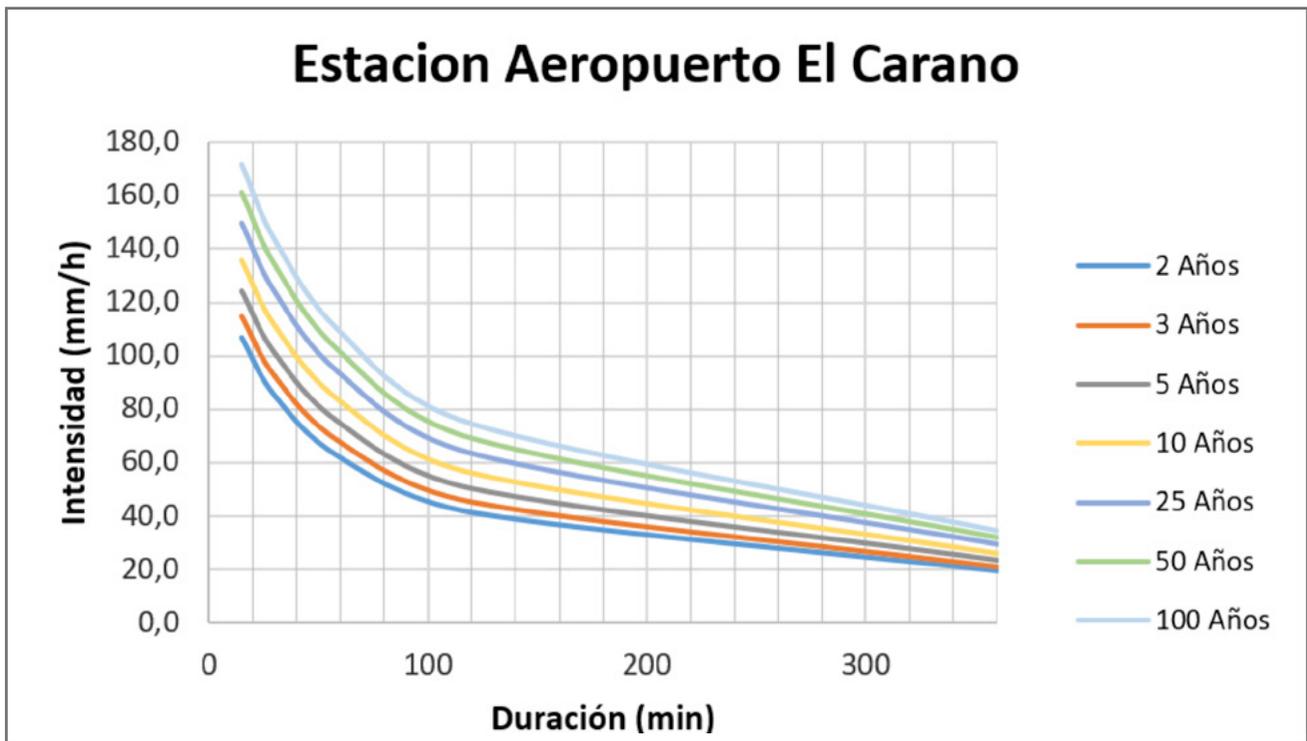
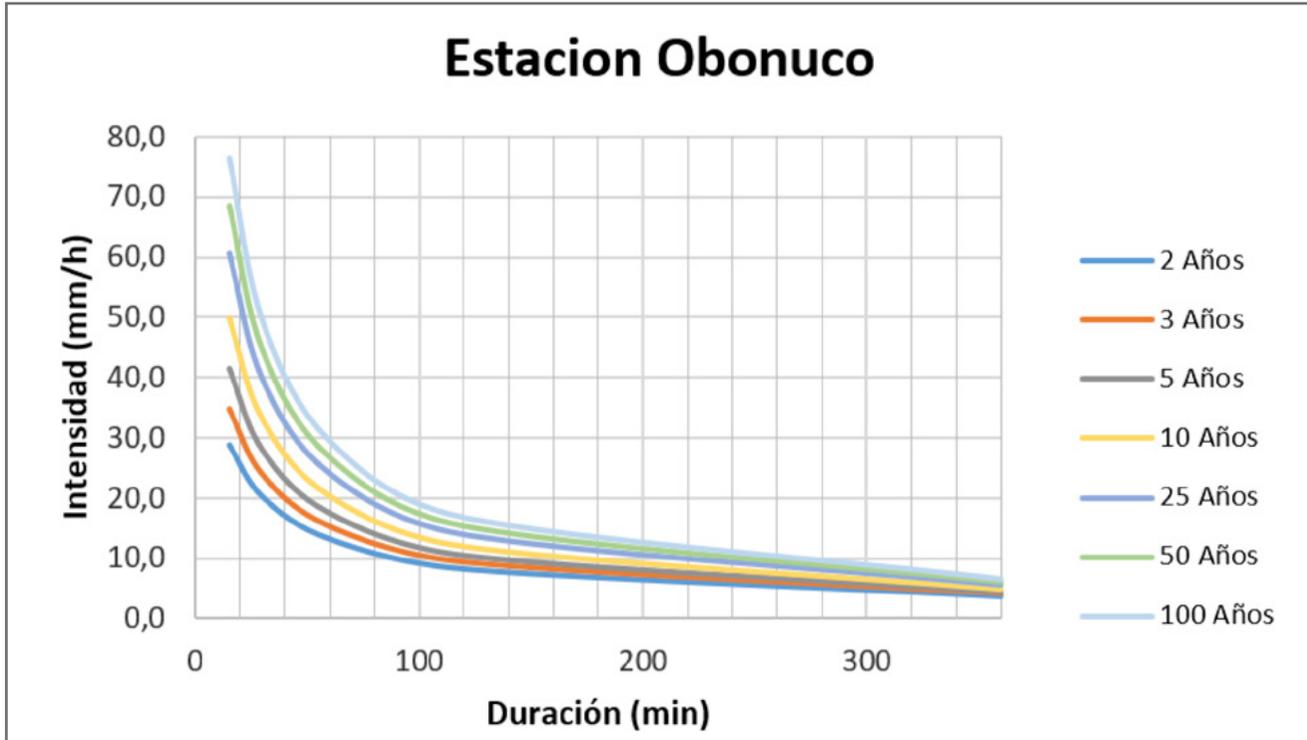


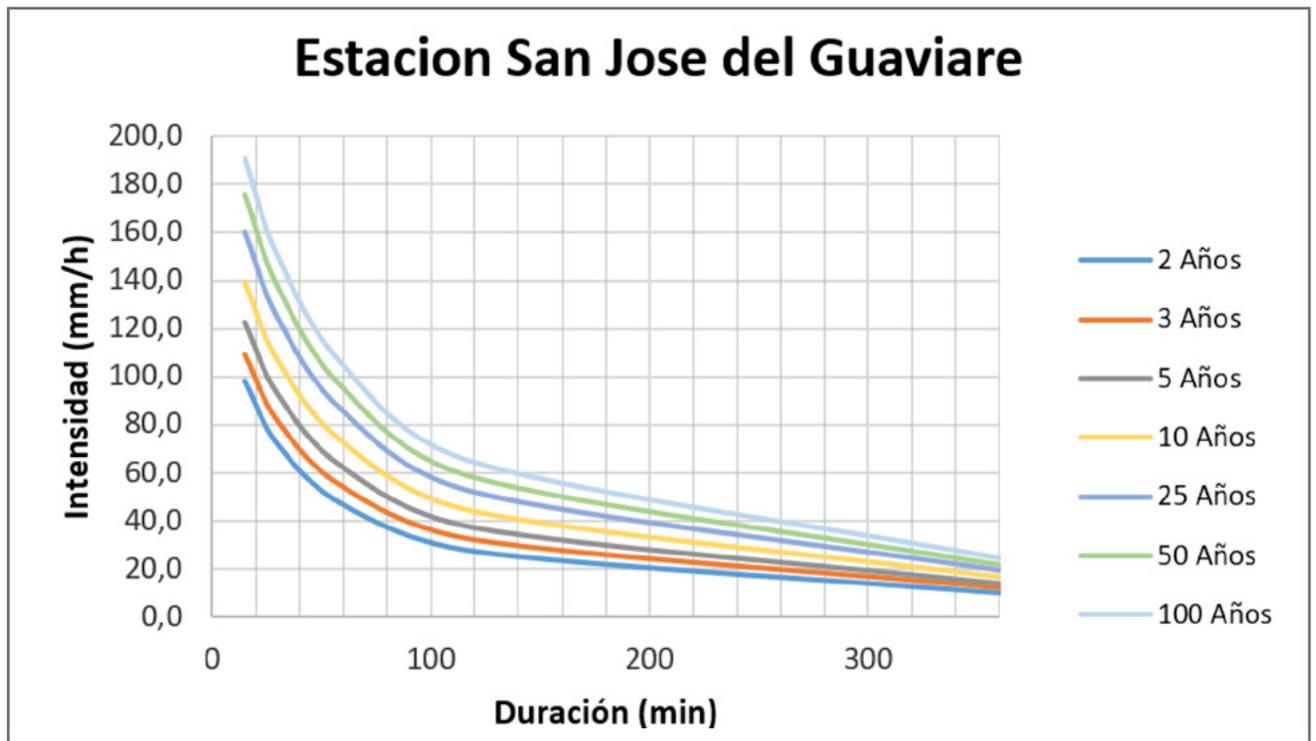
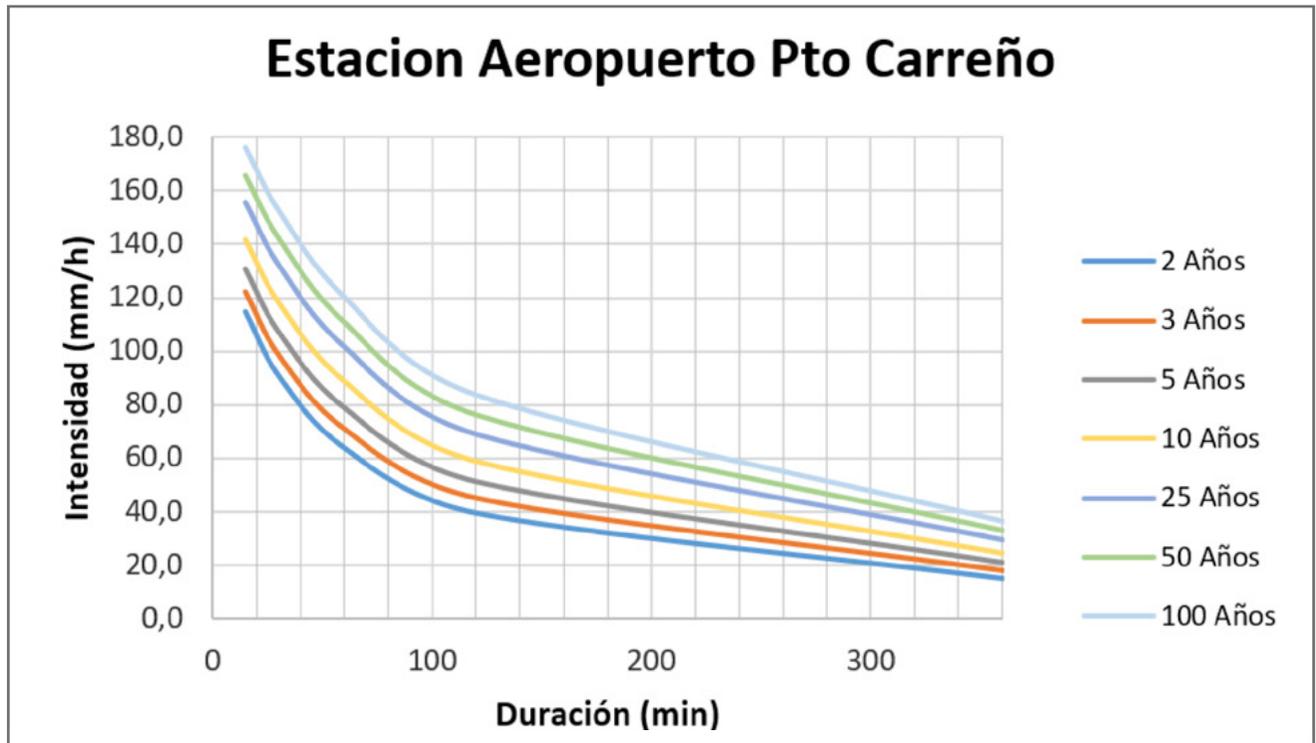


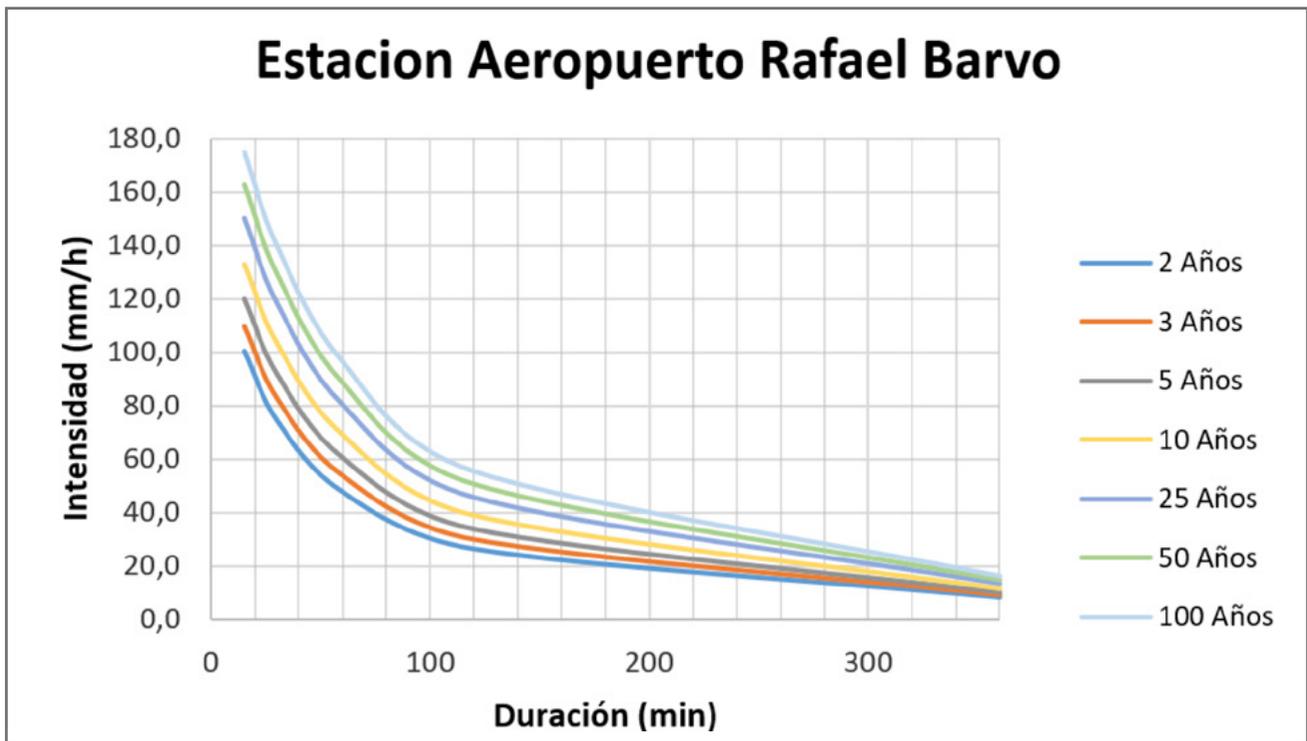
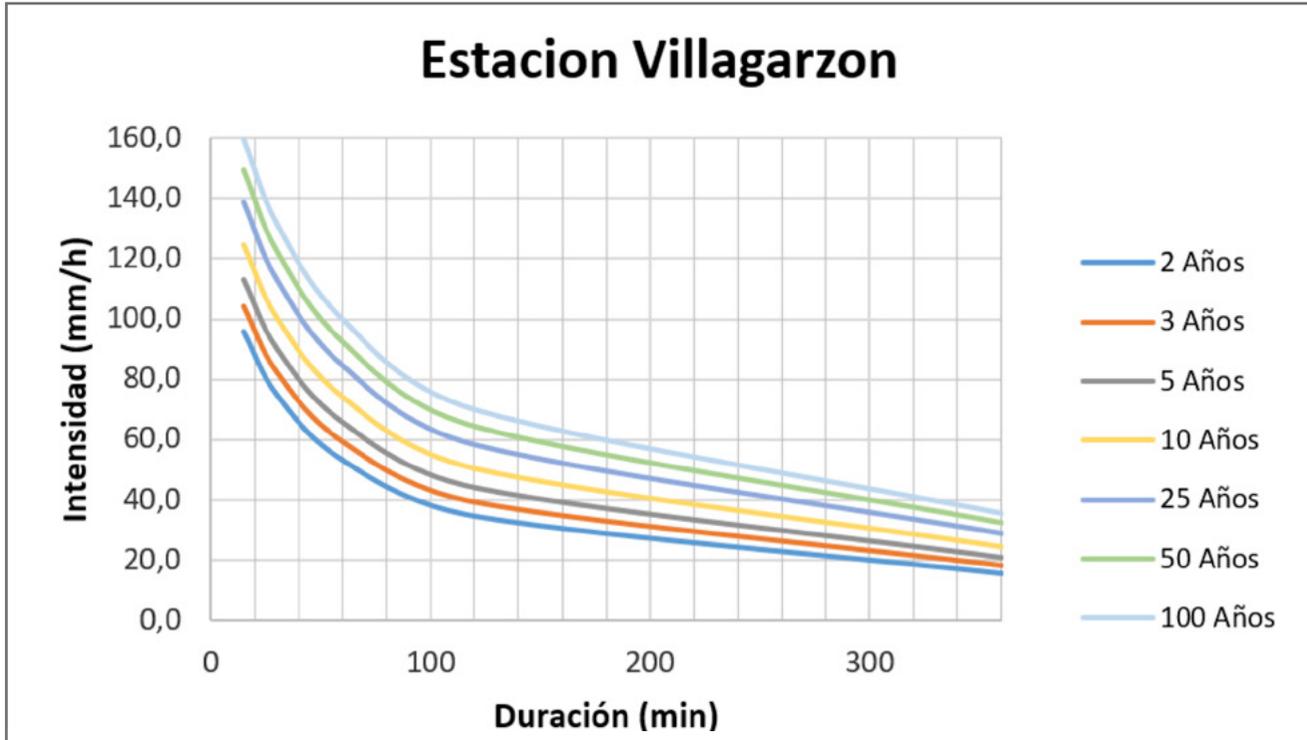


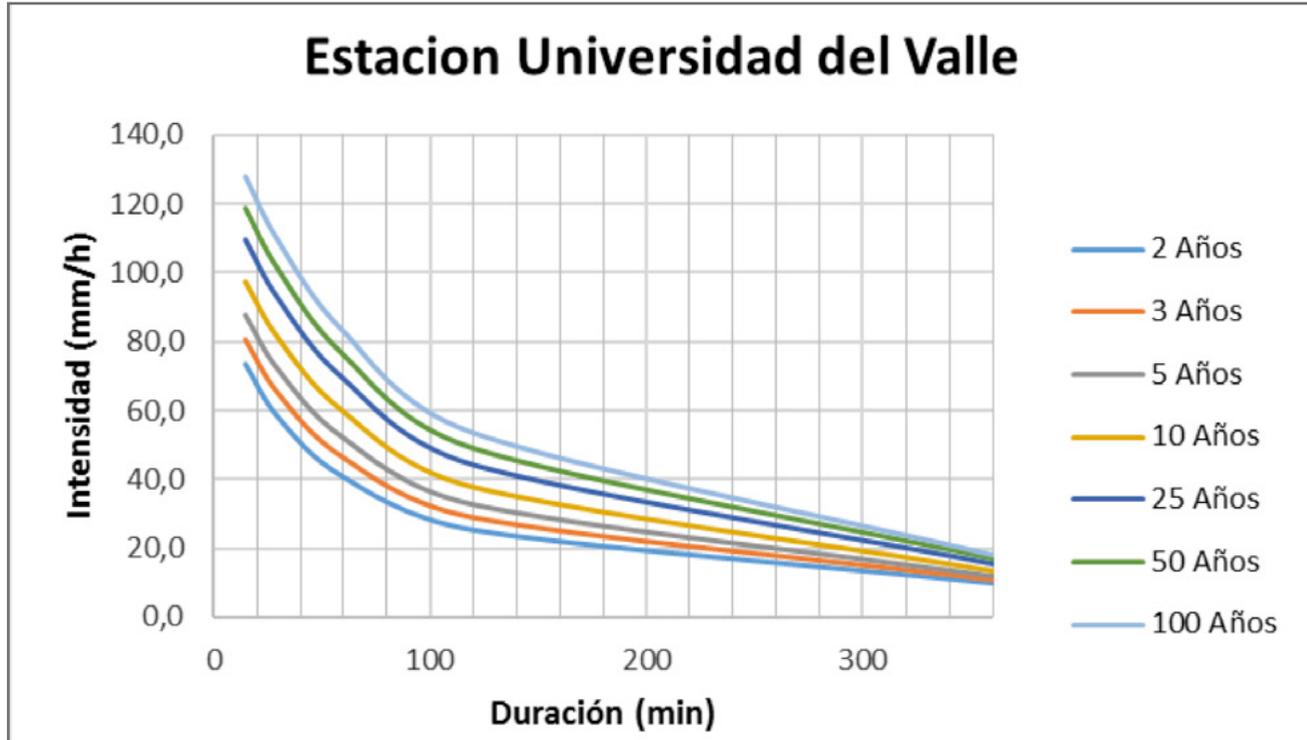












Todas las gráficas del ANEXO C son realizadas con base en los datos obtenidos del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). Los datos fueron actualizados en diciembre del 2016.

Política General de Privacidad, Tratamiento y Protección de Datos Personales de MEXICHEM COLOMBIA S.A.S ***Entrada en vigencia: Mayo 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.

Términos y condiciones 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 el mayor fabricante de Geosintéticos en Latinoamérica, contáctanos para brindarte nuestro completo portafolio de soluciones o para asesorarte técnicamente sin ningún costo.



México

Atención al cliente

Tel. (55) 5831 7527, Cel. (55) 7903 7776,
Cel. (55) 4346 0754 y Cel. (55) 4940 4950.

Asesoría técnica y atención comercial

geosinteticos@wavin.com
www.wavin.com/es-mx



Costa Rica

Atención al cliente

Tel. (506) 2209-3400
Fax. (506) 2209-3300

Asesoría técnica y atención comercial

info.costarica@wavin.com
www.wavin.com/es-cr



Guatemala

Atención al cliente

Tel. (502) 2410 1300

Asesoría técnica y atención comercial

www.wavin.com/es-gt



Honduras

Atención al cliente

Tel. (504) 2202 7520

Asesoría técnica y atención comercial

www.wavin.com/es-hn



Nicaragua

Atención al cliente

Tel. (505) 2266 1551

Asesoría técnica y atención comercial

info.nicaragua@wavin.com
www.wavin.com/es-ni



Panamá

Atención al cliente

Tel. (507) 3059 600

Asesoría técnica y atención comercial

info.panama@wavin.com
www.wavin.com/es-pa



El Salvador

Atención al cliente

Tel. (503) 2293 1444 / (503) 2500 9200

Asesoría técnica y atención comercial

www.wavin.com/es-sv



Argentina

Atención al cliente

Tel. (5411) 4848-8484 / 0800 444 262626

Asesoría técnica y atención comercial

geos@wavin.com
www.wavin.com/es-ar

Somos el **mayor fabricante de Geosintéticos en Latinoamérica**,
contáctanos para brindarte nuestro completo portafolio de
soluciones o para asesorarte técnicamente sin ningún costo.



Colombia

Bogotá

Atención al cliente

Tel. (571) 782 5000 Ext. 1518

Asesoría técnica y atención comercial

ingenieriageosinteticos@wavin.com

www.wavin.com/es-co



Colombia

Guachené

Atención al cliente

Cel. 322 344 7099

Asesoría técnica y atención comercial

ingenieriageosinteticos@wavin.com

www.wavin.com/es-co



Perú

Atención al cliente

Tel. (511) 627 6038 / 627 6039

Asesoría técnica y atención comercial

geosperu@wavin.com

www.wavin.com/es-pe



Brasil

Atención al cliente

Tel. +(55) 12 3946-4661.

Asesoría técnica y atención 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 in dense, low-lying vegetation. The sky is clear and blue. The overall image has a blue tint.

Geosoft®