

**EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE 14
MTR DE ALTURA, REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS Y ANÁLISIS
COMPARATIVO CON UN MURO EN CONCRETO, PARA LA URBANIZACIÓN
DE UN LOTE EN GIRÓN, SANTANDER**

MARIO RAMÍREZ CARRERO

Ingeniero Civil – Universidad Industrial de Santander

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE 14
MTR DE ALTURA, REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS Y ANÁLISIS
COMPARATIVO CON UN MURO EN CONCRETO, PARA LA URBANIZACIÓN
DE UN LOTE EN GIRÓN, SANTANDER**

MARIO RAMÍREZ CARRERO

Ingeniero Civil – Universidad Industrial de Santander

**Trabajo de grado modalidad Aplicativo para optar al título de:
Magister en Geotecnia**

Director:

WILFREDO DEL TORO

I.C., M.S.C

Codirector:

CARLOS MORENO

I.C., M.S.C

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

DEDICATORIA

A mis padres, y a mis hijas, porque creyeron en mí y porque me sacaron adelante, dándome ejemplos dignos de superación y entrega, porque en gran parte gracias a ellos, hoy puedo ver alcanzada mi meta, ya que siempre estuvieron impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera, y de mi vida, porque el orgullo que sienten por mí, fue lo que me hizo ir hasta el final.

A mis hermanos, Gracias por haber fomentado en mí el deseo de superación y el anhelo de triunfo en la vida.

Mil palabras no bastarían para agradecerles su apoyo, su comprensión y sus consejos en los momentos difíciles.

A todos, espero no defraudarlos y contar siempre con su valioso apoyo, sincero e incondicional.

AGRADECIMIENTOS.

A mis padres, Humberto y Celina

A mis hijas, Laura Cristina y Silvia Juliana

A mis hermanos Ricardo, Myriam, Martha, Lucia y Claudia

Por su apoyo permanente.

A mi profesor Jaime Suarez

Por su interés en nuestro aprendizaje y conocimiento.

A mi Director y Codirector de Tesis, Ing. Wilfredo del Toro y el Ing. Carlos Moreno,

Por su orientación y dirección

A mis compañeros,

Por su camaradería y compañía, que me ayudaron a cumplir esta meta de mi vida.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	17
OBJETIVOS	19
OBJETIVO GENERAL.....	19
1. RESEÑA HISTÓRICA.....	20
2. GEOSINTÉTICOS PARA REFUERZOS.....	24
2.1. GEOTEXILES.....	24
2.2. GEOMALLAS.....	28
2.3. GEOCELDAS	30
2.4. GEOMEMBRANAS.....	31
2.5. MANTOS PARA EL CONTROL DE EROSIÓN.....	32
3. MUROS DE CONTENCIÓN.....	35
4. METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS (MSE) CON TALUD SUPERIOR HORIZONTAL.	36
4.1. DISEÑO SUGERIDO POR PAVCO, PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS	37
4.1.1. Establecer los límites del diseño, condiciones iniciales, alcance del proyecto y cargas externas.....	37
4.1.2. Determinar las propiedades ingenieriles del suelo de fundación.....	40
4.1.3. Determinar las propiedades del suelo a usar en la construcción del muro y las del relleno de confinamiento.....	40
4.1.4. Establecer los factores de seguridad a usar durante el diseño.	42
4.1.5. Diseño de estabilidad interna.....	44
4.1.6. Análisis de estabilidad externa del muro.	49
4.1.7. Análisis de estabilidad externa con cargas dinámicas.....	53
5. MURO ESGAMO	55
5.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	57
5.2. FUNDAMENTO Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	57

5.3. PROCESO CONSTRUCTIVO.	58
6 .MANEJO DE LOS PROGRAMAS GEOSOF T PAVCO v2.1 Y SLIDE 5.0 (Rocscience).....	61
6.1. GEOSOF T PAVCO v2.1	61
6.2. SLIDE 5.0	63
6.3. DISEÑO GENERADOS EN GEOSOF T	66
6.4. DISEÑO MODELADO EN SOFTWARE SLIDE 5.0.....	74
7. MURO ESGAMO EN CONCRETO.....	76
7.1. MURO DE PANTALLA Y CONTRAFUERTE S DE H=6.00m.....	76
7.1.1. Diseño estructural	80
7.1.2. Diseño del talón	81
7.1.3. Diseño del pie	82
7.1.5. Diseño Del Vástago (Losa Vertical)	84
7.1.6. Cálculo de estribos debido a la tracción de la pantalla.....	85
7.2. MURO DE PANTALLA Y CONTRAFUERTE S DE H=8.00m.....	86
7.2.1. Diseño estructural	89
7.2.2. Diseño del talon	89
7.2.3. Diseño del pie	90
7.2.4. Diseño del vástago (losa vertical)	91
7.2.5. Diseño del contrafuerte	92
7.2.6. Calculo de estribos debido a la tracción de la pantalla.....	93
8. RELACIÓN COSTO.....	95
9. CONCLUSIONES	97
BIBLIOGRAFÍA.....	100
ANEXOS	101

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Suelo Reforzado con gavión reforzado en Malasia (1979).....	22
Figura 2. Geotextil tejido y Geotextil no tejido punzonado por agujas	26
Figura 3. Trabazón de rocas en geomallas.....	28
Figura 4. Geomalla mono- orientada y Geomalla bi-orientada	29
Figura 5. <i>Geoceldas</i>	30
Figura 6. <i>Geomembranas</i>	31
Figura 7. Mantos temporales para combatir la erosión. Agromanto	33
Figura 8. Mantos temporales para combatir la erosión. Ecomatrix.....	33
Figura 9. Mantos permanentes para combatir la erosión.	34
Figura 10. Muros de contención.....	35
Figura 11. Conceptos de presión de suelos y teoría de muros con Geotextil.....	37
Figura 12. Esquema de eje Tándem para cálculo de cargas vivas.	38
Figura 13. Presión lateral debida a carga puntual Q_p . (Ecuación de Boussinesq modificada por experimentación)	39
Figura 14. Presión lateral debida a carga puntual Q_L . (Ecuación de Boussinesq modificada por experimentación)	39
Figura 15. Despiece de las capas.....	45
Figura 16. Calculo de la longitud de empotramiento del refuerzo.....	46
Figura 17. Envolvente de falla ensayo de corte directo para geosintéticos.	47
Figura 18. Ensayo de corte con geosintéticos.....	48
Figura 19. Muro – Esgamo, Girón (acabado en friso rustico)	55
Figura 20. Esquema Muro –Esgamo, Girón.....	56
Figura 21. Inicio de obra, condiciones de construcción	59
Figura 22. Inicio de obra, base del reforzado	60
Figura 23. Terraza y muro de contención terminados	60
Figura 24. Geosoft Pavco v2.1.....	61

Figura 25. Estabilidad Interna y Cargas vehiculares.	62
Figura 26. Geosintético a usar y Análisis de Estabilidad Interna y Distribución propuesta por Geosoft Pavco.	62
Figura 27. Estabilidad Externa.	63
Figura 28. Generar reporte.	63
Figura 29. Geometría, ajustes y datos del suelo.	64
Figura 30. Auto malla y cargas.	65
Figura 31. Refuerzos en el suelo y su respectiva información.	65
Figura 32. Resultados en interpretación SLIDE.	65
Figura 33. Interpretación SLIDE 5.0, muro superior reforzado	74
Figura 34. Interpretación SLIDE 5.0, muro inferior reforzado	74
Figura 35. Interpretación SLIDE 5.0, muro completo reforzado	75
Figura 36. Muro en concreto	76
Figura 37. Datos de entrada – Muro 6m.	76
Figura 38. Diseño Estructura	80
Figura 39. Datos de entrada – Muro 8m.	86

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Especificaciones generales del material para construcción de terraplenes INVIAS Art. 220-07.....	41
Tabla 2. Especificaciones suelos de relleno, según la FHWA.....	42
Tabla 3. Factores de seguridad mínimos para análisis estático	43
Tabla 4. Factores de seguridad mínimos para análisis sísmico	43
Tabla 5. Valores típicos de δ para distintos tipos de arenas.....	48
Tabla 6. Valores C_a y δ para suelos con contenidos de finos y geotextiles tejidos de cinta plana	49
Tabla 7. Profundidades mínimas de cimentación para muros en suelo reforzado y taludes.....	51
Tabla 8. Precios de Geosintéticos	66
Tabla 9. Estabilidad Interna	67
Tabla 10. Cargas Vehiculares.....	68
Tabla 11. Estabilidad Externa	68
Tabla 12. Resultados Cargas vivas	69
Tabla 13. La distribución de las capas queda de la siguiente manera	69
Tabla 14. Resultados Estabilidad Externa	70
Tabla 15. Estabilidad Interna	71
Tabla 16. Estabilidad Externa	71
Tabla 17. La distribución de las capas queda de la siguiente manera	72
Tabla 18. Resultados Estabilidad Externa	73
Tabla 19. Datos de entrada para el Diseño.....	77
Tabla 20. Resultados del Análisis- Teoría de Empujes de Rankine	77
Tabla 21. Diagrama y Valores de los empujes activos	78
Tabla 22. Áreas, cargas y punto de aplicación del concreto, el suelo, la sobrecarga y la carga (P) aplicada	78

Tabla 23. Análisis de estabilidad del muro de contención	79
Tabla 24. Análisis de estabilidad de cimentación	81
Tabla 25. Chequeo por cortante	81
Tabla 26. Chequeo por flexión	82
Tabla 27. Chequeo por cortante	82
Tabla 28. Chequeo por Flexión.....	83
Tabla 29. Chequeo por Cortante.....	83
Tabla 30 .Chequeo por flexión	84
Tabla 31. Dimensiones	84
Tabla 32. Chequeo por cortante	85
Tabla 33. Separación de estribos en la parte inferior del contrafuerte desde la base hasta $H_c/2$	85
Tabla 34. Separación de estribos en la parte inferior del contrafuerte desde la base hasta $H_c/2$	85
Tabla 35.Chequeo por flexión	86
Tabla 36. Diagrama y Valores de los empujes activos, con $H=8m$	87
Tabla 37. Áreas, cargas y punto de aplicación del concreto, el suelo, la sobrecarga y la carga (P) aplicada, con $H=8m$	87
Tabla 38. Análisis de estabilidad del muro de contención, con $H=8m$	88
Tabla 39. Esfuerzos y separaciones, con $H=8m$	89
Tabla 40. Chequeo por cortante, para el talón con $H=8m$	89
Tabla 41. Chequeo por flexión, para el talón con $H=8m$	90
Tabla 42. Chequeo por cortante, para el pie con $H=8m$	90
Tabla 43. Chequeo por Flexión, para el pie con $H=8m$	91
Tabla 44. Chequeo por Cortante, para el vástago con $H=8m$	91
Tabla 45 .Chequeo por flexión, para el vástago con $H=8m$	92
Tabla 46. Dimensiones, para el contrafuerte con $H=8m$	92
Tabla 47. Chequeo por cortante, para el contrafuerte con $H=8m$	93

Tabla 48. Separación de estribos en la parte inferior del contrafuerte desde la base hasta $H_c/2$, con $h=8m$	93
Tabla 49. Separación de estribos en la parte inferior del contrafuerte desde $H_c/2$ la base hasta la parte superior, con $h=8m$	94
Tabla 50. Chequeo por flexión de estribos, con $h=8m$	94
Tabla 51. Relación de costos de los muros	95

LISTA DE ANEXOS

Anexo A. Fotografías del proceso constructivo	101
Anexo B. Sinopsis del uso de geosintéticos en Colombia	110
Anexo C Normas de ensayo y especificaciones técnicas de construcción con geotécnicos	116
Anexo D. Notas sobre el artículo técnico “Comparación de cuatro métodos populares para el diseño de Muros reforzados con Geosintéticos	130
Anexo E. Temas controversiales en estructuras de contención reforzadas con Geosintéticos	139
Anexo F.. Planos	152

RESUMEN

TÍTULO: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE 14 MTR DE ALTURA, REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS Y ANÁLISIS COMPARATIVO CON UN MURO EN CONCRETO, PARA LA URBANIZACIÓN DE UN LOTE EN GIRÓN, SANTANDER*

AUTOR: *MARIO RAMÍREZ CARRERO
Ingeniero Civil – Universidad Industrial de Santander**

PALABRAS CLAVES: MUROS, REFUERZO, GEOTEXTIL, GEOMALLA, COSTOS.

CONTENIDO:

El presente trabajo analiza el diseño de muros reforzados con geosintéticos, con el propósito de comparar con otros métodos convencionales (Muro en Concreto) y establecer las ventajas y/o desventajas de estos métodos constructivos, y evaluar las bondades que presenta esta nueva Tecnología. Cuando se habla de geosintéticos para estabilizar muros se hace una referencia más específica a los geotextiles y geomallas.

El muro diseñado se encuentra a la salida de Girón vía a Lebrija, se modelo en Geosoft Pavco v2.1., posteriormente Slide 5.0 (Rocscience), para corroborar su estabilidad, igualmente se diseña en concreto, para su respectivo análisis comparativo

Es un muro de 14 metros de altura, dividido en 2 muros, un superior de 6 metros, y un inferior de 8 metros; Teniendo en cuenta todos los datos del suelo hallado, también sus respectivas cargas internas y externas, como lo es una vía vehicular que pasa por el muro superior.

Este proyecto a yodaría a fomentar y a profundizar el estudio e investigación de los sistemas geosintéticos, Uso, aplicaciones, innovaciones que permitan generar obras de tierra y de ingeniería, estables y con mayor vida útil

El desarrollo de los geosintéticos a estado en permanente crecimiento lo que conlleva a actualizaciones e investigación permanente del sistema y sus productos para que la ingeniería Colombiana y/o Regional pueda aprovechar su tecnología

* Trabajo de Grado de Maestría

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director Wilfredo Del Toro, Codirector Carlos Moreno

SUMMARY

TITLE: EVALUATION, ANALYSIS AND DESIGN OF A 14 MTR RETAINING WALL HEIGHT HOW GEOSYNTHETICS REINFORCED AND COMPARATIVE ANALYSIS WITH A CONCRETE WALL FOR THE ESPECIFIC AREA URBANIZATION IN GIRÓN CITY, SANTANDER*

AUTHOR: MARIO RAMÍREZ CARRERO
Ingeniero Civil – Universidad Industrial de Santander**

KEYWORDS: WALLS, REINFORCEMENT, GEOTEXTIL, GEOGRID, COSTS.

CONTENTS:

The present work analyzes the Geosynthetic reinforced walls's desing, in order to show and compare with conventionals desing (Concrete Walls) and establish the advantages and/or disadvantages of these construction methods and assess the new technology's benefits

When one talks of geosynthetics in reinforced walls, he gets himself a more specific reference to geotextile and geogrid.

The wall's designed finds of Girón road on the way out to Lebrija, was modeled in Geosoft Pavco v2.1., at a later time Slide 5,0 (Rocscience), in order to corroborate his stability. Also is designed as a concrete wall in their respective analysis.

It is a 14 meter wall high, the wall has 2 segments, a superior wall 6 meter tall, and an inferior wall 8 meter tall; Taking into account all the data of the found ground, also your respective internal and external loads, as it is a vehicular road that goes by the superior wall.

This project yodaría to promote and deepen the study and research of geosynthetic systems, use, applications, innovations that can generate earthworks and engineering, stable and longer life

The development of geosynthetics has been in constant growth leading to upgrades and ongoing research of the system and its products for Colombian engineering and / or technology to put its Regional

* Trabajo de Grado de Maestría

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Wilfredo Del Toro, Codirector: Carlos Moreno

INTRODUCCIÓN

Desde que el hombre emprendió la construcción de obras civiles y militares, tuvo que enfrentarse a los inconvenientes que le presentaban algunos tipos de suelos de fundación. Esto lo obligo a desarrollar técnicas de ingeniería que mejoraran las condiciones de dichos suelos.

Una de las ramas de la Ingeniería Civil es la Geotecnia la cual en teoría y práctica se encarga del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la tierra. Los ingenieros geotécnicos investigan el suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y diseñar cimentaciones para estructuras, construir túneles, carreteras o muros de contención sobre como lo es el objetivo primordial de este proyecto.

Los muros de contención de tierras son elementos estructurales de amplio uso en obras de infraestructura diaria, cuya finalidad es la contención de tierras para estabilización de taludes naturales, formación de terraplenes para carreteras, formación de estribos para obras de paso, etc. Tradicionalmente se han empleado para su construcción, materiales tales como mampostería, hormigón en masa y/o hormigón armado.

En las últimas décadas ha habido un fuerte desarrollo tecnológico, debido principalmente a la aparición de nuevos materiales para su diseño, principalmente los Geosintéticos; Su diseño basado en análisis de Equilibrio Límite ha sido ampliamente estudiado y desarrollado por autores como Robert Koerner, Robert Holtz, y Jean Pierre Giroud, adicionalmente se encuentran disponibles normas de construcción y análisis como AASHTO, LRFD Bridge Design Specification,

Section 11 (Walls, Abutments, and Piers), y Design Manual for Segmental Retaining Wall de la NCMA (National Concrete Masonry Association). De esta manera gran parte de las actuales aplicaciones en ingeniería están orientadas al refuerzo de suelos con geosintéticos.

El empleo de los geosintéticos permite realizar trabajos con reducción de tiempo, menores costos, mayor calidad de la estructura desde el punto de vista tanto estructural como estético y una importante reducción en el impacto medio ambiental pues da la posibilidad de dar distintos acabados naturales a la superficie de la estructura.

Los materiales que componen los geosintéticos disponen numerosas cualidades funcionales como son: ligereza; resistencia mecánica y química; mantenimiento reducido; libertad de formas. Su uso permite aumentar la vida útil de ciertos componentes estructurales, gracias a sus propiedades mecánicas (rigidez, resistencia a la fatiga) y a sus propiedades químicas (resistencia a la corrosión).

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Generar diferentes opciones para la estabilidad de muros de contención con refuerzo de geosintéticos, en forma rápida, económica y eficiente, que permita compararlas con los sistemas normalmente usados para la estabilidad y contención de taludes (muros en concreto) y de esta forma optimizar los recursos disponibles para este tipo de obras.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar el sistema de muro de contención reforzado con geosintéticos (MSEW) y como muro de contención de gravedad construido en concreto.
- Diseñar un modelo de cada tipo de muro reforzado con geosintéticos y en concreto, posible de ser utilizado en el proyecto.
- Evaluar y comparar desde el punto de vista económico, facilidad constructiva y estabilidad, los muros diseñados con geosintéticos y con concreto.

1. RESEÑA HISTÓRICA

La idea de colocar algún elemento sobre los suelos blandos para aumentar su capacidad de soporte no es nueva, ya que La vía Apia, construida en el año 312 antes de cristo, fue empedrada con grandes losas poligonales de basalto que descansaban sobre ciertas plantas (la calluna vulgaris) y pieles de borrego.

Con los geotextiles primero se buscó una solución para la lucha contra la erosión, estos estaban dirigidos a ser una alternativa como filtros granulares del suelo, por eso eran conocidos como " filtra telas". Barrett, en su clásico 1966, muestra el trabajo en los años cincuenta con geotextiles para hormigones precolados, para la lucha contra la erosión, debajo del fondo de rocas grandes, y en otras situaciones de lucha contra la erosión.

A finales de los años sesenta Ródano - Poulenc Textiles en Francia comenzó a trabajar con telas tejidas para aplicaciones realmente diferentes para el refuerzo para vías desempedradas, debajo de ferrocarril lastra, dentro de muros de contención y en las represas terráqueas, entre otras cosas similares. La función primaria en muchas de estas aplicaciones fue la separación y el refuerzo. Pero también se notó que las telas tenían una función como filtros voluminosos, que podían transmitir agua dentro de su estructura lo que concluyo que podían actuar como tubos de desagüe. Tales usos como la disipación de poro suavizan presiones, e interceptores horizontales y verticales de flujo.

El crédito del inicio de trabajo con de geotextiles también se debe a los holandeses e ingleses. ICI Fibras, fue una influencia principal en el uso de telas tejidas, unidas por calor en una amplia variedad de usos. Los primeros materiales

no tejidos usados en EEUU fueron importados de ICI Fibras por Mirafi, S.A. a finales de 1970. La temprana literatura por ICI Fibras fue muy significativa en el uso correcto de geotextiles en una colección variada de aplicaciones.

En el año 1978 se usaron más de 60 millones de metros cuadrados. En los Estados Unidos los geotextiles han venido siendo usados para la estabilización de carreteras en zonas pantanosas cerca de la costa oriental y en la rehabilitación de intersecciones entre carreteras y vías férreas para minimizar los problemas de asentamientos diferenciales.

Los libros de Koerner y Galés en 1980 y Rankilor en 1981, junto con miles de escritos separados generaron una masiva información, que fueron conducidas inicialmente por los fabricantes de la tela.

Los sistemas de refuerzo han sido usados desde la época prehistórica para el mejoramiento del suelo. El uso de paja para mejorar la calidad de ladrillos de adobe data de los inicios de la historia humana. Muchos primitivos usaron troncos y ramas para reforzar sus moradas de barro. Algunos ejemplos de refuerzo de suelo incluyen ramas de árbol, los cuales han sido usados en China por más de 1,000 años Otros ejemplos incluyen clavijas de madera usadas en Inglaterra para el control de erosión y derrumbes, el bambú y la malla de alambres. El refuerzo de suelos también puede ser logrado por el crecimiento de raíces de las plantas.

Los métodos modernos de refuerzo del suelo para la construcción de barreras de contención fueron realizados por el arquitecto e ingeniero francés Henri Vidal en los inicios de los sesenta.

* ROBERT M. KOERNER. Designing with Geosynthetics, 5 ED. New Jersey: PRENTICE HALL, 2005, Pág. 3 y 4.

Basándose en el principio de sistema de suelo reforzado desarrollado por el ingeniero Henry Vidal se desarrolló el Sistema de gavión reforzado, la primera estructura documentada que presenta una combinación de gaviones y refuerzo fue construida en Sabah, Malasia en 1979. Un revestimiento vertical de gaviones fue anclado al suelo por medio de tirantes de acero. La estructura, con una altura de 14 metros soporta un tramo de la autopista que une Kota Kinabalu y Sinsuran (figura 1).

Figura 1. Suelo Reforzado con gavión reforzado en Malasia (1979)



Fuente: Elaboración Propia

Buscando garantizar un refuerzo continuo sobre el plano horizontal, se consideró oportuna la utilización de mallas a doble torsión fabricadas con alambres de acero sustituyendo a los tirantes. De esta manera se crean armaduras longitudinales, continuas y se alcanza el desarrollo, no sólo de la fricción contra la sección del alambre, sino sobre todo de las propiedades mecánicas de trabazón entre las partículas de material del suelo.

La experiencia adquirida y la necesidad de garantizar un comportamiento ideal de las estructuras terminadas, simplificando las fases de colocación en obra, permitieron la realización de un producto en malla metálica hexagonal de doble torsión, este elemento en Suelo Reforzado permite la realización del paramento externo y la armadura de refuerzo en forma continua además se han utilizado

refuerzos de geomallas uniaxiales como refuerzos principales en muchos de los muros de altura elevada.

Algunos prototipos todavía existentes de rellenos reforzados son: el ZIGURAT ahora conocido como El agar-QUF "ZIGURAT", que está cinco kilómetros al norte de Bagdad, fue construida de ladrillos de arcilla que varían en espesor entre 130 y 400 mm, reforzada con tejido de esteras de caña establecidas horizontalmente sobre una capa de arena y grava en distancias verticales que varían entre 0,5 y 2,0m. y la Gran Muralla de China, las partes que se concluyeron alrededor de 200 a.c., contienen ejemplos de relleno reforzado, en este caso su relleno consistía en mezclas de arcilla y grava reforzado con ramas de tamarisco (árbol de la zona).

En Colombia, la primera aplicación importante de geotextiles se llevó a cabo en la construcción de la carretera Panamericana en el tramo correspondiente al Tapón del Darién. Sin embargo, el primer proyecto donde se utilizaron geotextiles fue el desarrollado en la carretera Zipaquirá, Ubaté, en 1972, en protección de taludes. También se están utilizando en el aeropuerto Rionegro de Medellín, en un tramo de la carretera Oiba, San Gil en el departamento de Santander y en una de las pistas de carreteo del Aeropuerto El Dorado de Bogotá. El uso de la palabra "geosintético" se refiere a todo material de materia prima sintética, usada en obras de suelo u obras de tierra.

2. GEOSINTÉTICOS PARA REFUERZOS

Los Geosintéticos son materiales que se fabrican a partir de varios tipos de polímeros naturales o artificiales y se utilizan para mejorar las características del suelo natural y hacer posible la ejecución de ciertos proyectos de construcción de ingeniería civil y geotécnica.

La durabilidad de los refuerzos con geosintéticos está influenciada por factores ambientales como: tiempo, temperatura, daño mecánico, niveles de esfuerzos y exposición química (oxígeno, agua y pH). Aunque algunos polímeros son atacados microbiológicamente, en general la mayoría de los polímeros utilizados en muros no son afectados.

Se deben utilizar polímeros que tengan unas buenas características de resistencia a la degradación química a largo plazo si se utiliza factores de reducción sencillos por defecto, con el objeto de minimizar el riesgo de ocurrencia de degradación significativa a largo plazo.

Los geosintéticos se utilizan para satisfacer las siguientes funciones principales: separación, drenaje, filtración, protección, refuerzo.

2.1. GEOTEXTILES

Son telas permeables no biodegradables que se encuentran dentro de los geosintéticos que pueden emplearse como filtros en sustitución de agregados graduados, como estabilizadores de suelos blandos y como elementos para

sustituir la erosión de suelos y el acarreo de azolves. Se emplean como elementos de distribución de cargas en los pavimentos, en los taludes y en los cortes y ayudan a proteger de la erosión.

Sus principales características son:

- **RESISTENTE A LA TENSIÓN:** pueden absorber los esfuerzos a los que estén sometidas las estructuras. De esta forma aseguran los resultados a largo plazo
- **RESISTENCIA QUÍMICA:** por ser fabricados de fibras sintéticas y materiales químicamente inertes.
- **CAPACIDAD DE FILTRACIÓN:** por su porometría permiten el paso del agua y retienen los materiales finos.
- **ELONGACIÓN:** permite un mejor acomodamiento en terrenos irregulares, manteniendo su resistencia bajo deformaciones iniciales que presenten. Esto en geotextiles no tejidos.
- **RESISTENCIA A LA TEMPERATURA:** los geotextiles no tejidos, termofundidos de poliéster para repavimentación, los cuales poseen resistencia a las altas temperaturas.

CLASIFICACIÓN DE LOS GEOTEXTILES

Los geotextiles se pueden clasificar según su composición en: fibras naturales, artificiales y sintéticas. Y según su método de fabricación en dos tipos: Geotextiles Tejidos y Geotextiles No tejidos[†].

[†] Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009, pág. 5.

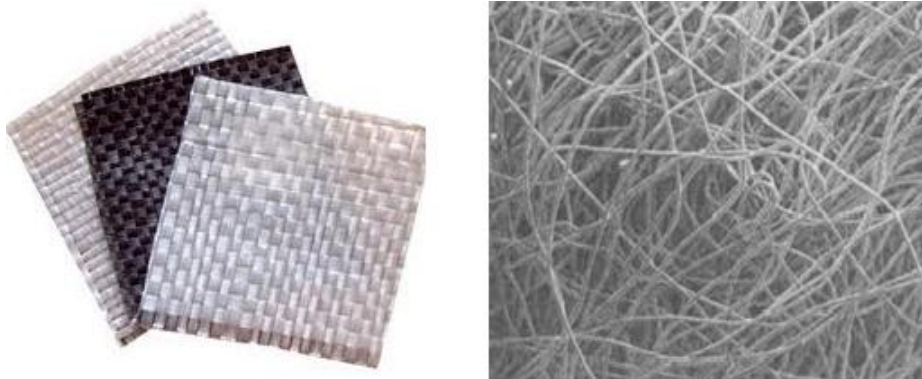
SEGÚN SU COMPOSICIÓN

Las fibras por lo general tienen las siguientes características: absorbencia, facilidad de teñido, alto lustre natural, lujo y economía.

- Fibras Naturales: son usados para la fabricación de geotextiles biodegradables, los cuales serán usados en revegetación de taludes. Pueden ser de origen animal y vegetal (lana, seda pelos, algodón, yute, lino entre otros).
- Fibras Artificiales: son derivadas de la celulosa como el rayón, la viscosa y el acetato.
- Fibras Sintéticas: son fabricadas según ciertos criterios, generalmente estas son de gran durabilidad, resistentes a los microorganismos y bacterias,

SEGÚN SU MÉTODO DE FABRICACIÓN

Figura 2. Geotextil tejido y Geotextil no tejido punzonado por agujas



Fuente: *Elaboración Propia*

- Geotextiles Tejidos:
Son tejidos realizados en máquina de tejer. Pueden ser tejido plano o tejido canasta (ver figura 2). Los geotextiles tejidos se hacen tejiendo monofilamentos, multifilamentos o fibras de películas cortas. Las fibras de películas cortas posteriormente pueden subdividirse en cintas planas y tejidos fibrilados (o tejidos

como tela de araña). Las telas de películas cortas se usan generalmente para control de sedimentos, por ejemplo cortinas de retención, y para estabilizar caminos, pero es una alternativa poco recomendable para usarse en drenaje de subsuelo y en control de erosión. Aunque los tejidos de cinta plana de películas cortas son bastante resistentes, forman una tela que tiene una permeabilidad relativamente baja (pobre).

- Geotextiles No tejidos:

Las fibras que conforman estos tejidos están puestas aleatoriamente. Los geotextiles no tejidos se fabrican ya sea con fibras cortas (entre 50 y 150 mm de longitud) o con filamentos continuos distribuidos al azar en capas sobre una banda en movimiento para formar una especie de “panal”, el cual se pasa a través de un “telar” de agujas o por otro tipo de máquina para entrelazar o unir las fibras o filamentos. Son altamente recomendables para el drenaje de subsuelo y para el control de la erosión, así como para la estabilización de caminos sobre suelos húmedos o saturados. Los geotextiles no tejidos se clasifican a su vez en:

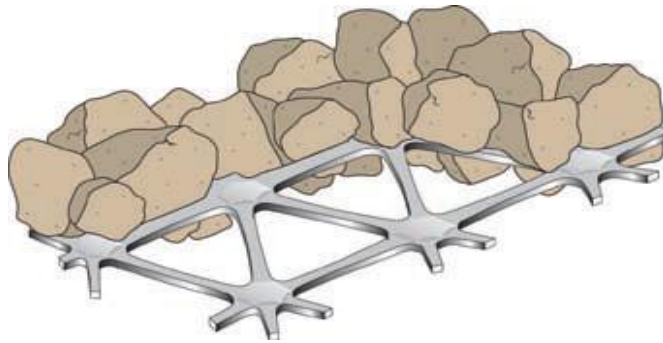
-Geotextiles No Tejidos ligados mecánicamente o punzonados por agujas (entrelazado de agujas aleatoriamente conformando un velo o una napa, figura 2) estos tejidos tienen muy buenas características mecánicas en parte manteniendo el espesor de la napa lo cual nos confiere una mejor estructura tridimensional, gran elongación de un 40% a un 120% o más, buenas funciones de filtración y separación.

-Geotextiles No Tejidos termo-soldados: se forma una unión entre las fibras por fusión mediante temperaturas altas. Tienden a ser algo rígidos. Buenas propiedades mecánicas pero poca flexibilidad.

-Geotextiles No Tejidos ligados químicamente: se unen las fibras por químicos, no se deben usar químicos distintos a los polímeros y también por sus elevados costos.

2.2. GEOMALLAS

Figura 3. Trabazón de rocas en geomallas.



Fuente: *Elaboración Propia*

Las geomallas son productos geosintéticos formados por estructuras tridimensionales resistentes a la tensión dispuestos a interactuar en un sistema de trabazón con el suelo, estas pueden ser mono o bi-orientadas. Generalmente son fabricadas en polietileno de alta densidad, utilizando un proceso de extrusión seguido de un estiramiento mono direccional en el caso de las mono-orientadas o longitudinal y transversal en el caso de las bi-orientadas[‡].

[‡] Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009, pág. 14 y17.

Figura 4. Geomalla mono- orientada y Geomalla bi-orientada



Fuente: Elaboración Propia

Las geomallas tienen una óptima resistencia a los daños por construcción durante la instalación. Sus principales usos en terraplenes, muros y taludes, ideal en el reforzamiento de suelos y construcción de carreteras.

- **GEOMALLAS MONO-ORIENTADAS**

Son estructuras producidas de polietileno de alta densidad utilizando un proceso de extrusión seguido de estiramiento en un solo eje (ver figura 4).

Estas son de estructuras monolíticas con distribución uniformes de largas aberturas elípticas, desarrollando así gran fuerza a la tensión y gran módulo de tensión en la dirección longitudinal.

- **GEOMALLAS BI-ORIENTADAS**

Son estructuras producidas de polipropileno, químicamente de características uniformes y homogéneas, producidas mediante un proceso de extrusión y luego estiradas forma igual forma longitudinal y transversal (ver figura 4). La resistencia se refleja en ambas direcciones y un alto módulo de elasticidad. Este tipo de geomalla representa una óptima trabazón con el suelo, son usadas principalmente para reforzar estructuras de pavimentos rígidos y flexibles.

2.3. GEOCELDAS

Figura 5. Geoceldas



Fuente: Elaboración Propia

Sistema de confinamiento celular, con celdas bi-orientadas tridimensionales, que contribuyen al aumento de módulos de elasticidad del material granular, generando la resistencia necesaria para asumir los esfuerzos de empuje, en estructuras de contención. No generar problemas de contaminación y sí muy funcional al entorno ecológico. Son fabricadas con polietileno en un sistema único que no requiere de unión o soldadura. Son estructuras durables y flexibles, se expanden o comprimen como acordeones (ver figura 5), por lo que se transporta y almacena en forma compacta.

Las geoceldas logran un sistema estable que confinan efectivamente materiales sueltos en sus celdas, lo que las hace más resistentes a la distribución de cargas y a la acción de cargas puntuales.

2.4. GEOMEMBRANAS

Se constituyen de un polímero termoplástico obtenido por polimerización del etileno. Sus propiedades dependen de su estructura, los obtenidos a alta presión presentan una estructura ramificada (polietileno de baja densidad, LDPE), mientras que los obtenidos a baja presión son lineales (polietileno de alta densidad, HDPE).

Figura 6. Geomembranas



Fuente: Elaboración Propia

El polietileno de baja densidad es un material blando y elástico, mientras que el polietileno de alta densidad es más duro y rígido; ambos son inertes a la mayoría de los ácidos y álcalis.

La función de la geomembrana es servir como una barrera impermeable entre el exterior y el suelo como lo son en impermeabilizaciones de lagos, rellenos sanitarios proyectos hidroeléctricos, o también viceversa, como barrera de vapor, en impermeabilización de losas de concreto, o construcciones bajo tierra como sótanos (ver figura 6).

Es usado en obras para la protección del medio ambiente: reservorios, rellenos sanitarios, proyectos hidroeléctricos, lagunas de oxidación, recubrimiento de

tanques y canales; evitando la contaminación del subsuelo y las aguas subterráneas.

2.5. MANTOS PARA EL 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. Los mantos pueden ser temporales y permanentes.

- **TEMPORALES**

Su funcionalidad comprende ente 1 a 48 meses, lo cual se ve reflejado en la biodegradación del manto. Estos mantos facilitan el desarrollo de la vegetación en zonas donde esta misma tiene la capacidad de brindar al suelo una protección contra la erosión.

Su estructura es de tejido abierto lo que facilita el control de la erosión y ayuda al crecimiento, asentamiento de la vegetación. Hay dos clases:

AGROMANTOS:

Es un manto para Control de Erosión no tejido de fibras de fique y coco (figura 7), se destaca por su excelente capacidad de resistir los agentes erosivos mientras se biodegrada integrándose finalmente al suelo[§]. Se fabrican de forma que permiten el paso moderado de luz solar, facilitándola germinación y el desarrollo de la planta, favorecido a su vez por la cualidad de retener y liberar humedad,

[§] Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009, pág. 23.

generando un microclima entre el suelo y el agromanto. Se recomienda su uso en taludes de máximo 45 grados.

Figura 7. Mantos temporales para combatir la erosión. Agromanto



Fuente: Elaboración Propia

ECOMATRIX: Es una malla de polipropileno de apariencia natural, color verde, que protege la superficie del suelo de la erosión producida por eventos naturales como lluvias y vientos, ofreciendo a su vez sombrío parcial y almacenamiento de calor para así favorecer el desarrollo de la vegetación**, (ver figura 8). Ecomatrix ha sido diseñado para mantener las semillas y el suelo orgánico en su lugar, hasta que la vegetación se establezca.

Figura 8. Mantos temporales para combatir la erosión. Ecomatrix



Fuente: Elaboración Propia

** Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009, pág. 23.

- PERMANENTES

Figura 9. Mantos permanentes para combatir la erosión.



Fuente: Elaboración Propia

Son mantos fabricados por fibras sintéticas de poliéster no degradables, resistentes a la luz UV que conforman una matriz tridimensional y a los químicos que habitan en el ambiente natural del suelo.

Estos mantos están diseñados para brindar protección inmediata contra la erosión, servir de soporte en el crecimiento y establecimiento de la vegetación y ser un refuerzo permanente para la vegetación (ver figura 9). Su funcionalidad va desde los 48 meses hasta los 50 años.

Su principal uso es para protección de taludes y revestimiento de canales.

Para decidir que manto se debe usar se debe tener en cuenta el clima, la precipitación, geometría de talud como lo es su longitud y pendiente, tipo de suelo con su respectiva caracterización geotécnica, contenido químico, biológico y la acidez del suelo.

3. MUROS DE CONTENCIÓN

Figura 10. Muros de contención



Fuente: Elaboración Propia

Los Muros de Contención son elementos constructivos que cumplen la función de cerramiento, soportando por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras.

Un muro de contención no solo soporta los empujes horizontales transmitidos por el terreno, debe también recibir los esfuerzos verticales transmitidos a pilares, paredes de carga y forjados que apoyan sobre ellos. La mayoría de los muros de contención se construyen de hormigón armado, cumpliendo la función de soportar el empuje de tierras. Pero también hay muros de suelo armado que se componen por el material de relleno compactado, que se estabiliza con capas de elementos de tensión sintéticos, formando una más reforzada de comportamiento unitario (ver figura 10). En este proyecto se habla de soluciones mediante el uso de geosintéticos, por lo tanto esta enfatizado a los muros de suelo armado.

4. METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS (MSE) CON TALUD SUPERIOR HORIZONTAL.

Este proyecto es para muros de suelos reforzados en talud horizontal (ver figura 10). Dos métodos muy usados en la actualidad es el diseño según la AASHTO PARA EL DISEÑO DE MUROS “Standard Specifications for Highway Bridges” – AASHTO – HB 17, Capítulo 5, Sección 5.8. El cual se puede apreciar mejor por el “Ingeniero JAIME SUAREZ DIAZ. *Diseño de Muros de Suelo reforzados con geosintéticos. Bucaramanga: UIS, 2004*”. Y el segundo método es un diseño sugerido por PAVCO PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS. Este método es nuestro diseño a seguir puesto que sigue los principios de Robert M. Koerner, y Robert D. Holtz.

Los muros en suelo mecánicamente estabilizado (MSE) deben diseñarse para la estabilidad externa del sistema de muro como también para la estabilidad interna de la masa de suelo reforzado. El diseño interno de los sistemas de muro MSE requiere del conocimiento a corto y largo plazo de las propiedades de los materiales usados como refuerzo, como también de la mecánica de suelos, la cual gobierna el comportamiento de los muros MSE^{††}.

^{††} Ing. JAIME SUAREZ DIAZ. *Diseño de Muros de Suelos Reforzados con Geosintéticos*, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander. 2004. Art 5.8.

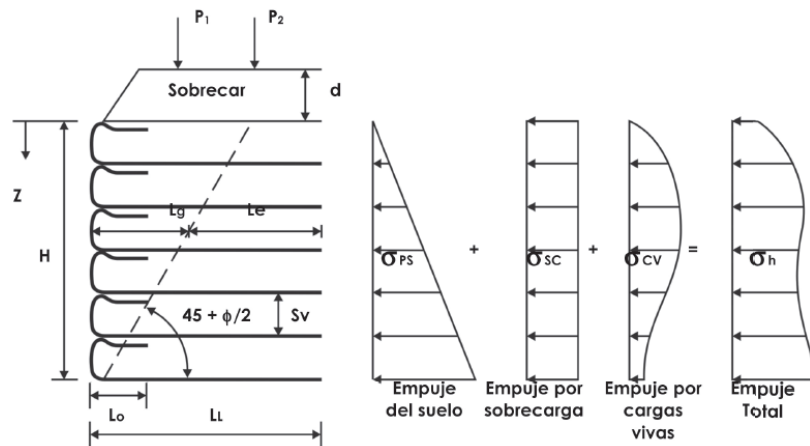
4.1. DISEÑO SUGERIDO POR PAVCO, PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS

Este modelo fue tomado del “Manual de Diseño con Geosintéticos, Departamento de Ingeniería- Geosistemas PAVCO SA, octava edición. Bogotá: 2009”.

Este método radica principalmente en enfocar las distribuciones de esfuerzos, la superficie de falla y los valores para los diversos factores de seguridad involucrados.

4.1.1. Establecer los límites del diseño, condiciones iniciales, alcance del proyecto y cargas externas

Figura 11. Conceptos de presión de suelos y teoría de muros con Geotextil.

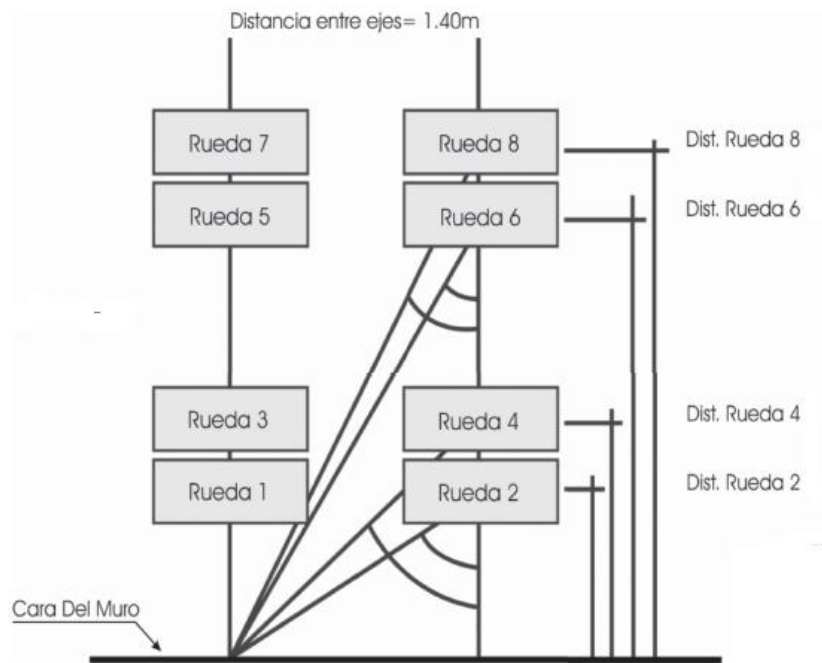


Fuente: *Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.*

- Primero se determina la altura máxima del muro, sección transversal y longitud total.

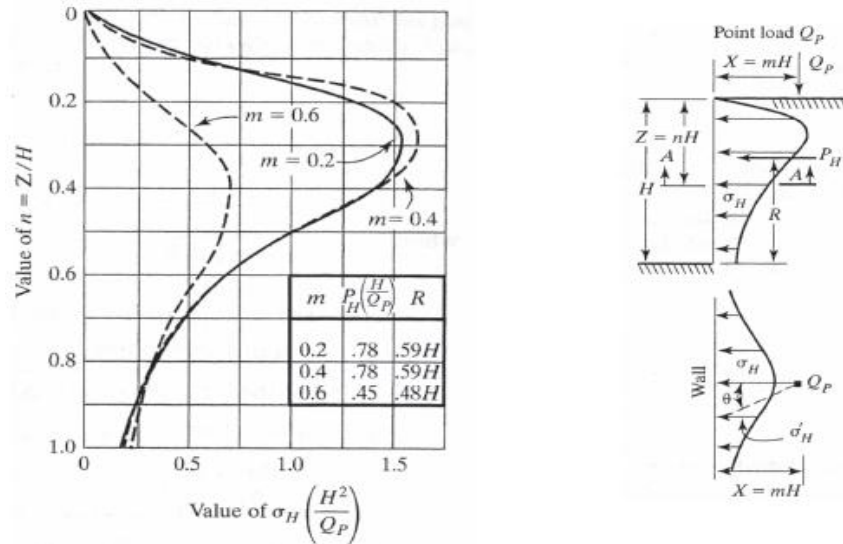
- Luengo determinamos la inclinación de la cara del muro en relación con la horizontal. Se define 70° como la inclinación mínima para muros de contención, de lo contrario estaríamos hablando de un terraplén o talud.
 - Evaluar cargas externas:
 - Presión lateral de tierras (ver figura 15 y 16).
 - Sobrecarga uniforme $q = \gamma * d$
 - Sobrecarga concentrada F_v, F_h
- Cargas vivas Δq . Se deben tener en cuenta todas las cargas puntuales y longitudinales ubicadas en la parte superior del muro.
- Cargas sísmicas αg

Figura 12. Esquema de eje Tándem para cálculo de cargas vivas.



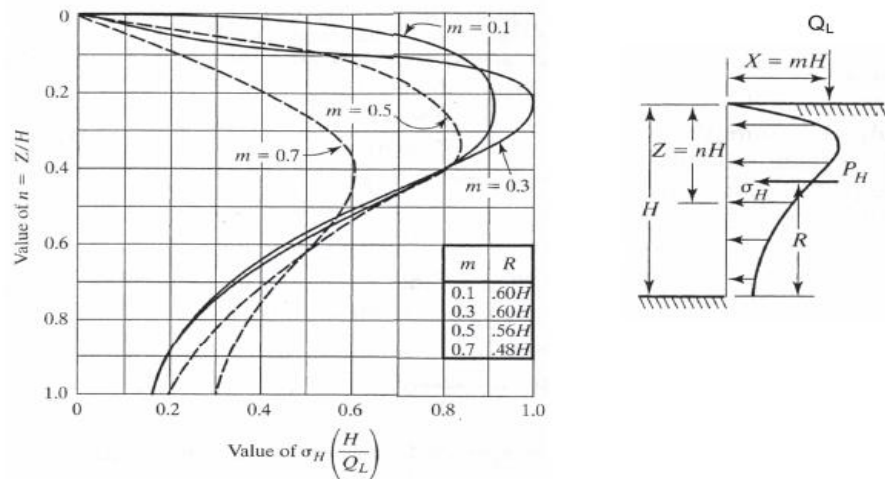
Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.

Figura 13. Presión lateral debida a carga puntual Q_p . (Ecuación de Boussinesq modificada por experimentación)



Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.

Figura 14. Presión lateral debida a carga puntual Q_L . (Ecuación de Boussinesq modificada por experimentación)



Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.

- Para proteger el muro, este se debe cubrir con elementos rígidos o flexibles, como:
 - Mampostería
 - Paneles de concreto
 - Recubrimiento en mortero o concreto lanzado
 - Recuperación empleando vegetación
 - Los muros en suelo reforzado se deben emplear geomallas como refuerzo
 - En obras temporales los geotextiles se pueden dejar expuestos.
- Determinar la separación entre cada una de las capas de refuerzo con geosintético (S_v).

Construir un sistema de drenaje y sistemas de lloraderos o drenes al espaldón del muro para las lluvias, escorrentías y aguas de infiltración.

4.1.2. Determinar las propiedades ingenieriles del suelo de fundación

- Determinar los parámetros de resistencia C_u , o c' y ϕ' .
- Determinar los pesos unitarios γ_t, γ_d y las propiedades índice del material
- Localizar el nivel freático.

4.1.3. Determinar las propiedades del suelo a usar en la construcción del muro y las del relleno de confinamiento

Determinar la gradación y el índice de plasticidad, verificando si cumplen con las especificaciones mínimas exigibles para los materiales de relleno.

Las normas generales de construcción de carreteras empleada por el Ministerio de Transporte a través Instituto Nacional de Vías en su Artículo 220 de 2007,

establece los requisitos para materiales a utilizar en la conformación de terraplenes (ver tabla 1).

Tabla 1. Especificaciones generales del material para construcción de terraplenes INVIAS Art. 220-07

Suelos	Seleccionados	Adecuados	Tolerables
Aplicación	Corona, Núcleo, Cimiento	Corona, Núcleo, Cimiento	Núcleo, Cimiento
Tamaño Máximo	75 mm	100 mm	150 mm
Pasa Tamiz No. 200	≤ 25% en peso	≤ 35% en peso	≤ 35% en peso
CBR de laboratorio	≥ 10%	≥ 5%	≥ 3%
Expansión de prueba CBR	0%	< 2.0%	< 2.0%
Contenido de materia orgánica	0%	< 1.0%	< 2.0%
Limite Liquido	< 30	< 40	< 40
Índice de plasticidad	< 10	< 15	-

Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.

La FHWA^{††} nos da unas especificaciones de las propiedades del suelo de relleno (ver tabla 2). Para la construcción de suelos en tierra reforzada en proyectos viales como accesos a puentes donde los asentamientos deben ser mínimos.

^{††} NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Mechanically Stabilized Earth Walls And Reinforced Soil Slopes Design And Construction Guidelines, FHWA-NHI-00-043, March 2001

Tabla 2. Especificaciones suelos de relleno, según la FHWA

Tamaño del Tamiz	% Pasa
4"	100%
No. 4	0 - 60 %
No. 200	0 - 15 %

Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.

- Determinar la humedad óptima ω_{opt} y el γ_{dmax} , datos obtenidos de un ensayo Proctor modificado. Se recomienda que el material a usar en la construcción del muro se compacte al 95% del Proctor modificado.
- Obtener el ángulo de fricción interna por medio de los ensayos de corte directo drenados o un ensayo triaxial.

4.1.4. Establecer los factores de seguridad a usar durante el diseño.

- Estabilidad interna

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS_g} \quad (1)$$

$$FS_g = FR_{ID} * FR_{FL} * FR_{DQB} \quad (2)$$

T_{ult} = Resistencia última del geotextil por el método de la tira ancha.

FS_g = Valores recomendados de 1.3 a 1.5 para condiciones estáticas. Revisar el factor de seguridad más adecuado, según las características de los materiales y la aplicación de estos.

FR_{ID} = Factor de Reducción por daños durante la instalación.

FR_{FL} = Factor de Reducción por carga continua sobre el geotextil.

FR_{DQB} = Factor de Reducción por degradación química / biológica.

- Estabilidad externa y asentamientos

Factores mínimos recomendados por la AASHTO para el cálculo y diseño de muros en suelo reforzado para acceso a puentes.

Tabla 3. Factores de seguridad mínimos para análisis estático

Tipo de Análisis	Factor de Seguridad
Deslizamiento	1.5
Volcamiento	2.0
Capacidad Portante	3.0
Estabilidad Global	1.3
Asentamientos	Según los requerimientos del proyecto

Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem

Tabla 4. Factores de seguridad mínimos para análisis sísmico

Tipo de Análisis	Factor de Seguridad
Deslizamiento	1.125
Volcamiento	1.5
Capacidad Portante	1.1

Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem

4.1.5. Diseño de estabilidad interna.

- Determinar las dimensiones preliminares del muro.
- Por razones constructivas y para evitar el embombamiento en la cara externa en cada una de las capas se recomienda que la altura de las mismas no deba exceder los 50 cm.
- Desarrollar los diagramas de presión lateral de tierras para la sección reforzada.
- Estos se componen por la sumatoria de los valores obtenidos para el empuje lateral de tierras, por cargas muertas, cargas vivas y sísmicas.
- Calcular los máximos esfuerzos horizontales en cada capa de refuerzo.
- Diseñar la separación vertical entre capas y las longitudes de desarrollo del geotextil para cada una de estas.

$$\sigma_{PS} = K_a * \gamma * z \quad (3)$$

$$\sigma_{SC} = K_a * q \quad (4)$$

$$\sigma_{CV} = P * (x^2 * z / R^5) \quad (5)$$

$$\sigma_h = \sigma_{PS} + \sigma_{SC} + \sigma_{CV} \quad (6)$$

σ_{PS} = Presión debida al suelo.

$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$, coeficiente de presión activa.

ϕ = Ángulo de fricción del suelo de relleno en la zona reforzada.

γ = Peso unitario del suelo de relleno.

z = Profundidad desde la superficie hasta la capa en estudio.

σ_{SC} = Presión debida a sobrecargas.

$q = \gamma * D$. Sobrecargas en la superficie, donde γ es el peso unitario de la sobrecarga.

D = Profundidad del suelo de sobrecarga.

σ_{CV} = Presión debida a las cargas vivas.

P = Cargas concentradas.

x = Distancia horizontal entre la carga y la cara vertical del muro.

R = Distancia radial entre el punto de carga sobre el muro y donde la presión esta siendo calculada.

La sumatoria se realiza en la profundidad correspondiente a cada una de las capas de refuerzo.

$$S_V = T_{adm} / (\sigma_h * FS_g) \quad (7)$$

S_V = Separación vertical (espesor de cada capa).

T_{adm} = Esfuerzo admisible del geosintético, calculado según la ecuación 1.

σ_h = Presión lateral total en la profundidad total

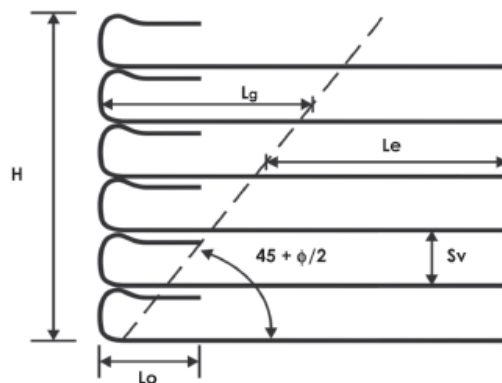
FS_g = Factor de seguridad global (usar 1.3 a 1.5).

• Cálculo de las longitudes de desarrollo del refuerzo con geosintético:

-Longitud geométrica hasta la zona de falla (L_g).

$$L_g = H - z * \tan(45^\circ - \phi / 2) \quad (8)$$

Figura 15. Despiece de las capas.



Fuente: *Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.*

-Longitud de empotramiento (L_e).

Haciendo sumatoria de fuerzas en X : F_x se obtiene:

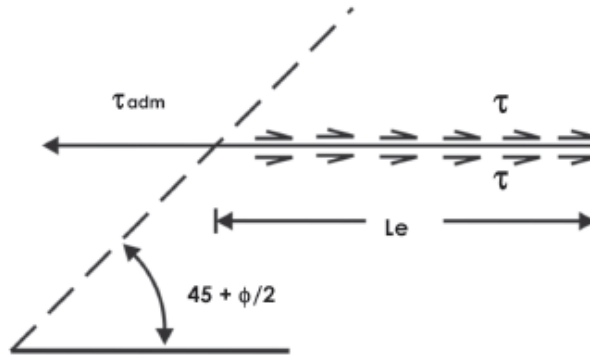
$$\sigma_h * S_V * FS = 2 * F_{za. Corte} \quad (9)$$

$$F_{za. Corte} = \tau * L_e \quad (10)$$

$$\tau = c + \sigma * \text{tang} \delta \quad (11)$$

$$L_e = \sigma_h * S_V * FS / 2 * (c + \sigma * \text{tang} \delta) \quad (12)$$

Figura 16. Calculo de la longitud de empotramiento del refuerzo.



Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.

δ = Angulo de fricción entre el suelo y el geosintético de refuerzo, obtenido por medio del método de ensayo de la norma ASTM D 5321.

La fuerza de adherencia suelo – geotextil disipa los esfuerzos generados por las presiones laterales a las que se ve sometida la estructura en suelos friccionante y cohesivos de la siguiente forma:

$$F_c = 2 * L_e (C_a * L + \sigma_h * \text{tang} \delta) \quad (13)$$

F_c = Fuerza de adherencia suelo – geotextil a lo largo de la longitud de empotramiento.

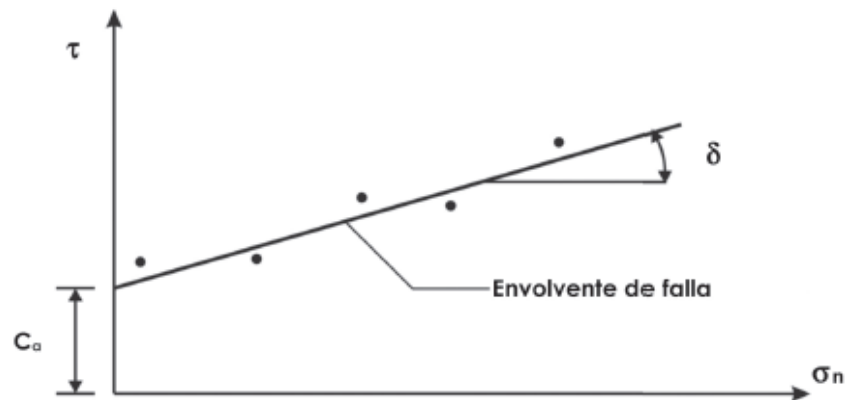
C_a = Cohesión suelo – geotextil.

$\tan \delta$ = Coeficiente de fricción suelo – geotextil.

σ_h = Presión normal efectiva a la profundidad del refuerzo.

A continuación se presenta el procedimiento de ensayo para medir la adherencia suelo – geosintético presentado por Koerner^{§§}.

Figura 17. Envolvente de falla ensayo de corte directo para geosintéticos.

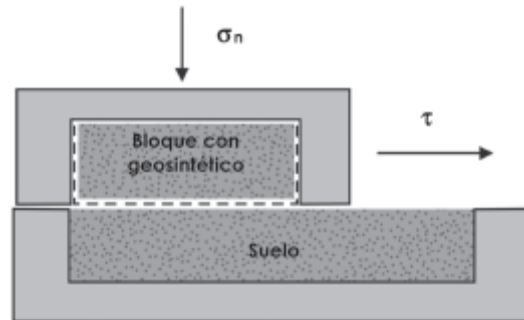


Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.

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.

^{§§} ROBERT M. KOERNER. Designing with Geosynthetics, 5 ED. New Jersey: PRENTICE HALL, 2005, Pág. 200-211

Figura 18. Ensayo de corte con geosintéticos.



Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem.

En las Tablas 5 y 6 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 5. Valores típicos de δ para distintos tipos de arenas.

Tipo de Geotextil	Arena de grano medio a grueso $\phi=30^\circ$	Arena Redondeada $\phi=28^\circ$	Arena Limosa $\phi=26^\circ$
Geotextil tejido cinta plana	24° (77%)	24° (84%)	23° (87%)
Geotextil no tejido punzonado por agujas	30° (100%)	26° (92%)	25° (96%)

Fuente: Designing With Geosynthetics, fifth edition. Koerner R. M.. PRENTICE HALL, pág. 127, table 2.5.

Tabla 6. Valores C_a y δ para suelos con contenidos de finos y geotextiles tejidos de cinta plana

Mezclas Utilizadas	Cohesión Suelo (T/m ²)	Adherencia Suelo - Geotextil (T/m ²)	ϕ Suelo (°)	δ Suelo - Geotextil (°)	Porcentaje de ϕ (%)
0% Limo - 100% Arena	1.0	1.8	37.0	34.5	93.2%
50% Limo - 50% Arena	3.5	1.5	35.4	30.8	87.0%
60% Limo - 40% Arena	3.7	1.5	33.0	29.9	90.6%
70% Limo - 30% Arena	3.7	1.5	32.0	25.6	80.0%
90% Limo - 10% Arena	3.8	1.6	28.7	21.1	73.5%

Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem

Para prediseños o 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.

-Longitud del dobléz superior

L_o = Para efectos prácticos se asumirá siempre como 1.0 metro.

La longitud total para usarse para cada capa de geotextil será entonces:

$$L_T = L_g + L_e + L_o + S_V \quad (14)$$

L_T Podrá ser acomodada a una medida constructiva que corresponde a múltiplos de 0.50m.

4.1.6. Análisis de estabilidad externa del muro.

- Revisar la estabilidad al deslizamiento (Factor de seguridad al deslizamiento):

$$FS_D = \frac{\text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\text{Fuerzas Horizontales Actuantes}} = \frac{\text{Fza cortante}}{(P_{CV} + P_{sc} + P_a)} \quad (15)$$

-Fuerzas horizontales resultantes

$$\tau = c + \sigma_v * \tan \delta \quad (16)$$

$$\text{Fza cortante} = \tau * L \quad (17)$$

-Fuerzas horizontales actuantes

Relleno de confinamiento: $P_a = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_a \quad (18)$

Sobrecarga: $P_{sc} = q * K_a * H \quad (19)$

Cargas vivas: $P_{CV} = 0.75 * (Q_p / H) \quad (20)$

- Revisar la estabilidad al volcamiento: (Factor de seguridad al volcamiento):

$$FS_v = \frac{\text{Momentos Resistentes}}{\text{Momentos Actuantes}} = \frac{M_{sc} + M_{PM}}{M_{PT} + M_{sc} + M_{CV}} \quad (21)$$

-Determinación de Momentos Resistentes

Momento generado por la sobrecarga: $M_{sc} = q * L * L / 2 \quad (22)$

Momento generado por el propio peso del muro:

$$M_{PM} = H * L * \gamma * L / 2 \quad (23)$$

-Determinación de Momentos Actuantes

Momento generado por la presión lateral de tierras:

$$M_{PT} = 1/3 * H * P_a \quad (24)$$

Momento generado por la sobrecarga: $M_{sc} = 1/2 * H * P_{sc} \quad (25)$

Momento generado por las cargas vivas:

$$M_{CV} = 0.55 * H * P_{CV} \quad (26)$$

- Revisar capacidad portante

Según Luciano Rivera^{***}, en estructuras en las cuales exista la posibilidad de que las capas de suelo de la cimentación puedan ser socavadas o erosionadas recomienda trabajar con las profundidades mínimas mostradas en la tabla 7, con el fin de garantizarle a la estructura unas condiciones de estabilidad suficientes durante todo su período de diseño.

Tabla 7. Profundidades mínimas de cimentación para muros en suelo reforzado y taludes

Inclinación del suelo de relleno	Mínima profundidad de cimentación
Horizontal	H / 20
3h : 1v	H / 10
2h : 1v	H / 7
3h : 2v	H / 5
Para muros de estribos de puentes	H / 10

Fuente: Manual de Diseño con geosintéticos – octava edición. Departamento de Ingeniería, Geosistemas PAVCO de Mexichem

Cálculo de la capacidad portante del muro como se muestra a continuación

$$\sigma_{ult} = c * N_c + q * N_q + 1/2 * \gamma * B * N_\gamma \quad (27)$$

Donde N_c, N_q, N_γ son los factores de carga planteados por Vesic (1973) para la ecuación general de capacidad portante. Para la profundidad de desplante de la

^{***} RIVERA L., Muros de contención de Suelo Reforzado con Cintas Metálicas y Geosintéticos 1 ED. Universidad del Cauca, 2004

cimentación se tomó una profundidad de 1.0 m. Con base a estos datos se calcula la capacidad portante del suelo de fundación sobre el cual se construirá el muro en suelo reforzado.

N_c	22.25		
N_q	11.85	N_γ	12.54

Para determinar el esfuerzo aplicado real al suelo se emplea la ecuación general para determinar el esfuerzo a una distancia “y” del centroide, y de donde se determinará el esfuerzo máximo y el esfuerzo mínimo para efectuar el chequeo por capacidad portante.

$$\sigma_y = V/A \pm M_{neto} y/I \quad (28)$$

σ_y = Esfuerzo aplicado a una distancia “y” del centroide del muro.

V = Sumatoria de fuerzas verticales.

A = Área de la sección transversal del muro.

M_{neto} = Sumatoria de momentos resistentes y actuantes.

y = Distancia al centroide.

I = Momento de inercia por unidad de longitud de la sección ($I = 1/12 * L * B^2$)

Se verifica la excentricidad de la carga:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} < \frac{B}{6} \quad (29)$$

Si la ecuación 29 no se cumple se recomienda ampliar la base del muro.

De la ecuación 28 tenemos:

-Esfuerzo máximo:

$$\sigma_{max} = V/A + M_{neto} y/I \quad (30)$$

$$\sigma_{max} = V/B * (1 + 6 * e/B) \quad (31)$$

-Esfuerzo mínimo:

$$\sigma_{min} = V/A - M_{neto} / I \quad (32)$$

$$\sigma_{min} = V/B * (1 - 6 * e/B) \quad (33)$$

Vale la pena anotar que si el esfuerzo mínimo fuera igual o menor a cero se tendría una condición en la que el muro por efecto de las fuerzas actuantes sobre este se está levantando en su parte posterior, generando una situación de posible volcamiento de la estructura.

Para determinar el factor de seguridad se emplea el esfuerzo máximo como esfuerzo actuante o aplicado que se compara con el esfuerzo resistente hallado antes. Entonces:

$$FS_{cp} = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} \quad (34)$$

4.1.7. Análisis de estabilidad externa con cargas dinámicas.

El análisis de la estabilidad dinámica del muro se emplea únicamente para el estudio de la estabilidad externa del muro.

-Presiones laterales debidas a sismos, método pseudo-estático

La teoría más conocida para calcular este tipo de sobrepresiones es la propuesta por Mononobe-Okabe, la cual es una modificación de la teoría propuesta por Coulomb.

$$P_{as} = \frac{1}{2} * K_{as} * \gamma * H^2 - c' * k_{as}^{\frac{1}{2}} * H \quad (35)$$

Para suelos granulares:

$$P_{as} = \frac{1}{2} * K_{as} * \gamma * H^2 \quad (36)$$

El cálculo o la estimación del coeficiente de presión activo K_{as} se determina mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Psi = \tan^{-1} \frac{a_h}{1-a_v} \quad (37)$$

$$D_\alpha = 1 + \frac{\text{sen } \phi' + \delta * \text{sen } \phi' - \beta - \Psi}{\text{sen } \alpha + \delta + \Psi * \text{sen } \beta - \alpha} \frac{1}{2}^2 \quad (38)$$

$$K_{as} = \frac{\cos^2 \phi' - \alpha - \Psi}{D_\alpha * \cos \Psi * \cos^2 \alpha * \cos \alpha + \delta + \Psi} \quad (39)$$

α = Ángulo de inclinación de trasdós.

β = Inclinación de la superficie del suelo retenido.

δ = Ángulo de fricción suelo – geotextil.

ϕ' = Ángulo de fricción interna del material.

a_h = Coeficiente sísmico horizontal.

a_v = Coeficiente sísmico vertical.

Para la ecuación 37, estos coeficientes oscilan entre 0.1g y 0.2g.

La zona de amenaza sísmica baja presenta valores de a_h iguales a 0.1g, las zonas de amenaza sísmica intermedia presenta valores entre 0.1 y 0.2g y por último la zona de amenaza sísmica alta presenta aceleraciones de a 0.2g.

Determinada la presión activa P_{as} se puede realizar la evaluación de la estabilidad externa de la estructura. Debe tenerse en cuenta que en condiciones dinámicas, los factores de seguridad para deslizamiento, volcamiento y estabilidad interna son menores que en condiciones estáticas (Ver Tabla 4).

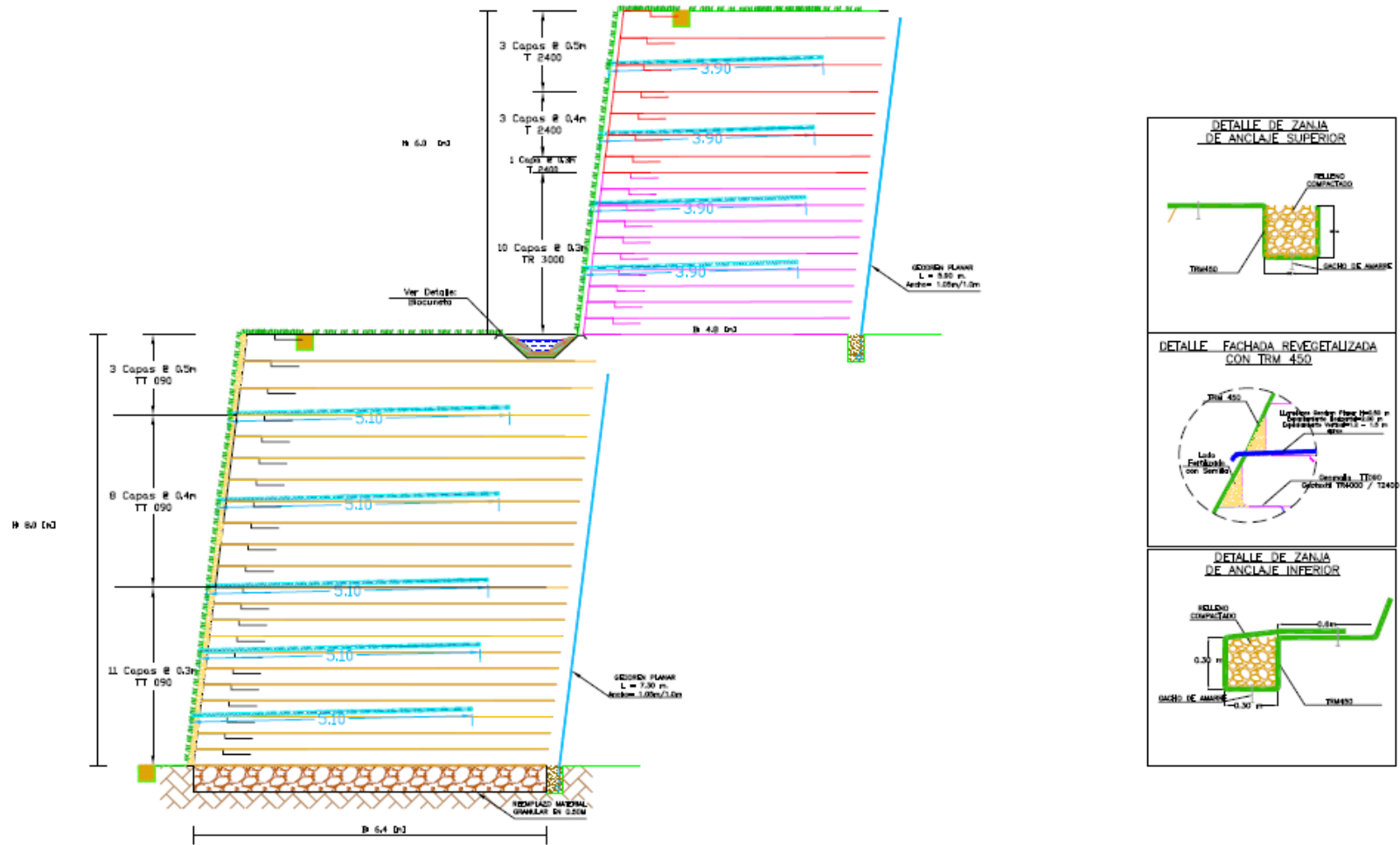
5. MURO ESGAMO

Figura 19. Muro – Esgamo, Girón (acabado en friso rustico)



Fuente: Elaboración Propia

Figura 20. Esquema Muro –Esgamo, Girón



Fuente: Elaboración Propia

5.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Para el mejoramiento del lote ubicado en la vía a Girón en la carrera 34, se requiere de la construcción de muro reforzado mecánicamente con geosintéticos, con altura de 14,0 m., con el propósito de estabilizar el área de influencia, este muro tendrán como acabado de fachada, friso rustico, y estará terracedo en dos niveles, con separación entre ellos de 7 m, se plantea la alternativa del uso de los Geosintéticos en el refuerzo de un Muro de contención; como es sabido, los materiales Geosintéticos actualmente ofrecen a la Ingeniería y la Geotecnia soluciones económicas y viables, con factores de seguridad iguales o mayores a los procedimientos tradicionales de diseño.

El alcance de este Diseño comprende la Evaluación de cargas Estáticas y Dinámicas necesarias para el cálculo de separación de las capas de Geotextil, y especificaciones de construcción.

5.2. FUNDAMENTO Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

Para el cálculo de estabilidad interna de cada Muro, según la Teoría de Rankine, se asume una falla de tipo triangular donde el ángulo de la tangente de falla con la base del muro es igual a $45 + \tan(\phi/2)$ donde ϕ es el ángulo de fricción del suelo; los Métodos de diseño adoptados para este caso en particular son sugeridos y normatizados por la U.S. Forest Service, Steward, y Whitcomb y Bell, NCMA, AASHTO los cuales proponen los siguientes pasos:

- Análisis de estabilidad Interna donde se determina el espesor de las capas, longitud de anclaje del geotextil y longitud de la solapa.

- Análisis externo en donde se considera el muro reforzado como un elemento homogéneo, y se analiza su estabilidad por Volcamiento, Deslizamiento y capacidad portante del suelo de fundación.
- Análisis de estabilidad externa bajo el método de equilibrio y misceláneos. Para la determinación del espesor de las capas del geotextil, se asume un esfuerzo sobre el geotextil bajo una carga distribuida linealmente usando el Coeficiente K_a de empuje activo del suelo de relleno y adicionalmente en este caso en particular se tendrá especial cuidado en el cálculo de cargas vivas debido al empuje por sismo.

5.3. PROCESO CONSTRUCTIVO.

Previa limpieza de la base competente (revisar estudio de suelos), se extiende la primera capa de geotextil, teniendo especial cuidado de permitir un traslazo longitudinal no menor de 40 cm, previo armado de la formaleta de cara del muro la cual puede ser construida con tableros de 70*1.20 y cerchas metálicas de 3 m. o cercos de madera, o tirantes de alambón, los cuales se van armando de abajo hacia arriba ayudados por pies de amigo o tirantes en cada terraza, luego se extiende el material de relleno el cual no debe incluir material granular con tamaño igual o mayor a $\frac{1}{2}$ altura de la capa, enseguida se debe compactar el suelo de relleno con porcentaje mínimo del 90% del Proctor Modificado, en capas no mayores de 20 cm, en este punto es importante recalcar en la necesidad de compactar con un equipo liviano en los bordes o paredes del muro y si es necesario con herramienta manual muy cerca de la formaleta del muro para evitar secciones o áreas sin compactación, terminada la capa y compactada se procede a voltear la solapa sobre la nueva capa y extender el nuevo geotextil sobre la base de la misma y empezar de un nuevo ciclo; debe tenerse especial cuidado con la instalación de los filtros transversales (Cada 1.50 m. en altura y cada 3 m. longitudinalmente, en Diámetro 2" tubería corrugada de drenaje o aguas lluvias

perforada) los cuales permiten un flujo permanente y trabajo en condiciones drenadas.

Una vez terminada la compactación de la capas correspondientes, debe proceder el acabado de fachada, este será en friso rustico, reforzado con malla gallinero, el cual se anclara al muro mediante tendones de alambón galvanizado cal 12, en forma de “T”, instalados previamente en cada capa; estos tendones deben tener como mínimo una longitud de anclaje, dentro de cada capa de 50 cm. Es muy importante dentro del sistema, la construcción de filtros, de espalda, lloraderos y cunetas de manejo de aguas superficiales y subsuperficiales, los cuales mantendrán las condiciones de diseño.

Figura 21. Inicio de obra, condiciones de construcción



Fuente: Elaboración propia

Figura 22. Inicio de obra, base del reforzado



Fuente: Elaboración propia

Figura 23. Terraza y muro de contención terminados



Fuente: Elaboración propia

En el Anexo 1, podrá encontrar más imágenes del proceso constructivo detalladamente.

6 .MANEJO DE LOS PROGRAMAS GEOSOFT PAVCO v2.1 Y SLIDE 5.0 (Rocscience)

6.1. GEOSOFT PAVCO v2.1

Software que opera bajo un entorno amigable, de fácil manejo para cualquier ingeniero, el cual le ayudará a realizar propuestas con mayor rapidez y precisión, empleando Geosintéticos PAVCO, con cálculos totalmente ajustados a metodologías ampliamente aceptadas internacionalmente para generar soluciones con Geosintéticos en obras civiles como:

- Sistemas en suelo mecánicamente estabilizado.
- Sistemas de subdrenaje (En vías y edificaciones).
- Sistemas de estabilización y refuerzo en vías.
- Sistema de refuerzo de cimentaciones.
- Diseño con Geomembranas

Figura 24. Geosoft Pavco v2.1

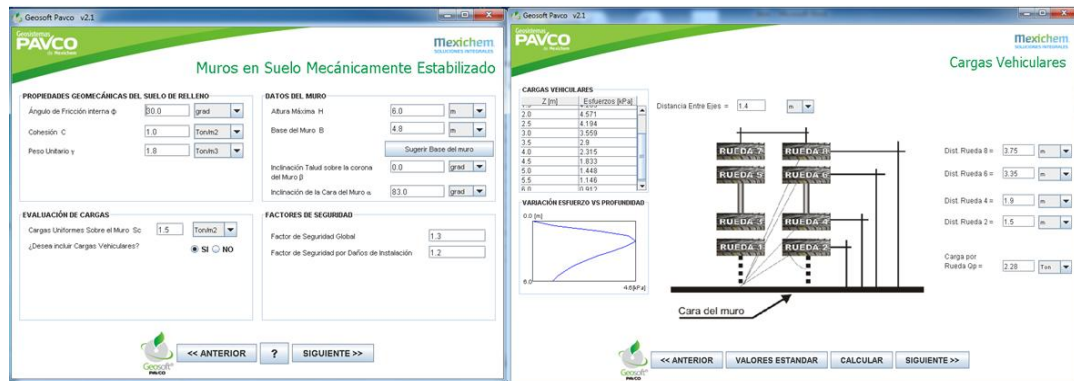


Fuente: Elaboración Propia

En la fase inicial se define que el trabajo a realizar es un “Muro en Suelo Mecánicamente Estabilizado”, luego se crea un nuevo proyecto con el nombre de “Muro Esgamo”, se pasa a incluir información personal.

El siguiente paso es incluir los datos iniciales en el proyecto, en el muro superior se tiene en cuenta cargas vehiculares. Como se puede observar en las figuras del 22 al 25 seguidas consecutivamente.

Figura 25. Estabilidad Interna y Cargas vehiculares.



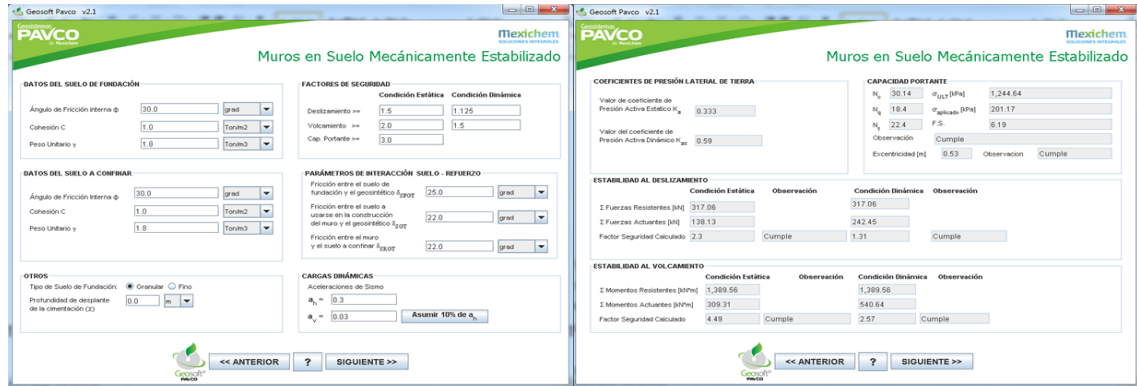
Fuente: Elaboración Propia

Figura 26. Geosintético a usar y Análisis de Estabilidad Interna y Distribución propuesta por Geosoft Pavco.



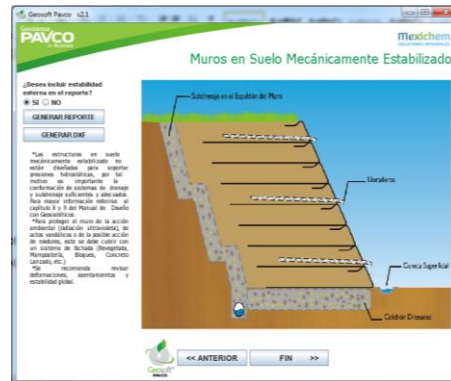
Fuente: Elaboración Propia

Figura 27. Estabilidad Externa.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 28. Generar reporte.



Fuente: Elaboración Propia

En el muro inferior no se tienen en cuenta cargas vehiculares, y su altura será de 8m y su base de 6,4m. El procedimiento se realiza de la misma manera que el muro superior.

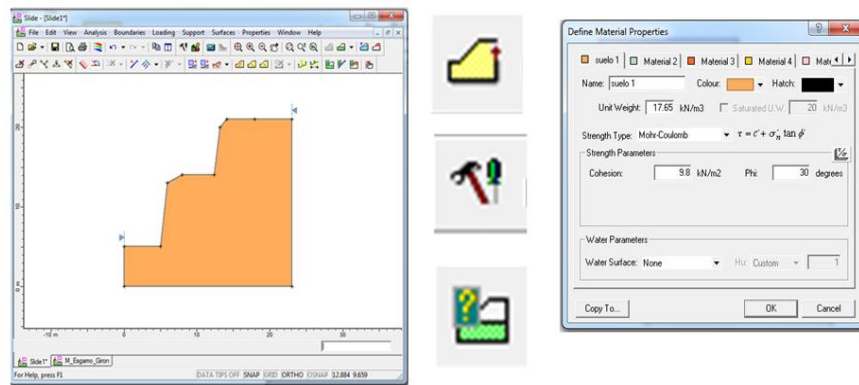
6.2. SLIDE 5.0

Software (ROCSCIENCE) para el análisis de estabilidad de taludes en 2D, con sensibilidad probabilística, combinando el uso de AutoCAD y una amplia gama de

modelos para la interpretación de dato. El programa permite el cálculo del factor de seguridad tanto en condición estática como en condición dinámica baja cargas pseudoestáticas para modelos de estabilidad en suelos cohesivos y/o granulares. Se muestra imagen del resultado del modelo.

En la fase inicial se define la geometría del muro mediante nodos y sus respectivas coordenadas, ajustes del proyecto e información sobre el suelo (ver Figura 29).

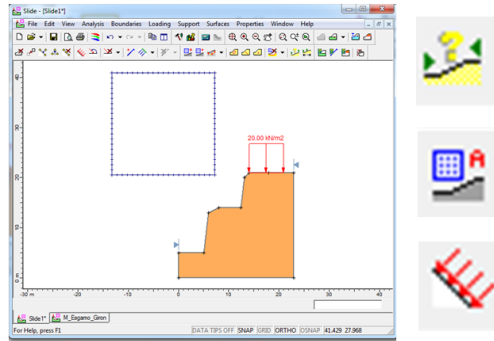
Figura 29. Geometría, ajustes y datos del suelo.



Fuente: Elaboración Propia

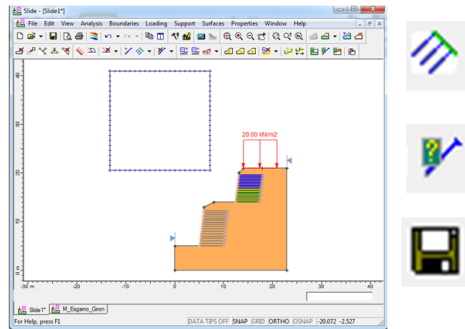
En el siguiente paso se define las cargas externas y la malla en la cual se reflejan los factores de seguridad, sin esta no habría interpretación de datos. Como se observa en la Figura 29. Y en la figura 30, se procede a colocar los refuerzos, en el caso del muro Esgamo geotextiles y geomallas.

Figura 29. Auto malla y cargas.



Fuente: Elaboración Propia

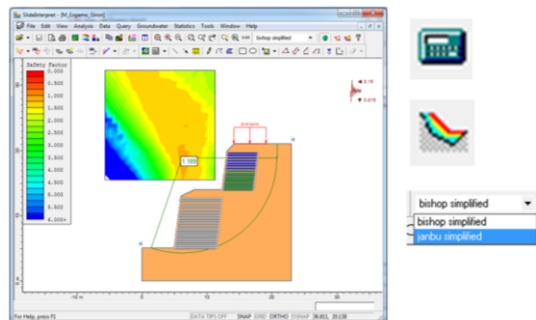
Figura 30. Refuerzos en el suelo y su respectiva información.



Fuente: Elaboración Propia

La figura muestra la interpretación dada por el SLIDE.

Figura 31. Resultados en interpretación SLIDE.



Fuente: Elaboración Propia

6.3. DISEÑO GENERADOS EN GEOSOFT

En GEOSOFT PAVCO v2.1., se diseña cada muro por separado.

A cada muro se le realizaron diferentes ensayos, para ambos muros se probó como refuerzo geotextiles, geomallas, y ambos al tiempo. El muro superior de 6 metros es viable su construcción con geotextiles e igualmente con geomallas, analizando su costo se concluye que por economía se elige el geotextil obteniendo también una buena resistencia y calidad.

En el muro inferior de 8 metros de altura, necesita un mayor refuerzo, con geotextiles se podría usar el TR6000 lo cual saldría un poco costoso, pero también se puede usar una Geomalla Coextruida Uniaxial P-UX15 lo cual genera un muy buen refuerzo con calidad y menor costo. Los costos se pueden observar en la tabla 8.

Tabla 8. Precios de Geosintéticos

GEOSINTÉTICOS		UNIDAD	PRECIO \$
GEOTEXTILES	T 1700	m ²	3519
	T 2100	m ²	4185
	T 2400	m ²	4721
	TR 3000	m ²	6421
	TR 4000	m ²	7760
	TR 6000	m ²	10399
GEOMALLAS	TT 050 o PUX11	m ²	5141
	TT 070 o PUX14	m ²	6927
	TT 090 o PUX15	m ²	8546
	TT 120 o PUX15	m ²	8546
	TT 160 o PUX16	m ²	15375

Fuente: Ramirez Arenas y Cia.

Reporte generado por GEOSOFTE PAVCO v2.1.

**PROYECTO MURO EN SUELO REFORAZADO
ESGAMO – GIRÓN**

MURO PARTE SUPERIOR

PARÁMETROS DE ENTRADA PARA UNA ALTURA DE 6.0 M

Tabla 9. Estabilidad Interna

Angulo de Fricción Interna del suelo a usarse en la construcción del muro	30.0 grad
Cohesión del suelo a usarse en la construcción del muro:	1.0 Ton/m ²
Peso Unitario Total del suelo a usarse en la construcción del muro:	1.8 Ton/m ³
Altura del Muro:	6.0 m
Base del Muro:	4.8 m
Inclinación por Encima del Muro	0.0 grad
Inclinación de la Cara del Muro	83.0 grad
Cargas Uniformes Muro	1.5 Ton/m ²
Factor de seguridad global	1.3
Factor de seguridad por daños en la instalación	1.2
Factor de seguridad por fluencia de material Geotextil	2.2
Factor de seguridad por degradación Química-Biológica Geotextil	1.0
Coefficiente de presión de tierras Ka	0.333

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

Tabla 10. Cargas Vehiculares

Distancia Entre Ejes:	1.4 m
Distancia Rueda 2:	1.5 m
Distancia Rueda 4:	1.9 m
Distancia Rueda 6:	3.35 m
Distancia Rueda 8:	3.75 m
Carga por Rueda Qp :	2.28 Ton

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

Tabla 11. Estabilidad Externa

Angulo de Fricción Suelo de Fundación:	30.0 grad
Cohesión Suelo de Fundación:	1.0 Ton/m ²
Peso Unitario Suelo de Fundación:	1.8 Ton/m ³
Angulo de Fricción Suelo a Confinar:	30.0 grad
Cohesión Suelo a Confinar:	1.0 Ton/m ²
Peso Unitario Suelo a Confinar:	1.8 Ton/m ³
Factor de Seguridad Condición Estática Deslizamiento	1.5
Factor de Seguridad Condición Dinámica Deslizamiento	1.125
Factor de Seguridad Condición Estática Volcamiento	2.0
Factor de Seguridad Condición Dinámica Volcamiento	1.5
Factor de Seguridad Capacidad Portante	3.0
Fricción entre el suelo de fundación y el geosintético:	25.0 grad
Fricción entre el suelo a usarse en la construcción del muro y el geosintético:	22.0 grad
Fricción entre el muro y el suelo a confinar:	22.0 grad
Coefficiente de Aceleración Horizontal de Sismo:	0.3
Coefficiente de Aceleración Vertical de Sismo:	0.03
Tipo de suelo de fundación:	Suelo granular
Profundidad de desplante de la cimentación Z:	0.0 m

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

PARÁMETROS CALCULADOS Y RESULTADOS UTILIZANDO GEOTEXILES

Tabla 12. Resultados Cargas vivas

Profundidad [m]	Esfuerzo [kPa]
0.0	0.0
0.5	1.013
1.0	2.967
1.5	4.285
2.0	4.571
2.5	4.194
3.0	3.559
3.5	2.9
4.0	2.315
4.5	1.833
5.0	1.448
5.5	1.146
6.0	0.912

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

PARÁMETROS CALCULADOS Y RESULTADOS UTILIZANDO GEOTEXTIL

Estabilidad Interna

Estabilidad interna – Diseño muro

Tabla 13. La distribución de las capas queda de la siguiente manera

Z [m]	Geo sintético	Sv Diseño [m]	Sv Calculado [m]	Le mínimo [m]	Lr [m]	L [m]	Lo [m]	L a Usar [m]	Lt [m]	Fs Sv
0.2	T2400	0.2	1.84	1.0	3.349	4.349	1.0	5.4	6.6	Cumple
0.7	T2400	0.5	1.103	1.0	3.06	4.06	1.0	5.4	6.9	Cumple
1.2	T2400	0.5	0.772	1.0	2.771	3.771	1.0	5.4	6.9	Cumple
1.6	T2400	0.4	0.639	1.0	2.54	3.54	1.0	5.4	6.8	Cumple
2.0	T2400	0.4	0.562	1.0	2.309	3.309	1.0	5.4	6.8	Cumple
2.4	T2400	0.4	0.512	1.0	2.078	3.078	1.0	5.4	6.8	Cumple
2.8	T2400	0.4	0.474	1.0	1.848	2.848	1.0	5.4	6.8	Cumple
3.2	TR3000	0.4	0.635	1.0	1.617	2.617	1.0	5.4	6.8	Cumple

Z [m]	Geo sintético	Sv Diseño [m]	Sv Calculado [m]	Le mínimo [m]	Lr [m]	L [m]	Lo [m]	L a Usar [m]	Lt [m]	Fs Sv
3.6	TR3000	0.4	0.595	1.0	1.386	2.386	1.0	5.4	6.8	Cumple
3.9	TR3000	0.3	0.567	1.0	1.212	2.212	1.0	5.4	6.7	Cumple
4.2	TR3000	0.3	0.541	1.0	1.039	2.039	1.0	5.4	6.7	Cumple
4.5	TR3000	0.3	0.517	1.0	0.866	1.866	1.0	5.4	6.7	Cumple
4.8	TR3000	0.3	0.494	1.0	0.693	1.693	1.0	5.4	6.7	Cumple
5.1	TR3000	0.3	0.473	1.0	0.52	1.52	1.0	5.4	6.7	Cumple
5.4	TR3000	0.3	0.453	1.0	0.346	1.346	1.0	5.4	6.7	Cumple
5.7	TR3000	0.3	0.435	1.0	0.173	1.173	1.0	5.4	6.7	Cumple
6.0	TR3000	0.3	0.418	1.0	0.0	1.0	1.0	5.4	6.7	Cumple

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

Tabla 14. Resultados Estabilidad Externa

Valor de Coeficiente de Presión Activa Kas:	0.59
CAPACIDAD PORTANTE	
Nc :	30.14
Nq :	18.401
Ny :	22.402
Sigma Ultimo [kPa]:	1,244.644
Sigma Aplicado [kPa]:	201.17
Factor de Seguridad Capacidad Portante Calculado :	6.187
Observación Capacidad Portante:	Cumple
Excentricidad [m]:	0.534
Observación Excentricidad:	Cumple
DESLIZAMIENTO	
Fuerzas Resistentes Condición Estática [kN]:	317.057
Fuerzas Resistentes Condición Dinámica [kN]:	317.057
Fuerzas Actuales Condición Estática [kN]:	138.127
Fuerzas Actuales Condición Dinámica [kN]:	242.454
Factor de Seguridad Deslizamiento Condición Estática:	2.295
Observación Deslizamiento Condición Estática:	Cumple
Factor de Seguridad Deslizamiento Condición Dinámica:	1.308
Observación Deslizamiento Condición Dinámica:	Cumple
VOLCAMIENTO	
Momentos Resistentes Condición Estática [kN*m]:	1,389.563
Momentos Resistentes Condición Dinámica [kN*m]:	1,389.563
Momentos Actuales Condición Estática [kN*m]:	309.307
Momentos Actuales Condición Dinámica [kN*m]:	540.641
Factor de Seguridad Volcamiento Condición Estática:	4.493
Observación Volcamiento Condición Estática:	Cumple
Factor de Seguridad Volcamiento Condición Dinámica:	2.57
Observación Volcamiento Condición Dinámica:	Cumple

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

MURO PARTE INFERIOR

PARÁMETROS DE ENTRADA PARA UNA ALTURA DE 8.0 M

Tabla 15. Estabilidad Interna

Angulo de Fricción Interna del suelo a usarse en la construcción del muro:	30.0 grad
Cohesión del suelo a usarse en la construcción del muro:	1.0 Ton/m2
Peso Unitario Total del suelo a usarse en la construcción del muro	1.8 Ton/m3
Altura del Muro:	8.0 m
Base del Muro:	6.4 m
Inclinación por Encima del Muro	0.0 grad
Inclinación de la Cara del Muro	83.0 grad
Cargas Uniformes Muro	10.8 Ton/m2
Factor de seguridad global	1.3
Factor de seguridad por daños en la instalación	1.2
Factor de seguridad por fluencia de material Geomalla	2.2
Factor de seguridad por degradación Química-Biológica Geomalla	1.0
Coefficiente de presión de tierras Ka	0.333

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

Tabla 16. Estabilidad Externa

Angulo de Fricción Suelo de Fundación:	30.0 grad
Cohesión Suelo de Fundación:	1.0 Ton/m2
Peso Unitario Suelo de Fundación:	1.8 Ton/m3
Angulo de Fricción Suelo a Confinar:	30.0 grad
Cohesión Suelo a Confinar:	1.0 Ton/m2
Peso Unitario Suelo a Confinar:	1.8 Ton/m3
Factor de Seguridad Condición Estática Deslizamiento	1.5
Factor de Seguridad Condición Dinámica Deslizamiento	1.125
Factor de Seguridad Condición Estática Volcamiento	2.0
Factor de Seguridad Condición Dinámica Volcamiento	1.5
Factor de Seguridad Capacidad Portante	3.0
Fricción entre el suelo de fundación y el geosintético:	29.0 grad
Fricción entre el suelo a usarse en la construcción del muro y el geosintético	20.0 grad

Fricción entre el muro y el suelo a confinar:	20.0 grad
Coeficiente de Aceleración Horizontal de Sismo:	0.3
Coeficiente de Aceleración Vertical de Sismo:	0.03
Tipo de suelo de fundación:	Suelo granular
Profundidad de desplante de la cimentación Z:	0.5 m

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

PARÁMETROS CALCULADOS Y RESULTADOS UTILIZANDO GEOMALLAS

Estabilidad Interna

Estabilidad interna – Diseño muro

Tabla 17. La distribución de las capas queda de la siguiente manera

Z [m]	Geo sintético	Sv Diseño [m]	Sv Calculado [m]	Le mínimo [m]	Lr [m]	L [m]	Lo [m]	L a Usar [m]	Lt [m]	Fs Sv
0.2	TT090	0.2	0.747	1.0	4.503	5.503	1.0	6.4	7.6	Cumple
0.7	TT090	0.5	0.691	1.0	4.215	5.215	1.0	6.4	7.9	Cumple
1.2	TT090	0.5	0.643	1.0	3.926	4.926	1.0	6.4	7.9	Cumple
1.7	TT090	0.5	0.601	1.0	3.637	4.637	1.0	6.4	7.9	Cumple
2.2	TT090	0.5	0.564	1.0	3.349	4.349	1.0	6.4	7.9	Cumple
2.6	TT090	0.4	0.538	1.0	3.118	4.118	1.0	6.4	7.8	Cumple
3.0	TT090	0.4	0.514	1.0	2.887	3.887	1.0	6.4	7.8	Cumple
3.4	TT090	0.4	0.492	1.0	2.656	3.656	1.0	6.4	7.8	Cumple
3.8	TT090	0.4	0.472	1.0	2.425	3.425	1.0	6.4	7.8	Cumple
4.2	TT090	0.4	0.453	1.0	2.194	3.194	1.0	6.4	7.8	Cumple
4.6	TT090	0.4	0.436	1.0	1.963	2.963	1.0	6.4	7.8	Cumple
5.0	TT090	0.4	0.42	1.0	1.732	2.732	1.0	6.4	7.8	Cumple
5.3	TT090	0.3	0.409	1.0	1.559	2.559	1.0	6.4	7.7	Cumple
5.6	TT090	0.3	0.399	1.0	1.386	2.386	1.0	6.4	7.7	Cumple
5.9	TT090	0.3	0.389	1.0	1.212	2.212	1.0	6.4	7.7	Cumple
6.2	TT090	0.3	0.379	1.0	1.039	2.039	1.0	6.4	7.7	Cumple
6.5	TT090	0.3	0.37	1.0	0.866	1.866	1.0	6.4	7.7	Cumple
6.8	TT090	0.3	0.361	1.0	0.693	1.693	1.0	6.4	7.7	Cumple
7.1	TT090	0.3	0.353	1.0	0.52	1.52	1.0	6.4	7.7	Cumple
7.4	TT090	0.3	0.345	1.0	0.346	1.346	1.0	6.4	7.7	Cumple
7.7	TT090	0.3	0.338	1.0	0.173	1.173	1.0	6.4	7.7	Cumple
8.0	TT090	0.3	0.331	1.0	0.0	1.0	1.0	6.4	7.7	Cumple

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

Tabla 18. Resultados Estabilidad Externa

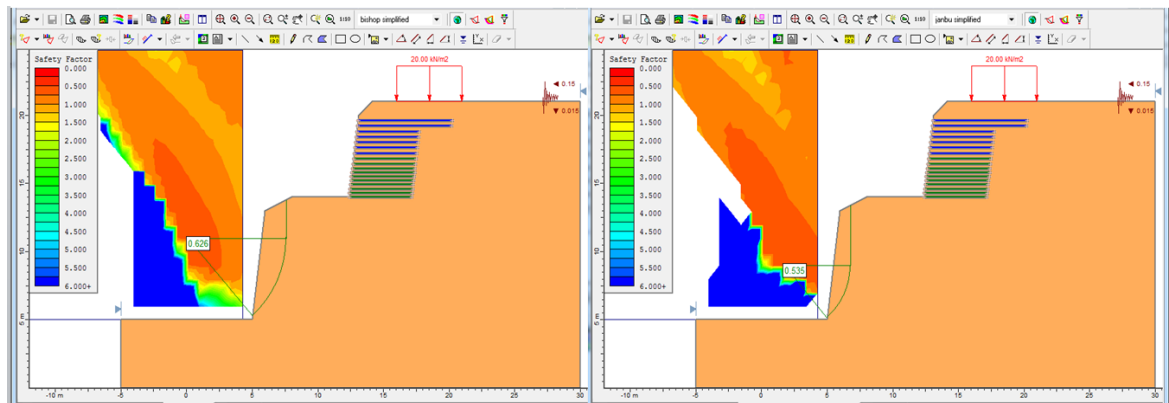
Valor de Coeficiente de Presión Activa Kas:	0.59
CAPACIDAD PORTANTE	
Nc :	30.14
Nq :	18.401
Ny :	22.402
Sigma Ultimo [kPa]:	1,723.41
Sigma Aplicado [kPa]:	486.165
Factor de Seguridad Capacidad Portante Calculado :	3.545
Observación Capacidad Portante:	Cumple
Excentricidad [m]:	1.032
Observación Excentricidad:	Cumple
DESLIZAMIENTO	
Fuerzas Resistentes Condición Estática [kN]:	946.086
Fuerzas Resistentes Condición Dinámica [kN]:	946.086
Fuerzas Actuantes Condición Estática [kN]:	470.719
Fuerzas Actuantes Condición Dinámica [kN]:	825.563
Factor de Seguridad Deslizamiento Condición Estática:	2.01
Observación Deslizamiento Condición Estática:	Cumple
Factor de Seguridad Deslizamiento Condición Dinámica:	1.146
Observación Deslizamiento Condición Dinámica:	Cumple
VOLCAMIENTO	
Momentos Resistentes Condición Estática [kN*m]:	5,061.173
Momentos Resistentes Condición Dinámica [kN*m]:	5,061.173
Momentos Actuantes Condición Estática [kN*m]:	1,631.827
Momentos Actuantes Condición Dinámica [kN*m]:	2,861.952
Factor de Seguridad Volcamiento Condición Estática:	3.102
Observación Volcamiento Condición Estática:	Cumple
Factor de Seguridad Volcamiento Condición Dinámica:	1.768
Observación Volcamiento Condición Dinámica:	Cumple

Fuente: Reporte generado por Geosoft Pavco V2.1

6.4. DISEÑO MODELADO EN SOFTWARE SLIDE 5.0

El muro superior de 6 metros se modela con los geotextiles T2400 y TR3000 definidos por Geosoft Pavco v2.1. y separaciones entre geotextiles de 30cm y 40cm.

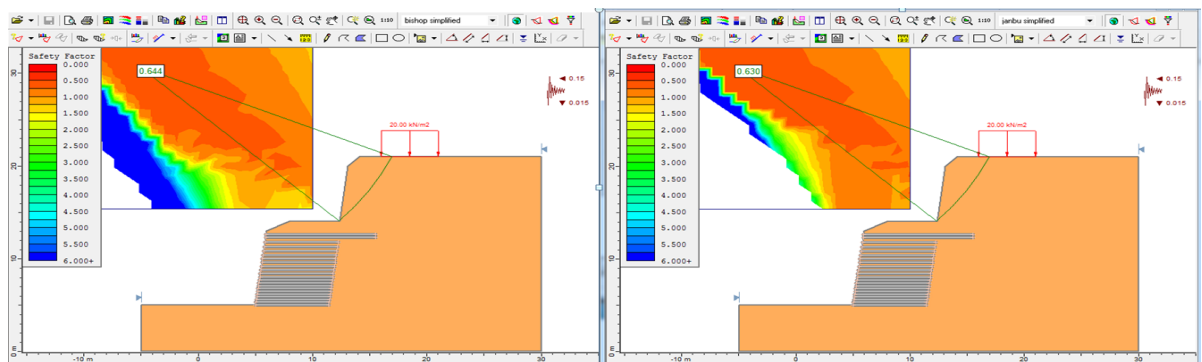
Figura 32. Interpretación SLIDE 5.0, muro superior reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

En el muro inferior de 8 metros de altura, necesita un mayor refuerzo, se modela con una Geomalla Coextruida Uniaxial P-UX15. y separaciones entre geomallas de 30cm, 40cm y 50cm.

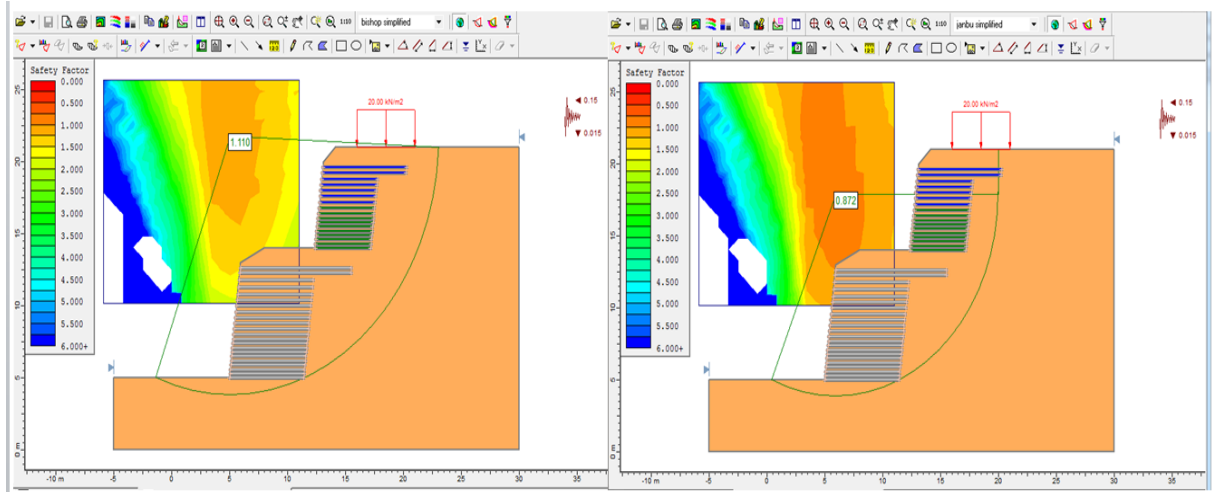
Figura 33. Interpretación SLIDE 5.0, muro inferior reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

En la figura 32. Se observa el muro completo con su respectivo refuerzo, como elemento de experiencia constructiva se sugiere que las dos primeras capas de cada muro deben tener una un incremento en la longitud igual a 1/3 de la base.

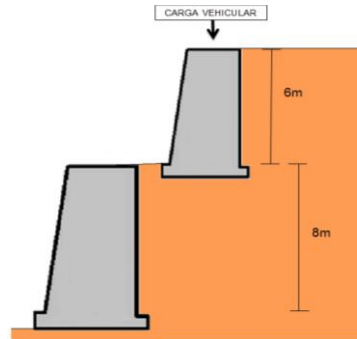
Figura 34. Interpretación SLIDE 5.0, muro completo reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

7. MURO ESGAMO EN CONCRETO

Figura 35. Muro en concreto

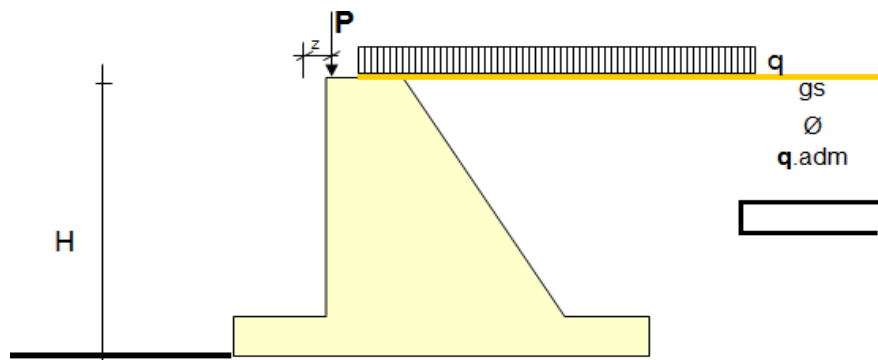


Fuente: Elaboración Propia.

Se realiza dos diseños. El primero un muro superior de 6m. de altura con una carga vehicular, y el segundo un muro inferior de 8m. de altura que soporte el muro superior.

7.1. MURO DE PANTALLA Y CONTRAFUERTE DE H=6.00m

Figura 36. Datos de entrada – Muro 6m.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 19. Datos de entrada para el Diseño

DESCRIPCIÓN DE LA VARIABLE	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
- Altura Total del Muro	H	6,80	m
- Angulo de fricción Interno	\emptyset	30	Grados (°)
- Peso Específico del suelo de relleno	gs	1,70	Ton/m ³
- Sobrecarga en la parte superior del Muro	q	1,80	Ton/m ²
- Carga externa aplicada (Lineal) y punto de aplicación	P	2,00	Ton/m
	z	0,200	m
- Coeficiente de fricción en la Base del Muro.	f	0,6	
- Capacidad Portante del Suelo	(q) _{adm.}	30,00	Ton/m ²
- Resistencia del Concreto (f'c)	f'c	210,00	Kg/cm ²
- Peso Específico del Concreto del Muro.	gc	2,40	Ton/m ³

Fuente: Elaboración Propia.

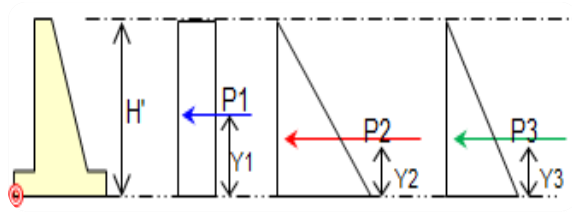
Tabla 20. Resultados del Análisis- Teoría de Empujes de Rankine

DESCRIPCIÓN DE LA VARIABLE	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	
- Sen (\emptyset)	Sen(\emptyset)	0,50		
- CONSTANTE DE EMPUJE ACTIVO	KA	0,33		
- CONSTANTE DE EMPUJE DINÁMICO	KE	0,42		
Figura 37. DIMENSIONES DEL MURO	H	6,80	m	
	h	6,00	m	
	B	6,40	m	
	a	2,60	m	
	b	0,40	m	
	c	1,20	m	
	d	2,20	m	
	t	0,80	m	
Volumen = Vc		11,12	m ³ /ml	
- Altura Total del Muro para el Cálculo de Presiones	H'	6,80	m	

Fuente: Elaboración Propia.

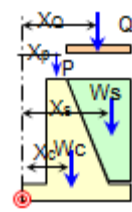
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 21. Diagrama y Valores de los empujes activos

<p>Figura 38. PA=P1+P2</p>  <p><i>Fuente: Elaboración Propia.</i></p>		<p>EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA</p>		
				q*KA
		P1	4,1	Ton/m
		Y1	3,40	m
		<p>EMPUJE DEBIDO AL SUELO</p>		
		gs*H'*KA	3,8	Ton/m ²
<p>El empuje P1 es debido a la Sobrecarga (q).</p>		P2	13,0	Ton/m
		Y2	2,27	m
<p>El empuje P2 es debido al Suelo.</p>		<p>EMPUJE DINÁMICO</p>		
		gs*H'*(KA-KAE)	1,04	Ton/m ²
<p>El empuje P3 es debido a la carga dinámica</p>		P3	3,5	Ton/m
		Y3	2,27	m
<p>EMPUJE ACTIVO RESULTANTE</p>		PA	20,6	Ton/m
		YPA	2,49	m

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 22. Áreas, cargas y punto de aplicación del concreto, el suelo, la sobrecarga y la carga (P) aplicada

<p>Figura 39. Cargas sobre el muro</p>  <p><i>Fuente: Elaboración Propia.</i></p>				
Área (Ac)	11,1	m ²		
Wc	26,6	Ton/m		
Xc	3,18	m		
Área (As)	16,8	m ²		
Ws	28,6	Ton/m		
Xs	4,98	m		
Q	6,1	Ton/m		
XQ	4,70	m		
P	2,00	Ton/m		
Xp	2,80	m		

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 23. Análisis de estabilidad del muro de contención

DESCRIPCIÓN DE LA VARIABLE	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
- RESULTANTE DE FUERZAS VERTICALES	R	63,3	Ton/m
- FUERZA DE FRICCIÓN = R*f	Ff	38,0	Ton/m
f = Coeficiente de fricción en la Base del Muro			
SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO			
- FUERZAS RESISTIVAS = Ff	Fr	38,0	Ton/m
- FUERZAS DESLIZANTES = PA	Fd	20,6	Ton/m
- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO	(F.S) desliz.	1,84	>= 1.5 O.K.
SEGURIDAD AL VUELCO			
- MOMENTOS RESISTIVOS (Debido a Wc,Ws,Q,P)	Mr	261,3	Ton-m/m
- MOMENTOS DE VUELCO (Debido a PA)	Mv	51,3	Ton-m/m
	(F.S) vuelco	5,09	>= 2.0 O.K.
CHEQUEO POR CAPACIDAD PORTANTE			
- SUMA DE MOMENTOS CON RESPETO A (o)	S _{Mo}	210,0	Ton-m/m
- PUNTO DE APLICACIÓN DE LA RESULTANTE CON RESPETO A (o) $X_t = S_{Mo}/R$	X _t	3,32	m O.K. B/3 < X _t < 2B/3
- EXCENTRICIDAD CON RESPETO AL PTO MEDIO	$e = B/2 - X_t$	-0,12	m < B/6 O.K.
ESFUERZOS SOBRE LA CIMENTACIÓN			
$\frac{q_1}{q_2} = \frac{R}{B} * 1 \pm \frac{6e}{B} \quad (40)$	q ₁	8,8	Ton/m ² < (q) adm O.K.
	q ₂	11,0	Ton/m ² < (q) adm O.K.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 24. Análisis de estabilidad de cimentación

ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN	q ₁	8,8	Ton/m ²
	q ₂	11,0	Ton/m ²
	q ₃	9,7	Ton/m ²
	q ₄	10,5	Ton/m ²
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE CONTRAFUERTE	L1	4,0	M
ESPELOR DE CONTRAFUERTE	e1	0,30	M
FUERZAS DE DISEÑO	V1	19,1	Ton/m
	wy	3,4	Ton/m ²
	wx	2,9	Ton/m ²
	Pa	13,7	Ton/m

Fuente: Elaboración Propia.

7.1.2. Diseño del talón

Tabla 25. Chequeo por cortante

- FUERZA CORTANTE EN EL TALON	V1	19,1	Ton/m
- FUERZA CORTANTE ULTIMA $V_u = 1.5 * V_1$	VU	28,7	Ton/m
- ESF. CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO $v_c = 0.53(f'c)^{1/2}$	vc	7,7	Kg/cm ²
- FUERZA CORTANTE ADMISIB. DEL CONCRETO $V_c = F * b' * d' * v_c$	Vc	47,5	Ton/m
	F	0,85	
	b'	100	cm
	d' = t - 7.5cm	72,5	cm
Vc > Vu O.K.			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 26. Chequeo por flexión

- MOMENTO FLECTOR	M1	24,3	Ton-m/m
- MOMENTO ULTIMO $M_u = 1.5 * M1$	MU	36,5	Ton-m/m
ACERO DE REFUERZO	M	36,5	Ton-m/m
	F	0,90	
	b'	100	cm
	$d' = t - 7.5\text{cm}$	72,5	cm
	Fy	4200	Kg/cm ²
	As	13,6	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 5 cada	0,15	m	SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 5 cada	0,25	m	ADOPTADO

Fuente: Elaboración Propia.

7.1.3. Diseño del pie

Tabla 27. Chequeo por cortante

- CARGA PARA CALCULAR EL TALON	wy	3,4	Ton/m ²
- FUERZA CORTANTE EN EL TALON $V_y = (w_y * L_1) / 2$	Vy	6,8	Ton/m
- FUERZA CORTANTE ULTIMA $V_u = 1.5 * V_y$	VU	10,2	Ton/m
- ESF. CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO $v_c = 0.53(f'c)^{1/2}$	vc	7,7	Kg/cm ²
- FUERZA CORTANTE ADMISIB. DEL CONCRETO $V_c = F * b' * d' * v_c$	Vc	47,5	Ton/m
	F	0,85	
	b'	100	cm
	$d' = t - 7.5\text{cm}$	72,5	cm
$V_c > V_u$ O.K.			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 28. Chequeo por Flexión

- MOMENTO $M_y = (w_y \cdot (L_1)^2) / 12$	M_y	4,5	Ton-m/m
- MOMENTO ULTIMO $M_u = 1.5 \cdot M_1$	M_U	6,8	Ton-m/m
ACERO DE REFUERZO	M	6,8	Ton-m/m
	F	0,90	
	b'	100	Cm
	$d' = t - 7.5\text{cm}$	72,5	Cm
	F_y	4200	Kg/cm^2
	As.min	8,7	cm^2/m
Colocar 1 Ø N° 5 cada 0,23 m			SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 5 cada 0,25 m			En ambos sentidos y en ambas caras.

Fuente: Elaboración Propia.

7.1.4. Diseño del vástago (losa vertical)

Tabla 29. Chequeo por Cortante

- CARGA PARA CALCULAR EL VÁSTAGO	w_x	2,9	Ton/m^2
- FZA CORTANTE EN EL VÁSTAGO $V_x = w_x \cdot (L_1 - e_1) / 2$	V_x	5,4	Ton/m
- FUERZA CORTANTE ULTIMA $V_u = 1.5 \cdot V_x$	V_U	8,1	Ton/m
- ESF. CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO $v_c = 0.53(f'c)^{1/2}$	v_c	7,7	Kg/cm^2
- FUERZA CORTANTE ADMISIB. DEL CONCRETO $V_c = F \cdot b' \cdot d'' \cdot v_c$	V_c	99,8	Ton/m
	F	0,85	
	b'	100	cm
	$d'' = (b+c) - 7.5\text{cm}$	152,5	cm
$V_c > V_u$ O.K.			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 30 .Chequeo por flexión

- MOMENTO $M_x=(w_x*(L_1)^2)/12$	MX	3,9	Ton-m/m
- MOMENTO ULTIMO $M_u = 1.5 * M_1$	MU	5,9	Ton-m/m
ACERO DE REFUERZO	M	5,9	Ton-m/m
	F	0,90	
	b'	100	cm
	$d'' = (b + c) - 7.5\text{cm}$	152,5	cm
	Fy	4200	Kg/cm ²
	As.min	18,3	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 5 cada	0,11	m	SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 5 cada	0,50	m	En ambos sentidos y en ambas caras.

Fuente: Elaboración Propia.

7.1.5. Diseño Del Vástago (Losa Vertical)

Tabla 31. Dimensiones

- SEPARACIÓN ENTRE EJES DE CONTRAFUERTE	L1	4,0	M
- ESPESOR DE CONTRAFUERTE	e1	0,30	M
- BORDE LIBRE SUPERIOR	h1	0,25	M
- BORDE LIBRE LATERAL	b1	0,25	M
- ANCHO EN LA BASE DEL CONTRAFUERTE	$B_c = d - b_1$	1,95	M
- ALTURA TOTAL DEL CONTRAFUERTE	$H_c = h - h_1$	5,75	M

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 32. Chequeo por cortante

- EMPUJE ACTIVO TOTAL EN EL CONTRAFUERTE	Pa	13,7	Ton/m
- FUERZA CORTANTE EN EL CONTRAFUERTE	Vz	13,7	Ton/m
- FUERZA CORTANTE ULTIMA $V_u = 1.5 * V_z$	VU	20,6	Ton/m
- ESF. CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO $v_c = 0.53(f'c)^{1/2}$	vc	7,7	Kg/cm ²
- FUERZA CORTANTE ADMISIB. DEL CONCRETO $V_c = F * b * d''' * v_c$	Vc	33,4	Ton/m
	F	0,85	
	$b''' = e1$	30	cm
	$d''' = Bc - 25cm$	170,0	cm
$V_c > V_u$ O.K. (No requiere estribos por el relleno)			

Fuente: Elaboración Propia.

7.1.6. Cálculo de estribos debido a la tracción de la pantalla

Tabla 33. Separación de estribos en la parte inferior del contrafuerte desde la base hasta Hc/2

- EMPUJE ACTIVO EN EL CONTRAFUERTE	Pa1	13,7	Ton/m
- TRACCIÓN EJERCIDA POR LA PANTALLA POR CADA LADO DEL CONTRAFUERTE	T1	25,3	Ton/m
ACERO DE ESTRIBOS	fs	1,2	Ton/cm ²
	$As1 = T1/fs$	21,1	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 3 cada	0,03	m	SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 3 cada	0,05	m	ESTRIBOS DOBLES

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 34. Separación de estribos en la parte inferior del contrafuerte desde la base hasta Hc/2

- EMPUJE ACTIVO EN EL CONTRAFUERTE	Pa2	7,3	Ton/m
- TRACCIÓN EJERCIDA POR LA PANTALLA POR CADA LADO DEL CONTRAFUERTE	T2	13,5	Ton/m
ACERO DE ESTRIBOS	fs	1,2	Ton/cm ²
	$As2 = T2/fs$	11,3	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 3 cada	0,06	m	SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 3 cada	0,50	m	ESTRIBOS DOBLES

Fuente: Elaboración Propia.

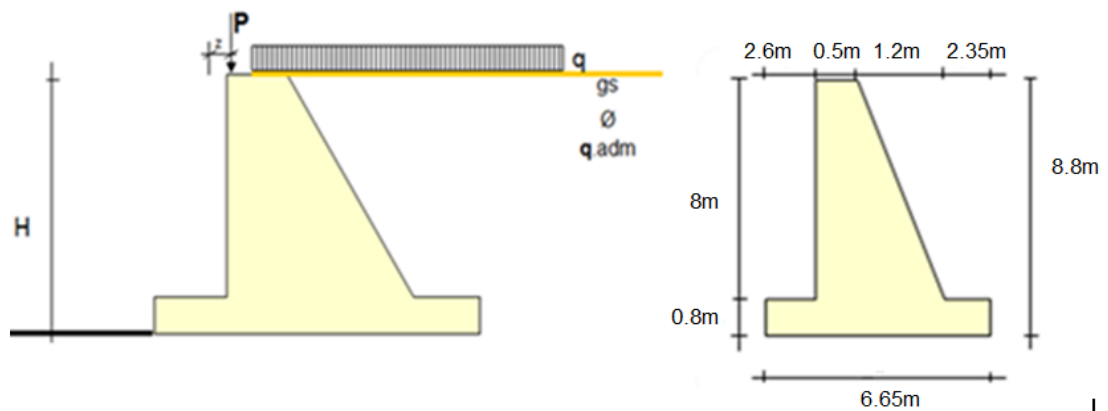
Tabla 35. Chequeo por flexión

- MOMENTO TOTAL EN LA BASE, DEBIDO A Pa	M(1m)	30,9	Ton-m/m
- MOMENTO POR CONTRAFUERTE $M_z = M(1m) * L1$	Mz	123,6	Ton-m/m
- MOMENTO ULTIMO $M_u = 1.5 * M1$	MU	185,4	Ton-m/m
ACERO DE REFUERZO	M	185,4	Ton-m/m
	F	0,90	
	$b''' = e1$	30	cm
	$d''' = Bc - 25cm$	170,0	cm
	f_y	4200	Kg/cm ²
	A_s	31,1	cm²/m
Colocar 16 Varillas N° 5			En la parte externa del contrafuerte

Fuente: Elaboración Propia.

7.2. MURO DE PANTALLA Y CONTRAFUERTE DE H=8.00m

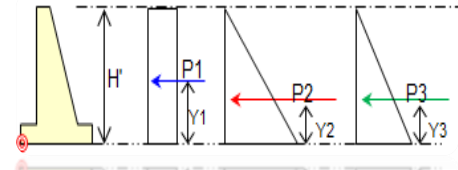
Figura 40. Datos de entrada – Muro 8m.



Fuente: Elaboración Propia.

Los datos de entrada para el diseño los podemos observar en la tabla 19. El único cambio en estos datos es la altura total del muro que ahora es de 8.8m.

Tabla 36. Diagrama y Valores de los empujes activos, con H=8m.

Figura 41. PA=P1+P2 		EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA	
		$q \cdot KA$	0,6
P1	5,3	Ton/m	
Y1	4,40	M	
		EMPUJE DEBIDO AL SUELO	
$gs \cdot H' \cdot KA$	4,9	Ton/m ²	
P2	21,7	Ton/m	
Y2	2,93	m	
		EMPUJE DINÁMICO	
$ys \cdot H' \cdot (KA - KAE)$	1,35	Ton/m ²	
P3	5,9	Ton/m	
Y3	2,93	m	
EMPUJE ACTIVO RESULTANTE		PA	32,9 Ton/m
		YPA	3,17 m

Fuente: *Elaboración Propia.*

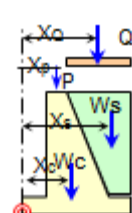
El empuje P1 es debido a la Sobrecarga (q).

El empuje P2 es debido al Suelo.

El empuje P3 es debido a la carga dinámica

Fuente: *Elaboración Propia.*

Tabla 37. Áreas, cargas y punto de aplicación del concreto, el suelo, la sobrecarga y la carga (P) aplicada, con H=8m.

Figura 42. Cargas sobre el muro 		Área (Ac)	14,1	m ²
				Wc
		Xc	3,25	m
		Área (As)	23,6	m ²
		Ws	40,1	Ton/m
		Xs	5,15	m
		Q	6,4	Ton/m
		XQ	4,88	m
		P	2,00	Ton/m
		Xp	2,85	m

Wc: Peso del Muro
 Ws: Peso del Relleno
 Q: Peso de la Sobrecarga
 P: Carga aplicada
 X: Pto de aplicación

Fuente: *Elaboración Propia.*

Fuente: *Elaboración Propia.*

Tabla 38. Análisis de estabilidad del muro de contención, con H=8m.

DESCRIPCIÓN DE LA VARIABLE	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
- RESULTANTE DE FUERZAS VERTICALES	R	82,3	Ton/m
- FUERZA DE FRICCIÓN = R*f	Ff	49,4	Ton/m
f = Coeficiente de fricción en la Base del Muro			
SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO			
- FUERZAS RESISTIVAS = Ff	Fr	49,4	Ton/m
- FUERZAS DESLIZANTES = PA	Fd	32,9	Ton/m
- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO	(F.S) desliz.	1,52	>= 1.5 O.K.
SEGURIDAD AL VUELCO			
- MOMENTOS RESISTIVOS (Debido a Wc,Ws,Q,P)	Mr	353,3	Ton-m/m
- MOMENTOS DE VUELCO (Debido a PA)	Mv	104,3	Ton-m/m
	(F.S) vuelco	3,39	>= 2.0 O.K.
CHEQUEO POR CAPACIDAD PORTANTE			
- SUMA DE MOMENTOS CON RESPETO A (o)	$\sum Mo$	249,0	Ton-m/m
- PUNTO DE APLICACIÓN DE LA RESULTANTE CON RESPETO A (o) $Xt=Smo/R$	Xt	3,03	m O.K. $B/3 < Xt < 2B/3$
- EXCENTRICIDAD CON RESPECTO AL PTO MEDIO	$e = B/2 - Xt$	0,30	$m < B/6$ O.K.
ESFUERZOS SOBRE LA CIMENTACIÓN			
$\frac{q1}{q2} = \frac{R}{B} * 1 \pm \frac{6e}{B} \quad (40)$	q1	15,7	Ton/m ² < (q) adm O.K.
	q2	0,9	Ton/m ² < (q) adm O.K.

Fuente: Elaboración Propia.

7.2.1. Diseño estructural

Ver figura 35.

Tabla 39. Esfuerzos y separaciones, con H=8m.

ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN	q ₁	15,7	Ton/m ²
	q ₂	0,9	Ton/m ²
	q ₃	9,9	Ton/m ²
	q ₄	4,4	Ton/m ²
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE CONTRAFUERTE	L1	4,0	M
ESPELOR DE CONTRAFUERTE	e1	0,30	M
FUERZAS DE DISEÑO	V1	28,3	Ton/m
	wy	12,9	Ton/m ²
	wx	4,1	Ton/m ²
	Pa	22,7	Ton/m

Fuente: Elaboración Propia.

7.2.2. Diseño del talon

Tabla 40. Chequeo por cortante, para el talón con H=8m.

- FUERZA CORTANTE EN EL TALON	V1	28,3	Ton/m
- FUERZA CORTANTE ULTIMA $V_u = 1.5 * V1$	VU	42,5	Ton/m
- ESF. CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO $v_c = 0.53(f'c)^{1/2}$	v _c	7,7	Kg/cm ²
- FUERZA CORTANTE ADMISIB. DEL CONCRETO $V_c = F * b' * d' * v_c$	V _c	47,5	Ton/m
	F	0,85	
	b'	100	cm
	d' = t - 7.5cm	72,5	cm
V _c > V _u O.K.			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 41. Chequeo por flexión, para el talón con H=8m.

- MOMENTO FLECTOR	M1	40,0	Ton-m/m
- MOMENTO ULTIMO $M_u = 1.5 * M_1$	MU	60,0	Ton-m/m
ACERO DE REFUERZO	M	60,0	Ton-m/m
	F	0,90	
	b'	100	cm
	$d' = t - 7.5\text{cm}$	72,5	cm
	Fy	4200	Kg/cm ²
	As	22,7	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 5 cada	0,09	m	SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 5 cada	0,25	m	ADOPTADO

Fuente: Elaboración Propia.

7.2.3. Diseño del pie

Tabla 42. Chequeo por cortante, para el pie con H=8m.

- CARGA PARA CALCULAR EL TALON	wy	12,9	Ton/m ²
- FUERZA CORTANTE EN EL TALON $V_y = (w_y * L_1) / 2$	Vy	25,8	Ton/m
- FUERZA CORTANTE ULTIMA $V_u = 1.5 * V_y$	VU	38,7	Ton/m
- ESF. CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO $v_c = 0.53(f'c)^{1/2}$	vc	7,7	Kg/cm ²
- FUERZA CORTANTE ADMISIB. DEL CONCRETO $V_c = F * b' * d' * v_c$	Vc	47,5	Ton/m
	F	0,85	
	b'	100	cm
	$d' = t - 7.5\text{cm}$	72,5	cm
$V_c > V_u$ O.K.			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 43. Chequeo por Flexión, para el pie con H=8m.

- MOMENTO $M_y = (w_y * (L_1)^2) / 12$	M_y	17,2	Ton-m/m
- MOMENTO ULTIMO $M_u = 1.5 * M_1$	MU	25,8	Ton-m/m
ACERO DE REFUERZO	M	25,8	Ton-m/m
	F	0,90	
	b'	100	Cm
	$d' = t - 7.5\text{cm}$	72,5	Cm
	f_y	4200	Kg/cm ²
	As.min	9,6	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 5 cada 0,21 m			SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 5 cada 0,25 m			En ambos sentidos y en ambas caras.

Fuente: Elaboración Propia.

7.2.4. Diseño del vástago (losa vertical)

Tabla 44. Chequeo por Cortante, para el vástago con H=8m.

- CARGA PARA CALCULAR EL VÁSTAGO	w_x	4,1	Ton/m ²
- FZA CORTANTE EN EL VÁSTAGO $V_x = w_x * (L_1 - e_1) / 2$	V_x	7,6	Ton/m
- FUERZA CORTANTE ULTIMA $V_u = 1.5 * V_x$	VU	11,4	Ton/m
- ESF. CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO $v_c = 0.53(f'c)^{1/2}$	v_c	7,7	Kg/cm ²
- FUERZA CORTANTE ADMISIB. DEL CONCRETO $V_c = F * b' * d'' * v_c$	V_c	106,4	Ton/m
	F	0,85	
	b'	100	cm
	$d'' = (b+c) - 7.5\text{cm}$	162,5	cm
$V_c > V_u$ O.K.			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 45 .Chequeo por flexión, para el vástago con H=8m.

- MOMENTO $M_x=(w_x*(L1)^2)/12$	MX	5,5	Ton-m/m
- MOMENTO ULTIMO $M_u = 1.5 * M1$	MU	8,3	Ton-m/m
ACERO DE REFUERZO	M	8,3	Ton-m/m
	F	0,90	
	b'	100	cm
	$d'' = (b + c) - 7.5cm$	162,5	cm
	Fy	4200	Kg/cm ²
	As.min	19,5	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 5 cada	0,10	M	SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 5 cada	0,50	M	En ambos sentidos y en ambas caras.

Fuente: Elaboración Propia.

7.2.5. Diseño del contrafuerte

Tabla 46. Dimensiones, para el contrafuerte con H=8m.

- SEPARACIÓN ENTRE EJES DE CONTRAFUERTE	L1	4,0	M
- ESPESOR DE CONTRAFUERTE	e1	0,30	M
- BORDE LIBRE SUPERIOR	h1	0,25	M
- BORDE LIBRE LATERAL	b1	0,25	M
- ANCHO EN LA BASE DEL CONTRAFUERTE	$B_c = d - b1$	2,10	M
- ALTURA TOTAL DEL CONTRAFUERTE	$H_c = h - h1$	7,75	M

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 47. Chequeo por cortante, para el contrafuerte con H=8m.

- EMPUJE ACTIVO TOTAL EN EL CONTRAFUERTE	Pa	22,7	Ton/m
- FUERZA CORTANTE EN EL CONTRAFUERTE	Vz	22,7	Ton/m
- FUERZA CORTANTE ULTIMA $V_u = 1.5 * V_z$	VU	34,1	Ton/m
- ESF. CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO $v_c = 0.53(f'_c)^{1/2}$	vc	7,7	Kg/cm ²
- FUERZA CORTANTE ADMISIB. DEL CONCRETO $V_c = F * b' * d''' * v_c$	Vc	36,3	Ton/m
	F	0,85	
	$b''' = e1$	30	cm
	$d''' = Bc - 25cm$	185,0	cm
$V_c > V_u$ O.K. (No requiere estribos por el relleno)			

Fuente: *Elaboración Propia.*

7.2.6. Calculo de estribos debido a la tracción de la pantalla

Tabla 48. Separación de estribos en la parte inferior del contrafuerte desde la base hasta Hc/2, con h=8m.

- EMPUJE ACTIVO EN EL CONTRAFUERTE	Pa1	22,7	Ton/m
- TRACCIÓN EJERCIDA POR LA PANTALLA POR CADA LADO DEL CONTRAFUERTE	T1	44,0	Ton/m
ACERO DE ESTRIBOS	fs	1,2	Ton/cm ²
	$As1 = T1/fs$	35,0	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 3 cada	0,02	m	SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 3 cada	0,05	m	ESTRIBOS DOBLES

Fuente: *Elaboración Propia.*

Tabla 49. Separación de estribos en la parte inferior del contrafuerte desde $H_c/2$ la base hasta la parte superior, con $h=8m$.

- EMPUJE ACTIVO EN EL CONTRAFUERTE	Pa2	12,0	Ton/m
- TRACCIÓN EJERCIDA POR LA PANTALLA POR CADA LADO DEL CONTRAFUERTE	T2	22,2	Ton/m
ACERO DE ESTRIBOS	fs	1,2	Ton/cm ²
	As2 = T2/fs	18,5	cm²/m
Colocar 1 Ø N° 3 cada	0,04	m	SUGERIDO
Colocar 1 Ø N° 3 cada	0,50	m	ESTRIBOS DOBLES

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 50. Chequeo por flexión de estribos, con $h=8m$.

- MOMENTO TOTAL EN LA BASE, DEBIDO A Pa	M(1m)	66,9	Ton-m/m
- MOMENTO POR CONTRAFUERTE $M_z = M(1m) * L1$	Mz	267,6	Ton-m/m
- MOMENTO ULTIMO $M_u = 1.5 * M1$	MU	401,4	Ton-m/m
ACERO DE REFUERZO	M	401,4	Ton-m/m
	F	0,90	
	$b''' = e1$	30	Cm
	$d''' = Bc - 25cm$	185,0	Cm
	Fy	4200	Kg/cm ²
	As	66,9	cm²/m
Colocar 34 Varillas N°	5		En la parte externa del contrafuerte

Fuente: Elaboración Propia.

8. RELACIÓN COSTO

Tabla 51. Relación de costos de los muros

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	MURO DE CONCRETO REFORZADO		MURO REFORZADO CON GEOTEXTIL	
			CANTIDAD	TOTAL (\$)	CANTIDAD	TOTAL (\$)
Localización y replanteo	Día	80.000,0	1	80.000,0	1	80.000,0
Excavación en tierra a mano para asiento de fundaciones, zanja u otros, hasta profundidades comprendidas entre 0.00 y 1.50m. Sin retiro (terreno semiduro y seco)	m2	17.810,0	7,2	128.232,0	7,2	128.232,0
Carga a mano del material proveniente de las excavaciones para asiento de fundaciones, zanjas, u otros	m2	4.500,0	72	324.000,0	72	324.000,0
Concreto de Fc=3000 psi a los 28 días, acabado corriente para construcción de vigas de riostra, tirantes y fundación de paredes.	m3	290.000,0	41,42	12.011.800,0	-----	-----
Acero de 3/8"	kg.	1.840,0	123,46	227.166,4	-----	-----
Acero de 5/8"	kg.	1.840,0	546,3	1.005.192,0	-----	-----
Relleno de compactación de material de la zona	m3	6.890,0	43,2	297.648,0	43,2	297.648,0
Relleno de compactación con	m3	12.335,0	-----	-----	83,6	1.031.206,0

refuerzo						
Geotextil tejido T2400 como elemento de refuerzo	m2	4.721,0	-----	-----	51,2	241.715,2
Geotextil tejido TR3000 como elemento de refuerzo	m2	6.421,0	-----	-----	70,8	454.606,8
Geomalla TT090 o Coextruida Uniaxial P-UX15 como elemento de refuerzo	m2	8.546,0	-----	-----	175,1	1.496.404,6
TOTAL				\$ 14.074.038		\$ 4.053.812

Fuente: Elaboración Propia.

9. CONCLUSIONES

- Los geosintéticos son una excelente solución para la estabilización de suelos (muros, taludes, vías, cimentaciones). Están fabricados a partir de polímeros resistentes a la tensión, a los químicos, con gran capacidad de filtración y elongación; La disminución en tiempo de construcción, y el bajo impacto ambiental que se logra con el uso de geosintéticos y su composición con materiales naturales, los hace más ambientales, eficientes e integrados al entorno, teniendo un mínimo impacto ambiental
- Los muros de contención en suelo reforzado puede utilizar suelos de diferentes características, aunque la norma AASHTO, sugiere usos de suelos con material pasa 200, por debajo del 10%, la Norma NCMA sugiere hasta un 35% del tamaño pasa 200, ampliando la gama de posibles suelos a usar como relleno reforzados, sin embargo el uso de suelos con alto contenido de material fino $> 20\%$, debe manejarse el sistema de drenaje con un mayor factor de seguridad.
- Queda demostrado la disminución de costo en cuanto a la elaboración del muro en suelo reforzado en comparación con el muro en concreto, la variación entre estos dependen del terreno, este valor puede variar entre un 30 y un 70%, para este caso fue de un 70%.
- Las desventaja evidente de los muros MSEW, en comparación con las más convencionales de hormigón armado, es el hecho de requerir una longitud de anclaje, normalmente $B = 0,8H$, los cual limita, en algunos casos su construcción.

- Los muros reforzados con Geosintéticos pueden tolerar deformaciones verticales y diferenciales, gracias a su plasticidad en comparación a los muros rígidos de concreto, siempre y cuando su cara exterior no sea rígida.
- La nueva norma AASHTO 2012, propone un factor de reducción de resistencia bajo análisis estático, (0,65 para la capacidad portante del suelo de base y 0,90 para la resistencia a la Tensión del geosintético), esto debido a las estadísticas del comportamiento de los muros reforzados con Geosintéticos, bajo cargas estáticas.
- Bajo cargas dinámicas AASHTO, en las normas 2012 (sección 11.5.4.2 Evento extremo I, No ejecutar análisis), contempla la posibilidad de no requerir análisis dinámico para muros reforzados con geosintéticos, en áreas donde la aceleración pico este por debajo de 0,4g, esto debido al excelente comportamiento de este tipo de muros de contención en sismos; El hecho de no ejecutar el análisis dinámico está sujeto a: Que exista la posibilidad de licuefacción del material de base y/o el muro soporte otra estructura que si dependa del análisis dinámico.
- El factor de resistencia al Creep, ha sido ampliamente debatido y el Prof., Robert Holtz, en el 2nd Congreso Panamericano de Geosintéticos en Lima, sugiere inclusive no tomarlo en cuenta, ya que lo que falla en un muro MSEW es el suelo y no el geosintético.
- Concluyendo, se hace necesario por parte del gremio y de la academia, profundizar en la investigación y desarrollo del comportamiento de los geosintéticos disponibles en el mercado nacional, y evaluar su desempeño, así como el uso de materiales con contenido de finos entre el 10 y 40%, que es el que normalmente encontramos disponible en la región; Y evitar,

como siempre, copiar normatividades de otros países los cuales tienen diferentes dificultades y desarrollos.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO, LFRD Bridge Design Specification 2012, Section 11
- Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.
- JAIME SUAREZ DIAZ. Diseño de Muros de Suelo Reforzados con Geosintéticos. Bucaramanga: División Editorial y de Publicaciones UIS., 2004.
- MECHANICALLY STABILIZED BACKFILL. Jonathan T.H. WU, Editor
- NCMA, National Concrete Masonry Association, Design Manual for SEGMENTAL RETAINING WALLS (2nd Edition)
- Robert D.H., Christopher B.R., and Berg R.R.. Geosynthetic Engineering. Richmond, British Columbia, Canada V7A 5G1: Bitech Publishers Ltd., 1997.
- ROBERT M. KOERNER. Designing with geosynthetics 5 ED. New Jersey: PRENTICE HALL, 2005.

WEBGRAFIA

- Pavco portafolio de servicios [en línea] <http://www.geosoftpavco.com/>
- Rocscience portafolio de servicios [en línea] <http://www.rocscience.com/products/8/Slide>

ANEXOS

Anexo A. Fotografías del proceso constructivo



Inicio de obra, condiciones iniciales de construcción



Inicio de obra, base del muro reforzado



Primeras capas del muro reforzado



Refuerzo y atirantado de la formaleta



Colocación de capas de material



Proceso de compactación capa a capa



Compactación cerca a la formaleta con equipo liviano



Armado formaleta Muro de Base





Desformateado Muro de Base



Construcción muro superior



Fachada con friso o shotcrete





Remate última capa a 45° (1:1) sin refuerzo





Terraza y muro de contención terminados

Anexo B. Sinopsis del uso de geosintéticos en Colombia

En países latinoamericanos como Colombia, Brasil y Perú se utilizan geosintéticos de manera frecuente, los geotextiles en lugar de geomallas o refuerzos metálicos para la construcción de muros MSE. Aunque existe muy poca investigación sobre su uso de este material para el refuerzo de muros de tierra.

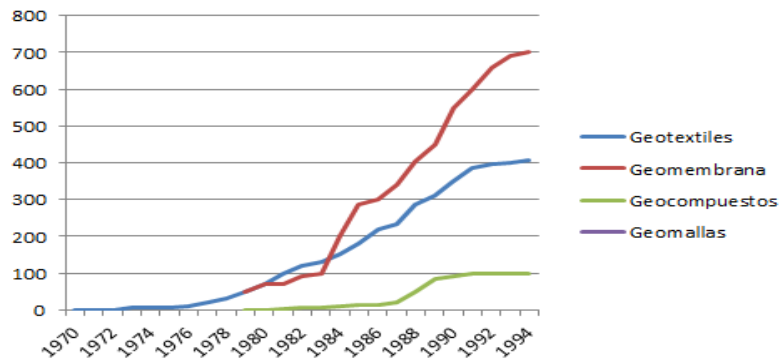
En el caso del posicionamiento del mercado de los geosintéticos en Colombia sugiere la posibilidad de innovar en las metodologías tradicionales de diseño y construcción. El país tiene la responsabilidad de estudiar, analizar y cuestionar el uso de estos materiales. Para garantizar un buen desempeño y alta calidad.

Uso de geosintéticos en el mundo

Para poder analizar la magnitud de la evolución de Colombia en el uso de geosintéticos es necesario analizar su desempeño a nivel mundial y por esto analizar el uso de estos materiales a nivel mundial.

En la Figura 1ª, se visualiza el uso de los principales geosintéticos, permite comparar la forma de percepción de ingresos por conceptos del mercado de los mismos.

Figura 1ª. Crecimiento del mercado de los geotextiles en el mundo

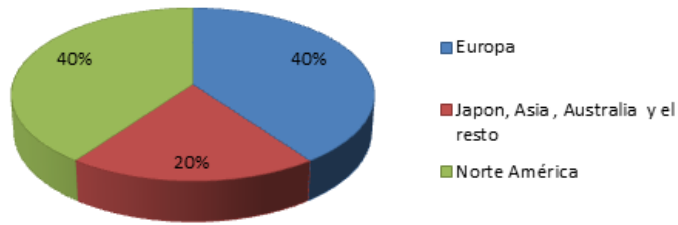


Fuente: FAO, 2001

Geotextiles:

Gracias al mejoramiento y el uso masivo del geotextiles, el mercado y producción de este material ha generado un crecimiento considerablemente difícil de igualar por otro producto en el ámbito de la construcción. Un mercado de proporciones similares en Europa y Norte América, que con gran esfuerzo se deja penetrar por algunos países asiáticos como Japón y el resto del mundo (Figura 2^a), hace evidente la utilización de estos materiales en países desarrollados.

Figura 2^a Crecimiento del mercado de los geotextiles en el mundo



Fuente: FAO, 2001.

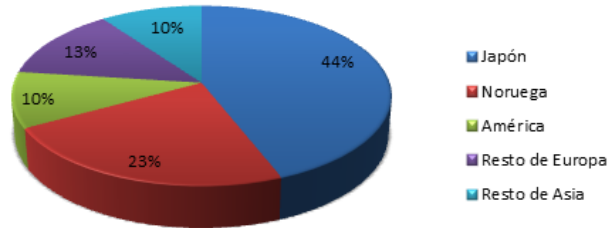
Geomallas:

A pesar que las geomallas tienen un periodo de desarrollo menor que de los geotextiles, pronostica un auge creciente gracias a su utilización en países desarrollados. Sin embargo no sería acertado pensar en las geomallas como el reemplazo de los geotextiles, pero si como uno de los productos para refuerzo de mayor proyección.

Geobloques

El uso de geobloques no se ha desarrollado significativamente en el mundo, salvo por excepciones como Japón y Noruega en quienes se encuentra concentrado cerca del 80% del uso del producto a nivel internacional (Figura 3^a).

Figura 3ª. Distribución del mercado mundial de geobloques de EPS



Fuente: Frydenlund, 1996.

Geodrenes

El principal uso de los geodrenes -del grupo genérico de los geocompuestos, por tratarse de la conjugación de dos geosintéticos- es en el control de situaciones de drenaje planar dentro de estructuras de pavimentación.

USO DE GEOSINTÉTICOS EN COLOMBIA

Los geosintéticos se han empleado en Colombia desde principios de la década de los 80's. Un estudio del mercado de geosintéticos en el país permite concluir que en Colombia existe una oferta suficiente de estos materiales. Algunas empresas nacionales han apostado a la fabricación y comercialización de geosintéticos de muy alta calidad (Tabla 1ª).

Tabla 1ª. Principales productores de geosintéticos en el país.

Material	Empresa
Geotextiles	· PAVCO
	· LaFayette
	· Niver
	· Compañía Empaques de

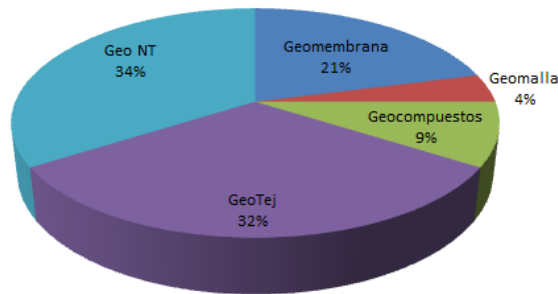
Material	Empresa
	Medellín
Geomallas	· LaFayette
Geomembranas	· Sintéticos Filmtex · Proquinal
Geodrenes	· PAVCO

Fuente: Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

Geotextiles

La Figura 4^a muestra un estimativo del uso de los geosintéticos en Colombia en todas las aplicaciones y permite ver cómo las geomembranas entran a formar una parte importante del mercado, pues son ampliamente utilizadas en impermeabilización, rellenos sanitarios, conducción de fluidos, etc.

Figura 4^a Uso de geosintéticos en Colombia 2002



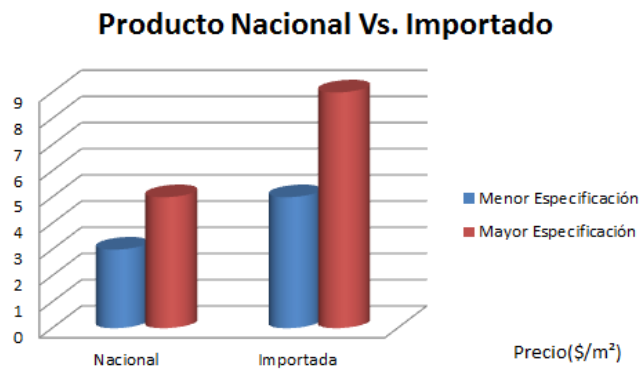
Fuente: Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

Geomallas

El uso de geomallas en Colombia, en ventas, mantuvo un crecimiento constante desde su entrada al país (aproximadamente en 1990) hasta el año 2000. A partir

de este momento el crecimiento ha empezado a disminuir y se pueden plantear varias hipótesis al respecto. Por ejemplo la disminución se puede deber a la aceptación del producto nacional por parte de los diseñadores, restándole participación en el mercado a los productos importados.

Figura 5ª. Comparación gráfica en precio para geomallas nacionales e importadas



Fuente: LaFayette, 2002; Geosintec, 2002

Geobloques

El uso de geobloques en Colombia es aún restringido. La explicación en este caso es más económica que técnica, ya que el uso de este es 10 veces mayor, aproximadamente.

Geodrenes

Un interés comercial (más que ingenieril), por parte de las industrias productoras, se ha encargado de lograr su aceptación por parte de importantes firmas de ingenieros, aunque otros diseñadores aún los consideran como un espejismo comercial, desvirtuando toda posibilidad de uso en sus obras.

Anexo C Normas de ensayo y especificaciones técnicas de construcción con geotécnicos

En Colombia la norma que rige la construcción con geosintéticos es la INVIAS, a continuación se mostraran las que hacen referencia al uso de este material.

MÉTODO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE ROTURA Y LA ELONGACIÓN DE GEOTEXTILES (MÉTODO GRAB)

I.N.V. E-901-07

Esta norma tiene por objeto determinar la carga de rotura (tensión G_{rab}) y la elongación (elongación G_{rab}) de los geotextiles tejidos y no tejidos (no se puede aplicar a los tejidos de punto), mediante el método G_{rab} .

El método consiste en aplicar al espécimen una carga que se incrementa continuamente, en sentido longitudinal, hasta alcanzar la rotura. Los valores para la carga de rotura y la elongación del espécimen de ensayo se obtienen de las escalas o diales de las maquinas, de diagramas de registro autográficos o de computadores interconectados.

El método “ G_{rab} ” es aplicable cuando se requiera determinar una resistencia efectiva de un geotextil, es decir la resistencia del material en un ancho específico junto con la resistencia adicional que contribuye el material adyacente, conformado por el ancho sobrante del espécimen por fuera de la mordaza, no siendo apto para determinar una tensión por unidad de longitud confiable.

MÉTODO PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA AL
PUNZONAMIENTO DE GEOTEXTILES, GEOMEMBRANAS Y PRODUCTOS
RELACIONADOS

I.N.V E-902-07

El método consiste en colocar un espécimen sin tensión, entre las placas circulares del dispositivo anular de sujeción de la máquina de ensayo. Se aplica una fuerza en la parte central, mediante una barra de acero sólido, conectada al indicador de carga, hasta que se rompa el espécimen. La máxima fuerza registrada corresponde a la resistencia al punzonamiento.

Medida de la carga de rotura- Se realiza el ensayo con la maquina a una velocidad de 300 ± 10 mm/min hasta que el aditamento punzante rompa completamente el espécimen de ensayo. Se toma la carga de rotura que corresponda a la mayor carga registrada en el instrumento de lectura, durante el ensayo. Esta carga corresponde a la resistencia al punzonamiento. En el caso de obtener un doble piso de la carga máxima, se reporta el primer valor sin importar que el segundo sea mayor.

MÉTODO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL RASGADO
TRAPEZOIDAL DE GEOTEXTILES

I.N.V. E-903-07

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.

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.

El método para determinar la resistencia al rasgado trapezoidal de los geotextiles es un ensayo que produce una tensión a lo largo de una trayectoria razonablemente definida, de tal forma que el rasgado se propague en dirección del ancho del espécimen.

MÉTODO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESTALLIDO DE GEOTEXTILES (MÉTODO DEL DIAFRAGMA HIDRÁULICO-MULLEN BURST)

I.N.V. E-904-07

Esta norma tiene por objeto determinar la resistencia de los geotextiles tejidos y no tejidos al estallido, empleando el método de ensayo de diafragma hidráulico (Mullen Burst). Esta norma determina una propiedad índice.

Esta norma consiste en prensar un espécimen de geotextil sobre un diafragma expandible. El diafragma es expandido por presión de fluido hasta el punto de rotura del espécimen. La diferencia entre la presión total requerida para romper el espécimen y la presión requerida para inflar el diafragma se reporta como la resistencia al estallido.

Nota. Para los geotextiles tejidos se recomienda usar el ensayo de CBR Modificado GRI GSI-86 para determinar la resistencia al estallido.

MÉTODO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA PERMEABILIDAD AL AGUA DE
LOS GEOTEXILES PRO MEDIO DE LA PERMITIVIDAD

I.N.V. E-905-07

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 través del geotextil es tan grande que se dificulta tomar lecturas en el cambio de la cabeza con respecto al tiempo.

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. La selección del método de ensayo se deja a criterio del responsable del ensayo.

MÉTODO DE ENSAYO ESTÁNDAR PARA DETERMINAR EL ESPESOR
NOMINAL DE GEOTEXILES Y GEOMEMBRANAS

I.N.V. E-906-07

Este método de ensayo determina el espesor nominal que no es necesariamente el espesor mínimo.

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, ya que el espesor no es un indicador del desempeño en campo y por lo tanto no se recomienda para especificación.

**MÉTODO ESTÁNDAR PARA LA DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE
ABERTURA APARENTE (TAA) DE UN GEO TEXTIL
I.N.V. E-907-07**

Este método de ensayo se usa para determinar el Tamaño de Abertura Aparente (TAA) de un geotextil mediante el tamizado de pequeñas partículas de cristal a través del geotextil.

El 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 energicamente 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.

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

**MÉTODO DE MUESTREO DE GEOSINTÉTICOS PARA ENSAYOS
I.N.V E-908-07**

Esta práctica cubre dos procedimientos para el muestreo de geosintéticos para ser ensayados. Se requiere que las instrucciones de toma de muestras de laboratorio y especímenes de ensayo sean parte de cada método de ensayo para geosintéticos.

El primer procedimiento describe la división del embarque de geosintéticos en lotes y define el tamaño de la muestra tomada del lote mencionado para establecer la conformidad de las especificaciones.

El segundo procedimiento describe el muestreo de las unidades de producción con el propósito de asegurar la calidad durante el proceso de fabricación. Esto requiere que se conserve el soporte de los valores que se involucran en el proceso estadístico, durante el proceso de fabricación.

**PRÁCTICA PARA ESTABLECER LA CONFORMIDAD DE ESPECIFICACIONES
DE GEOSINTÉTICOS
I.N.V. E – 909 – 07**

Esta práctica establece el procedimiento para determinar la conformidad de las propiedades de los geosintéticos frente a unas especificaciones establecidas por parte del diseñador.

Esta norma no está orientada a resolver todos los problemas asociados con su uso. Es responsabilidad del usuario de esta norma establecer la seguridad apropiada y determinar su aplicación así como las limitaciones antes de su uso.

Esta práctica ha sido desarrollada con un énfasis especial para la puesta en marcha y realización de un estricto programa de control de calidad, del que todo geosintético es sometido antes de ser despachado, situación que debe ser verificada por parte del interventor responsable de la obra.

MÉTODO DE ENSAYO PARA MEDIR EL DETERIORO DE GEOTEXTILES
A LA EXPOSICIÓN DE LUZ ULTRAVIOLETA Y AGUA, (APARATO DEL TIPO
ARCO XENON).

I.N.V. E – 910 – 07

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.

Este procedimiento evalúa geotextiles bajo condiciones normalizadas de humedad y temperatura para tres diferentes períodos 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.

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.

MÉTODO ESTÁNDAR PARA DETERMINAR LA RETENCIÓN DE ASFALTO DE
GEOTEXTILES USADOS EN REPAVIMENTACIONES ASFÁLTICAS

I.N.V. E – 911 – 07

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

Esta norma consiste en medir la capacidad de retención asfáltica de los geotextiles de repavimentación. 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 período 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.

MÉTODO ESTÁNDAR PARA MEDIR LA MASA POR UNIDAD DE ÁREA DE GEOTEXTILES

I.N.V. E – 912 – 07

En esta norma se dan las instrucciones para determinar la masa por unidad de área mediante la medida de la masa 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 usara 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

MÉTODO DE ENSAYO ESTANDARIZADO PARA LA DETERMINACIÓN DE
LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁTICA DE GEOTEXILES
USANDO UN PISTÓN DE PRUEBA DE 50 mm DE DIÁMETRO

I.N.V. E – 913 – 07

Esta norma tiene por objeto determinar la resistencia de los geotextiles tejidos y no tejidos a la penetración estática, empleando el método de ensayo de pistón de prueba de 50 mm de diámetro hasta alcanzar la rotura. Esta norma determina una propiedad índice.

Este método de ensayo ofrece un índice para determinar la resistencia a la penetración de geotextiles. El uso de este método de ensayo permite establecer un criterio estándar así como las bases para reportar valores uniformemente.

En Colombia se han desarrollado especificaciones del INVIAS basadas en la AASHTO para la construcción de:

- Separación de suelos de subrasante y capas granulares con geotextil
- Estabilización de suelos de subrasante y capas granulares con geotextil
- Pavimentación y repavimentación con geotextiles
- Subdrenes con geotextil y material granular

1. Separación de suelos de subrasante y capas granulares con geotextil

Esta especificación se refiere al uso de geotextiles para prevenir la mezcla entre los suelo de subrasante y agregados o materiales seleccionados para conformar bases, o materiales para construir terraplenes; los que se colocaran sobre el geotextil de acuerdo a un espesor de diseño y valores de compactación establecidos, en los sitios señalados por los planos del proyecto o los indicados por el interventor.

Para esto se requiere que el material cumpla con propiedades mecánicas e hidráulicas mostradas a continuación

Tabla 1^b. Requerimientos de las propiedades mecánicas del geotextil (medidas en el sentido más débil del geotextil)

Propiedad	Norma De Ensayo	Valor Mínimo Promedio Por Rollo (VMPR)	Valor Mínimo Promedio Por Rolo (VMPR)
Elongación medida	INV E-901	Elongación <50%	Elongación ≥50%
Resistencia a la tensión (Grab)	INV E-901	1100 N	100 N
Resistencia a la costura	INV E-901	990 N	630 N
Resistencia a la penetración con pistón 50 mm de diámetro	INV E-913	2200 N	1375 N
Resistencia al rasgado trapezoidal	INV E-903	400 N ⁽⁴⁾	250 N

Fuente: Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

Tabla 2^b. Requerimientos mínimos de propiedades hidráulicas del geotextil

Propiedad	Norma De Ensayo	Valor Mínimo Promedio Por Rollo (VMPR)
Permitividad	INV E-905	0.02 S ⁻¹
Tamaño de Abertura Aparente	INV E-907	0.60 mm
Estabilidad Ultravioleta	INV E-910	50% después de 500 h de exposición

Fuente: Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

2. Estabilización de suelos de subrasante y capas granulares con geotextil

Este trabajo consiste en la preparación del suelo de subrasante que se quiere estabilizar y el suministro, transporte y colocación de materiales compuestos por el geotextil y el suelo granular, en los sitios señalados en los planos del proyecto o indicados por el interventor.

Los requerimientos de la norma INVIAS se muestran en las siguientes tablas

Tabla 3^b. Requerimientos de las propiedades mecánicas del geotextil (medidas en el sentido más débil del geotextil)

Propiedad	Norma De Ensayo	Valor Mínimo Promedio Por Rollo (VMPR)	Valor Mínimo Promedio Por Rolo (VMPR)
Elongación medida	INV E-901	Elongación <50%	Elongación ≥50%
Resistencia a la tensión (Grab)	INV E-901	1400 N	900 N
Resistencia a la costura	INV E-901	1260 N	810 N
Resistencia a la penetración con pistón 50 mm de diámetro	INV E-913	2750 N	1925 N
Resistencia al rasgado trapezoidal	INV E-903	500 N	350 N

Fuente: Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

Tabla 4^b. Requerimientos mínimos de propiedades hidráulicas del geotextil

Propiedad	Norma De Ensayo	Valor Mínimo Promedio Por Rollo (VMPR)
Permitividad	INV E-905	0.05 S ⁻¹
Tamaño de Abertura Aparente	INV E-907	0.43 mm
Estabilidad Ultravioleta	INV E-910	50% después de 500 h de exposición

Fuente: Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

3. Pavimentación y repavimentación con geotextiles

Consiste en la utilización de geotextiles para conformar una membrana visco-elástico-plástica, la que puede ser usada sobre pavimentos de concreto asfáltico fatigados y retardar el calcado de fisuras; o bajo nuevas capas de concreto asfáltico para ofrecer una barrera permanente contra el ingreso del agua. Ambas estrategias pueden ser usadas en el mantenimiento y construcción de vías pavimentadas, el desarrollo de esta membrana estará determinado por los sitios señalados en los planos del proyecto o indicados por el interventor.

Tabla 5^b. Requerimiento del geotextil (medidos en el sentido más débil del geotextil)

Propiedad	Norma De Ensayo	Valor Mínimo Promedio Por Rollo (VMPR)
Elongación medida	INV E-901	Elongación ≥50%
Resistencia a la tensión (Grab)	INV E-901	450 N
Resistencia a la costura	INV E-911	*
Resistencia a la penetración con pistón 50 mm de diámetro	INV E-912	140 m ²

Fuente: Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

4. Subdrenes con geotextil y material granular

Este trabajo consiste en el suministro, transporte y colocación de materiales para la construcción de filtros para subdrenaje compuestos por geotextil y material drenante, en los sitios señalados en los planos del proyecto o indicados por el interventor.

**Tabla 6^b. Requerimientos de las propiedades mecánicas del geotextil
(medidas en el sentido más débil del geotextil)**

Propiedad	Norma De Ensayo	Valor Mínimo Promedio Por Rollo (VMPR)	Valor Mínimo Promedio Por Rolo (VMPR)
Elongación medida	INV E-901	Elongación $\geq 50\%$	Elongación $< 50\%$
Resistencia a la tensión (Grab)	INV E-901	700 N	1100 N
Resistencia a la costura	INV E-901	630 N	990 N
Resistencia a la penetración con pistón 50 mm de diámetro	INV E-913	1375 N	2200 N
Resistencia al rasgado trapezoidal	INV E-903	250 N	400 N

Fuente: Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

Tabla 7^b. Requerimientos mínimos de propiedades hidráulicas del geotextil

Propiedad	Norma De Ensayo	Valor Mínimo Promedio por Rollo (VMPR)		
		<15	15 a 50	>50
Permitividad	INV E-905	0.5 s ⁻¹	0.2 s ⁻¹	0.1 s ⁻¹ 138
Tamaño de Abertura Aparente	INV E-907	0.43 mm (Tamiz 40)	0.25 mm (Tamiz 60)	0.22 mm (Tamiz 70)
Estabilidad Ultravioleta	INV E-910	50% después de 500 horas de exposición		

- *Fuente:* Geosistemas PAVCO S.A. Manual de Diseño con Geosintéticos, 8 ED. Bogotá D.C., Colombia: Departamento de Ingeniería., 2009.

Anexo D. Notas sobre el artículo técnico “Comparación de cuatro métodos populares para el diseño de Muros reforzados con Geosintéticos”

Por falta de una metodología clara en Colombia, se ha discutido sobre que normas debe tomar un consultor para el diseño de estructuras de contención con suelos reforzados con geosintéticos, agrego estas notas sobre el artículo técnico “COMPARISON OF FOUR POPULAR GEOSYNTHETICS REINFORCED WALL DESIGN METHODS” Michael R Simac , (Breve introducción y conclusiones, sin embargo se anota sobre éste para su consulta), el cual puede orientar sobre la problemática del establecimiento de normas sobre este tipo de estructuras en Colombia, igualmente deja en la experiencia del consultor y/o interventor, como el principal argumento en la decisión de la norma a aplicar.

Una vez más concluimos en la necesidad de investigación, se han construido millones de obras de tierra reforzadas con geosintéticos con éxito, pero parece que han sido diseñadas con factores de seguridad muy altos, es posible que estemos en el campo de “Factores de Ignorancia”

“El uso de geosintéticos en muros de retención de suelo reforzado ha aumentado de manera constante en América del Norte durante la última década. Su popularidad se ha visto favorecido por el uso de bloques prefabricados que pueden ser fácilmente instalados. Los muros con estos bloques son llamados genéricamente como muros de contención segmentados (SRW), son económicos y estéticos frente a los tratamientos que vienen en una variedad de formas, colores y texturas.

La sustitución del geosintético como refuerzo y el uso de los bloques prefabricados, para los materiales más tradicionales (es decir, el refuerzo de acero

y paneles fabricados in situ de hormigón) en la construcción de Muros Mecánicamente Estabilizado (MSE), ha creado un considerable debate en dos cuestiones claves. En primer lugar, la vida útil de servicio o la durabilidad de los dos conjuntos de materiales diferentes; refuerzo geosintético y bloques de hormigón, en comparación con refuerzo de acero y paneles de hormigón fabricados in situ. En segundo lugar, la apropiada metodología de Diseño para cada conjunto de material diferente.

DESCRIPCIÓN DE LAS METODOLOGÍAS

Los cuatro metodologías de diseño seleccionados para este artículo se analizan y se resumen en La Tabla 1^c , la cual presenta muchos elementos claves para facilitar la comparación de enfoque para cada metodología de diseño. Muchas de estas diferencias se dividen en cuatro categorías principales: la teoría de empuje, las limitaciones en la aplicación de la teoría de la mecánica de suelos, selección de propiedades de los materiales, y los requisitos de diseño

- **AASHTO**

La Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del transporte (AASHTO) establece una metodología para el diseño de Muros Reforzados Mecánicamente (MSE) el cual incorpora algunas de las recomendaciones del programa de investigación patrocinado por la FHWA diseño de suelo reforzado (Christopher, et. al., 1990) y otros datos

El método AASHTO utiliza la teoría de presión de la tierra de Rankine, para las muros verticales o casi verticales que utilizan un hormigón prefabricado modular como fachada. Pone en práctica los mismos requisitos de diseño para la estabilidad externa con refuerzos de acero. La selección de las propiedades del material se basa en la ciencia de los polímeros y los datos de los resultados de laboratorio en su fichas técnicas para un determinado producto, o los valores por

defecto cuando no se tienen estos disponibles. No incluye el diseño del SRW o cualquier unidad de revestimiento. El diseño de los sistemas de fachada y sus conexiones está normalmente basada en la tensión máxima aplicada (AASHTO TF27, 1990). La vida útil es de 75 a 100 años para estructuras permanentes.

- **NCMA (1993)**

El método NCMA utiliza la teoría de Coulomb de presión de la tierra para el diseño del empuje sobre la cara vertical del muro. A pesar de que permite dos tipos de estructuras en el método de diseño, este artículo se centrará en los criterios de diseño para las estructuras críticas con vida útil de diseño de 75 a 100 años.

El método NCMA también permite dos métodos de determinación de resistencia de diseño geosintético, que es muy similar en el enfoque y proporciona ventajas similares a las normas AASHTO.

El método NCMA introduce nuevos criterios de diseño y los métodos analíticos para el SRW frente a los elementos mismos. Esta incluye el desarrollo de métodos de ensayo para las propiedades del material y su fuerza conexión y capacidad de corte para cuantificar las diferencias de rendimiento entre unidades SRW nominalmente similares. La unidad de SRW de fachada se considera una parte integral del diseño y el rendimiento de los sistemas de retención.

- **CTI (1994)**

El método de CTI es una extensión del método de diseño USFS descrita por Bell & Stewart (1997) y modificado por Bell, Barret, un Ruckman (1983), que utiliza la teoría de presión de tierra de Rankine. El refuerzo geosintético se selecciona basándose en su resistencia a la rotura y / o su límite de diseño basado en el esfuerzo de resistencia a la tracción dividida por un factor de seguridad para la

fluencia. Este método en particular no se refiere específicamente a los problemas de durabilidad con refuerzo. El elemento de revestimiento no se incluye en el diseño de la estructura, salvo el de reconocer que los desplazamientos de pared laterales son generalmente 15% más pequeño que para las paredes de cara envuelta.

- **USFS (1994)**

El Departamento de Agricultura de EE.UU. el personal del Servicio Forestal de ingeniería ha publicado una versión actualizada de su "Guía de diseño para Muros de Contención" (Mahoney, et. Al. 1994). Se ha actualizado el método USFS presenta en el original (Driscoll, et. Al. 1978) y por primera vez por Bell (1977) para dar cabida a los sistemas que incluyen unidades de SRW.

Este es un método de diseño de equilibrio límite, utilizando la teoría de Rankine de presión de la tierra. La unidad de SRW no está incluido en el diseño de la estructura y los análisis adicionales se recomiendan para tener en cuenta la unidad de SRW y su conexión con refuerzo geosintético. La resistencia de diseño de refuerzo se determina por una reducción especificada de resistencia a la tracción en base a polímero de refuerzo.

Tabla 1^o. Elementos seleccionados para la comparación de los modelos reforzados con geosintéticos de pared de diseño utilizando unidades de SRW

Elemento de diseño	AASHTO	NCMA	CTI	USFS
Máxima Altura:	ilimitado	ilimitado	<6m	<5 m
Min. Empotramiento del muro:	0.6m/%de H[2]	0.5m/%de H[1]	ninguno	0.6 m
Dorsales Máximo:	$\tan^{-1}(\tan\emptyset/1.3)$	$\tan^{-1}(\tan\emptyset/1.5)$	nivel	nivel, q<24 kPa
Recargo máximo:	ninguno	Ninguno	0.25 γH	<24 kPa
Wall Batter permitida / analizados:	20°/0°	0.67∅/actual	20°/0°	20°/0°
Tierra Teoría Presión:	Rankine	Coulomb	Rankine	Rankine
Método de Diseño Sísmico:	si	adaptable	no	no
Criterios de diseño:				
Estabilidad Global FS, min:	1.3 -1.5	1.5	1.3	1.2 1.5
Sliding FS, min:	1.5	1.5	1.5	1.5 2.0
Vuelco FS, el principal:	2.0	2.0	ninguno	1.5 2.0
Capacidad portante FS, min:	2.0	2.0	2.0	2.0 3.0
Excentricidad Requisito:	L/6	Ninguno	L/6	L/6
Refuerzo de la longitud L, min:	0.7 H	0.6 H	ninguno	ninguno
Refuerzo de diseño L:	uniforme	Variable	uniforme	uniforme
REINF. FS Pullout, min	1.5	1.5	1.5	1.5
Max. Desplazamiento separable:	13 mm	19 mm, FS=1	ninguno	ninguno
La longitud de Tracción, min:	0.9 m	0.6 m	0.9 m	0.9 m
La falta de orientación Avión:	Rankine	Coulomb	Rankine	Rankine
Espaciado vertical máxima:	ninguno	1.2 m	ninguno	22m gg/.6m gtx
Conexión FS fuerza, min:	1.0 TF	1.5	ninguno	1.0 TF
Max. desplazamiento conexión:	ninguno	19 mm, FS=1	ninguno	ninguno
Shear Capacidad FS, min:	ninguno	1.5	ninguno	1.5
Criterios de refuerzo:				
Fluencia Reducción, basado en:	ensayos sobre el producto	ensayos sobre el producto	% finos PI	tipo de polimero
Diseño Strain en reinf.	5% incluye fluencia	10% incluye fluencia	1-3 %, no arrastre	ninguno
Reducción Durabilidad, basado	ensayos sobre el producto	ensayos sobre el producto	ninguno	caulitativo
FS general en tensión:	1.78	1.8	ninguno	desconocido

Elemento de diseño	AASHTO	NCMA	CTI	USFS
Reforzado llenar:	solo granular	todos los suelos con poca IP	todos los suelos con poca IP	granular $\phi \geq 34^\circ$
Implementación del diseño:				
Cohesión reforzado relleno:	no se admiten	no utilizado en el diseño	usando en el diseño	no permitido
Cohesión en el suelo Relleno:	no utilizado en el diseño	no utilizado en el diseño	usando en el diseño	no utilizado en el diseño
Porcentaje de Finos en el suelo de relleno	Max 10%	Max 30%	Max 15%	Max 15%
Cohesión en el suelo de fundación:	rodamiento	rodamiento	Rodamiento	rodamiento
Cohesión en el suelo de fundación:	no deslizante	deslizante	Deslizante	no deslizante
Deslizamiento sobre Geosintéticos:	considerado	incluido en el diseño	incluido en la base	no incluido
Componente vertical del Pa:	usado en estabilidad	ignorado en estabilidad	no usado	no usado
Nota 1. Igual que la AASHTO 2. Igual que NCMA 3. Igual que el CTI Pa = Activo Earth Force	H = altura total de la pared L = Longitud Refuerzo Diseño o = Phi ángulo de suelo y = peso unitario húmedo del suelo gg = geomalla gtx = geotextil q = recargo TF = Task Force 27			

Fuente: MECHANICALLY STABILIZED BACKFILL. Jonathan T.H. WU, Editor

Comparison of four popular geosynthetic reinforced wall design methods .Michael R. Simac

4 Resumen y conclusiones

El objetivo principal fue evaluar la calidad relativa de cada método para predecir el comportamiento observado y medido de retención en situaciones controladas. Un objetivo secundario fue aislar las diferencias entre los cuatro métodos de diseño.

4.1 Todos los modelos de diseño se calcularon y diseñaron para evaluar la tensión requerida, así mismo fueron instrumentados y evaluados en este documento. Una

primera conclusión es que la distribución de presión y / o el cálculo de la tensión refuerzo son conservadores. La magnitud exacta de ese factor de seguridad adicional es difícil de cuantificar debido a nuestro conocimiento limitado de comportamiento del refuerzo confinado. Sin embargo, basados en los resultados de esta evaluación su magnitud es del orden del 50% por lo menos utilizando estos métodos conservativos.

4.2 el método de diseño NCMA proporciona la aproximación más cercana de esfuerzo medido, a las tendencias y magnitud que cualquiera de los métodos de diseño de muros de suelo reforzados evaluados en este documento. Sin embargo, el enfoque NCMA en su método de análisis de estabilidad interna no es el mas conservativo (la tensión de refuerzo y espaciamiento vertical). Además, los otros criterios de diseño que NCMA como la influencia en el refuerzo, es el menor castigador de los métodos evaluados.

4.3 El método de diseño NCMA es el único que emplea la teoría de Coulomb empuje. La teoría de empuje de Coulomb tiene la ventaja de incorporar fácilmente muro masa y fricción de la pared. Estos dos elementos estan física y realmente presentes en cada situación de muro de contención. La teoría de presión de tierras de Coulomb, ha estado en uso durante más de 200 años. Incluso investigaciones de las técnicas de modelado numéricos más sofisticadas, tales como superficies de fallas en espiral (Leshchinsky, 1996), han dado distribuciones de carga esencialmente similares. Por último, se ofrece una transición fluida de la evaluación de la estática a cargas dinámicas, tales como terremotos.

4.4 El método de diseño NCMA es el único método que permite la incorporación de las diferencias de los componentes del muro de contención y sus equivalencias nominales. Aunque todos los métodos pueden presentar diferencias de rendimiento para pequeñas variaciones en la resistencia del suelo (Angulo fi).

4,5 El elemento de revestimiento es un tratamiento arquitectónico que ha llevado a la aceptación y la viabilidad económica de las Muros de contención de suelo reforzado. El método de diseño debe reflejar un enfoque cuantitativo para asegurar la estabilidad, capacidad de servicio y el aspecto estético de la estructura de contención. El elemento de fachada debería errar por el lado conservador, para mantener la confianza en este tipo de estructura

4.6 Esta evaluación de los métodos de diseño ha puesto de manifiesto una falta general de comprensión sobre los siguientes temas en el diseño de muros con suelo reforzado.

4.61. La investigación sobre el comportamiento limitado del refuerzo del suelo, el cual necesario para hacer evaluaciones más precisas de los modelos de diseño a partir de medidas de instrumentación de los muros de prueba a gran escala. Esta información es necesaria para evaluar los modelos de diseño, no como una propiedad de diseño de refuerzo de rutina

4.6.2 la distribución de la presión de la tierra sobre el, elemento de fachada no está bien documentada. La investigación cuantitativa sobre la magnitud de la distribución de la presión, la influencia del método de compactación y equipo durante la construcción, y sus respectivos refuerzos no son claros para la comprensión de la interacción entre estos componentes integrales de muro de suelo reforzado.

4.6.3 El movimiento bruto de la estructura de prueba, no se había estabilizado incluso un año después de la terminación de la sobrecarga en un suelo no cohesivo.. Esto indicaría que el refuerzo del suelo, continúa a la tensión con el tiempo, en un esfuerzo para alcanzar el equilibrio. Se necesitan investigaciones adicionales para determinar si este es el comportamiento típico de refuerzos

estructura altamente cargadas o algún tipo de movimiento en función del tiempo que está ocurriendo. En cualquier caso, una cuantificación de este fenómeno que contribuiría a un enfoque más racional para el diseño de estructuras de suelo reforzado.

En resumen, este trabajo tiene como objetivo ayudar a un diseñador de ingeniería para tomar una determinación razonable de un método de diseño apropiado para un proyecto de muro de suelo reforzado usando SRW. Aunque todos los métodos examinados en la presente memoria se puede utilizar, en muchas situaciones, algunas condiciones de carga restringen su elección.

Anexo E. Temas controversiales en estructuras de contención reforzadas con Geosintéticos

1. Uso de suelos cohesivos como material de relleno reforzado
2. Uso de la resistencia al cortante Pico o Residual
3. Distribución de esfuerzos con la altura
4. Comportamiento sísmico de la estructuras reforzadas con geosintéticos

1. USO DE SUELO COHESIVOS COMO MATERIAL DE RELLENO REFORZADO.

La discusión radica en los posibles asentamientos que pueden presentarse en la estructura con el tiempo, así como la dificultad en el drenaje del cuerpo de la estructura, si revisamos algunos autores y normas encontramos

AASHTO, en las normas LRFD (Bridge Design Specification), requieren de un porcentaje máximo del 0% al 20% del tamiz pasa 200

A continuación se muestra el artículo extraído de la AASHTO 2012

11.4 -MATERIALES Y PROPIEDADES DEL SUELO^{†††}

11.4.1- Generales

Los materiales de relleno debe ser materiales granulares, con buen drenaje. Donde las Muros mantengan in situ los suelos cohesivos, el drenaje facilitara reducir la presión hidrostática del agua detrás del muro.

^{†††} AASTHO2012

C11.4.1

Gran parte del conocimiento y la experiencia con las estructuras MSE ha sido con relleno no cohesivo seleccionado, como se especifica en la Sección 7 de la AASHTO LFRD Bridge Construction Specifications. Por lo tanto, en conocimiento sobre la distribución interna de esfuerzos, la resistencia al arrancamiento y la forma de superficie de falla, se ve limitada e influenciada por las propiedades únicas de la ingeniería de suelos granulares. Si bien los suelos cohesivos se han utilizado con éxito, problemas que incluyen una deformación excesiva y el colapso completo también se han producido. La mayoría de estos problemas se han atribuido a un mal drenaje. Requisitos para el drenaje de muro que están contruidos con suelos de mal drenaje, son propuestos por Berg et al. (2009).

La norma NCMA (National Concrete Masonry Associatio), sugiere porcentaje máximo del 0% al 35% del tamiz pasa 200 e igualmente sugiere especial atención en el sistema de drenaje del sistema.

¿Cuál debe usarse?

Si tomamos como referencia las normas AASHTO, obtendremos materiales de relleno muy costosos y difíciles de conseguir, la experiencia ha concluido que es posible usar materiales cohesivos como suelo de relleno, principalmente en Brasil y la India, que por su geología, es difícil y costoso encontrar materiales que cumplan con estos requisitos. Sin embargo estudios han demostrado que el uso de geotextiles con buena capacidad hidráulica planar, mejorar el comportamiento y drenaje del relleno disipando las posibles presiones de poro que se pueden encontrar, adicionalmente el uso de geotextil permite la disminución de posibles grietas de tensión por plasticidad del material cohesivo, por último el uso de

geotextiles como refuerzo de materiales cohesivos en los rellenos de estructuras de contención reforzadas, han generado estructuras de excelente comportamiento sísmico, sin embargo el uso de estos suelos cohesivos debe estar acompañado de un sistema exagerado de drenaje.

Technical Paper by J.K. Mitchell and J.G. Zornberg
**REINFORCED SOIL STRUCTURES WITH
 POORLY DRAINING BACKFILLS
 PART II: CASE HISTORIES AND APPLICATIONS**

2. USO DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE PICO O RESIDUAL

Por muchos años ha sido tema de discusión si debe usarse el esfuerzo al cortante pico o residual, siendo un tema muy relevante, en el cálculo de las presiones de tierra que actúan sobre la estructura de contención reforzada. Algunos autores habían manifestado la necesidad de evaluar este tema y habían tratado de simular este comportamiento sin éxito (Leschinsky and Boedeker 1989, Leschinsky 1999).

Figura.1d. Resumen de las guías de diseño

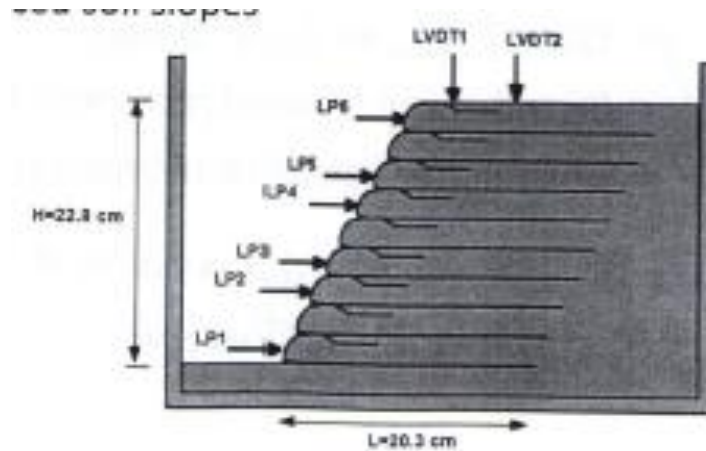
Method/Agency	Peak or Residual?	Reference
Jewell's Method	Residual	Jewell (1991)
Leschinsky and Boedeker's method	Residual	Leschinsky & Boedeker (1989)
Queensland DOT, Australia	Residual	RTA (1997)
New South Wales, Australia	Residual	QMRD (1997)
Bureau National Solu-Scutum (draft French Standard)	Residual	Gesot et al. (2001)
Design 82 (FHWA/AASHTO)	Peak	Elias et al. (2001)
National Concrete Masonry Association	Peak	NCMA (1997, 1988)
Geotex, Brazil	Peak	Geotex (1989)
Canadian Geotechnical Society	Peak	Canadian Geot. Soc. (1992)
German Society of SMOE	Peak	EBGEO (1997)
Geotechnical Engineering Office, Hong Kong	Peak	GEO (1989), GEO (1993)
Public Works Research Center, Japan	Peak	Public Works Res. Center (2000)
British Standards, United Kingdom	Peak	British Standard Inst (1993)
Leschinsky's hybrid method	Hybrid	Leschinsky (2001)

Fuente: Course Notes . Geosynthetics for Earth Retaining Structures.

Prof. Jorge G. Zornberg

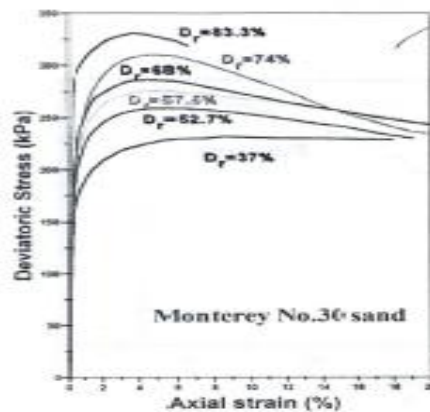
Gracias a la simulación por Prueba Centrifuga, el profesor Jorge Zornberg evalúa el mecanismo de falla para identificar bajo qué condiciones gobernaban el esfuerzo al cortante pico o residual.

Figura.2.d. Modelo para análisis bajo prueba centrifuga



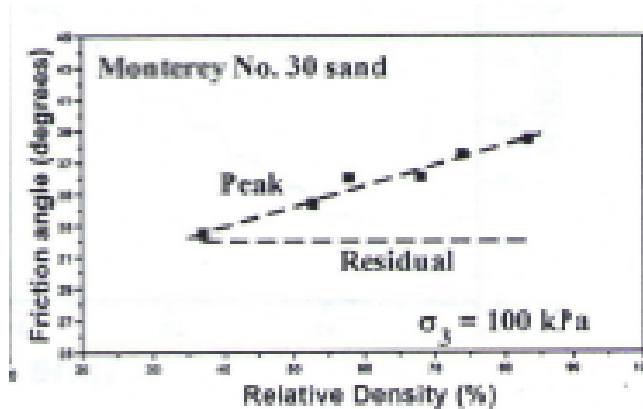
Fuente: Course Notes .Geosynthetics for Earth Retaining Structures.
Prof. Jorge G. Zornberg

Figura 3.d. Tipo de material granular para los diferentes ensayos



Fuente: Course Notes .Geosynthetics for Earth Retaining Structures.
Prof. Jorge G. Zornberg

Figura 4.d. Resultado de la prueba



Fuente: Course Notes .Geosynthetics for Earth Retaining Structures. Prof. Jorge G. Zornberg

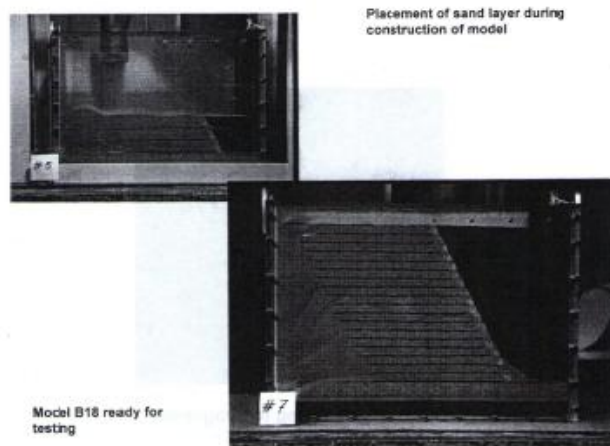
El ensayo demostró que gobierna el esfuerzo cortante pico, en el momento de la falla (Jorge Zornberg 2012, Universidad de los Andes.)

3. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS CON LA ALTURA

Otro tema de discusión era si realmente lo establecido como diagrama de presiones o distribución de esfuerzos con la altura, era lo correcto, este mismo ensayo (Prueba centrífuga), realizado por la Universidad de Texas, el cual permite observar y generar la falla sin problemas de escalamiento, permitió determinar que la distribución de esfuerzos con la altura difiere de lo establecido (un triángulo inclinado con mayores presiones en la pata de la estructura) y por el contrario una distribución uniforme con punto máximo cerca al centro de la altura (H_c), el coincide con la vertical de la cresta, esto gracias a la observación en donde la falla no coincide con la pata de la estructura o base, sino con un punto a la altura H_c .

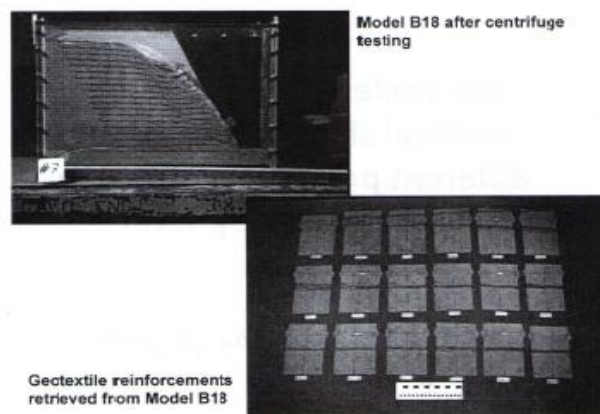
Adicionalmente se pudo comprobar que el análisis de empujes sobre la estructura de contención, la cual se puede analizar por el método de Rankine o Coulomb, según sea la norma, es más ajustado a un análisis de equilibrio límite.

Figura 5.d. Colocación de capa de arena durante la construcción del modelo.



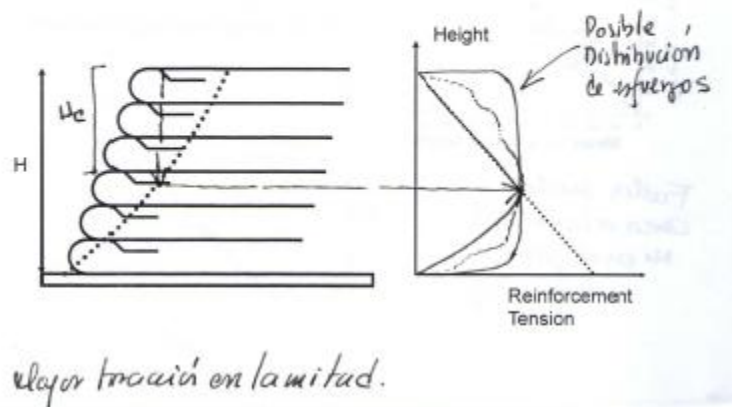
Fuente: Course Notes .Geosynthetics for Earth Retaining Structures. Prof. Jorge G. Zornberg

Figura 5.d. Colocación de capa de arena durante la construcción del modelo.



Fuente: Course Notes .Geosynthetics for Earth Retaining Structures. Prof. Jorge G. Zornberg

Figura 6.d. Distribución de la tensión de refuerzo



Fuente: Course Notes .Geosynthetics for Earth Retaining Structures.
Prof. Jorge G. Zornberg

4 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS CON GEOSINTÉTICOS

La norma AASHTO 2012, ha motivado serias discusiones y controversias sobre el análisis sísmico de estructuras de contención reforzadas con geosintéticos, en su capítulo 11.5.4.2. La norma sugiere NO HACER ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA por debajo de $PGA=0,4g$, gracias a su excelente comportamiento dinámico, aun este tema está en discusión, la norma más adelante 11.5.7. Unos factores de disminución de resistencia para el estado limite.

Figura 7.d: Factores de resistencia para muros de retención

SECTION 11: WALLS, ABUTMENTS, AND PIERS 11-15

Table 11.5.7.1—Resistance Factors for Permanent Retaining Walls

Wall-Type and Condition	Resistance Factor
Nongravity Cantilevered and Anchored Walls	
Actual compressive resistance of vertical elements	Article 10.5 applies
Passive resistance of vertical elements	0.75
Pullout resistance of anchors ⁽¹⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Cohesionless (granular) soils 0.65⁽¹⁾ • Cohesive soils 0.70⁽¹⁾ • Rock 0.50⁽¹⁾
Pullout resistance of anchors ⁽²⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Where proof tests are conducted 1.0⁽²⁾
Tensile resistance of anchor tendons	<ul style="list-style-type: none"> • Mild steel (e.g., ASTM A615 bars) 0.90⁽³⁾ • High strength steel (e.g., ASTM A722 bars) 0.80⁽³⁾
Flexural capacity of vertical elements	0.90
Mechanically Stabilized Earth Walls, Gravity Walls, and Semigravity Walls	
Bearing resistance	<ul style="list-style-type: none"> • Gravity and semigravity walls 0.55 • MSE walls 0.65
Sliding	1.0
Tensile resistance of metallic reinforcement and connectors	<ul style="list-style-type: none"> • Strip reinforcements⁽⁴⁾ 0.75 • Static loading 0.65 • Grid reinforcements^{(4),(5)} 0.90 • Static loading 0.90
Tensile resistance of geosynthetic reinforcement and connectors	<ul style="list-style-type: none"> • Static loading 0.90
Pullout resistance of tensile reinforcement	<ul style="list-style-type: none"> • Static loading 0.90
Prefabricated Modular Walls	
Bearing	Article 10.5 applies
Sliding	Article 10.5 applies
Passive resistance	Article 10.5 applies

⁽¹⁾ Apply to prescriptive ultimate unit load stresses for preliminary design only in Article C11.9.4.2.

⁽²⁾ Apply where proof test(s) are conducted on every production anchor to a load of 1.0 or greater times the factored load on the anchor.

⁽³⁾ Apply to maximum proof test load for the anchor. For mild steel apply resistance factor to F_u . For high-strength steel apply the resistance factor to guaranteed ultimate tensile strength.

⁽⁴⁾ Apply to gross cross-section less sacrificial area. For sections with holes, reduce gross area in accordance with Article 6.8.3 and apply to net section less sacrificial area.

⁽⁵⁾ Applies to grid reinforcements connected to a rigid facing element, e.g., a concrete panel or block. For grid reinforcements connected to a flexible facing mat or which are continuous with the facing mat, use the resistance factor for strip reinforcements.

Fuente: AASTHO 2012. Tabla 11.5.7.1

Es de esperarse serios debates sobre este tema, a continuación presento el artículo como tal para su ilustración y motivación a su análisis más profundo.

11.5- ESTADO LIMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA^{***}

11.5.1- GENERALES

Diseño de estribos, apoyos intermedios y muros de contención en puentes, deberán cumplir los criterios para el estado límite de servicio especificado en el artículo 11.5.2, y para el estado límite de resistencia especificada en el artículo 11.5.3. Los estribos, apoyos y muros de contención en puentes deberán estar

^{***} AASTHO 2012

diseñados para soportar las presiones laterales de tierra y agua, incluyendo cualquier sobrecarga de carga viva y muerta, el peso propio de la pared, y los efectos de la temperatura y contracción del suelo así como las cargas sísmicas, de acuerdo con los principios generales establecidos en esta sección.

Gran parte del conocimiento y la experiencia con las estructuras MSE ha sido con relleno no cohesivo seleccionado, como se especifica en la Sección 7 de la AASHTO LFRD Bridge

11.5.2- Estado Limite de servicio

Los estribos, pilas y muros deben ser diseñados de acuerdo a la investigación de los desplazamientos vertical y lateral en el estado límite de servicio. Los criterios de deformaciones verticales y laterales tendrán límites tolerables basados en la función y tipo de muro de contención, su vida útil, y las posibles consecuencias de las deformaciones inaceptables así como se pueden ver afectadas estructuras aledañas, estructural y estéticamente. La estabilidad general debe ser evaluada usando los métodos de análisis equilibrio limite.

Las disposiciones de los artículos 10.6.2.2, 10.7.2.2. y 10.8.2.1. Serán aplicadas para la determinación de los movimientos verticales de los muros. Para muros anclados las deflexiones se estimaran de acuerdo a lo dispuesto en el artículo 11.9.3.1. Para muros MSE, las deflexiones se estimaran de acuerdo con las disposiciones del artículo 11.10.4.

Los movimientos verticales en los muros se deben principalmente al asentamiento del suelo de base. Para los muros de gravedad y semigravedad, los movimientos laterales se deben a la combinación de asentamientos diferenciales entre la base y la corona así como la rotación necesaria para el desarrollo de las presiones activas del suelo (Ver articulo C3.11.1).

La deformación vertical y diferencial total tolerable para un muro de contención en particular dependerá de la capacidad del muro de deformarse sin causar daño así mismo a las estructuras adyacentes, o sin mostrar deformaciones antiestéticas o no aceptables visualmente.

Estudios sobre el desempeño de los estribos de puentes indican que movimientos horizontales menores a 1.5 in. Son toleradas por lo general por las superestructuras de puentes sin que se observe daño significativo Bozozuk (1978); Walkinshaw (1978); Moulton et al. (1985); y Wahls (1990).

El análisis y cálculo de las presiones de tierra sobre los estribos de puentes, deben ser concordantes con el requerimiento del desplazamiento máximo lateral de 1.5 in.

El impacto que puede producir el asentamiento diferencial a lo largo del muro y entre espalda y frente del muro, es el posible daño estructural y/o sobreesfuerzos internos del muro mismo. La rigidez del acabado de fachada del muro y su capacidad de asumir deformaciones diferenciales afectan la capacidad de un sistema de contención a la tolerancia de movimientos diferenciales. La deformación total y diferencial en muros de gravedad y semi-gravedad deben ser pequeños, así como para los pilotes soldados y muros con fachada prefabricada en concreto. Para los muros con anclajes, cualquier movimiento hacia abajo, puede causar relajación significativa de la tensión de las anclas.

Los muros MSE pueden tolerar mayores deformaciones totales y diferenciales en comparación a los muros rígidos. Esta capacidad de tolerar las deformaciones dependerá del material de la fachada, así como el tiempo en la construcción de la misma. Un revestimiento de fachada con prefabricados o fundidos en sitio, tiene las mismas limitaciones en su deformación que un muro rígido. Sin embargo si la

fachada se instala o se funde posteriormente o con un tiempo de espera a la presencia de las deformaciones verticales, puede así asumir mayores deformaciones. Un MSE con fachada de alambre soldado o geosintético, puede tolerar más la deformación vertical. Un MSE con fachada de paneles prefabricados no puede tolerar las deformaciones verticales en comparación con fachada de alambre soldado o geosintéticos, debido al posible daño que puede ocurrir en los paneles y su separación podría generar un mal aspecto.

11.5.3- Estado límite de esfuerzos

Estribos, muros y pilotes deben ser analizados y calculados todos los estados límites de esfuerzo, utilizando la ecuación 1.3.3.2.1-1 para:

- Falla por capacidad portante
- Falla por deslizamiento lateral
- Perdida de contacto debido a una carga excéntrica
- Falla por arrancamiento de anclajes o refuerzo del suelo, y
- Falla estructural

11.5.4- Evento Extremo del Estado límite

11.5.4.1- Requisitos generales

Estribos, muros y pilotes deben ser analizados y calculados para el evento extremo del estado límite para:

- Falla por estabilidad global
- Falla por capacidad portante
- Deslizamiento lateral
- Perdida de contacto debido a una carga excéntrica
- Falla por arrancamiento de anclajes o refuerzo del suelo y
- Falla estructural

El pico de aceleración del suelo ajustado del sitio, Como (es decir, x FPGA de la PGA, tal como se especifica en el artículo 3.10.3.2) el que se utiliza para el diseño sísmico de muros de contención se determinará de acuerdo con Artículo 3,10.

Los niveles del pico de aceleración máxima del terreno (PGA), en algunas zonas será lo suficientemente bajo, de tal manera que requiere de un chequeo por carga sísmica, como los otros estados límite de diseño

11.5.4.2- Evento Extremo I, Sin Análisis

El diseño sísmico NO debe ser considerado obligatoriamente para las muros ubicadas en las zonas sísmicas 1 a 3, o para los muros que se construyan en sitios en donde la aceleración pico ajustada , sea menor o igual a 0,4 g, a menos que exista una o más de las siguientes situaciones:

- La posible licuefacción inducida por falla de deslizamiento lateral o falla en el talud, debido a la presencia de arcillas sensitivas que pierden resistencia durante la sacudida sísmica, de tal manera que puede afectar la estabilidad del muro para el sismo de diseño.
- Cuando el muro soporta otra estructura que si requiere diseño sísmico, basado en el código de diseño aplicable o especificación previa de la estructura de apoyo, que se diseñó para la carga y el comportamiento sísmico del muro, el cual podría afectar al comportamiento sísmico de la estructura soportada.

La opción de no-análisis-sísmico debe limitarse al diseño de la estabilidad interna y externa sísmica del muro. Si el muro hace parte de un talud más grande, la estabilidad global, muro y talud, de ser evaluada.

Esta opción de no-análisis-sísmico no se considera aplicable a muros que funcionan como pilares de apoyo para puentes.

El artículo 11.5.4.2, en relación con determinadas zonas sísmicas, también se puede considerar aplicable a las categorías de diseño sísmico correspondientes

(SDC) A, B y C, si se utiliza la especificación AASHTO Guía para el LRFD, Diseño Sísmico de Puentes.

*Un resumen de anteriores comportamientos de los muros en terremotos, son los principales resultados de la investigación que dan soporte a las disposiciones de Artículo **11.5.4.2**, son presentados en el Apéndice A.11. En general, el comportamiento de los muros en terremotos del pasado ha sido muy bueno, incluso en los más grandes y en los más devastadores, de tal manera que los casos de muros colapsados y desplazamientos severos son muy raros. Los casos en donde los muros colapsaron o tuvieron desplazamientos grave, estos se limitaban principalmente a situaciones en donde había ocurrido licuefacción importante, con condiciones muy pobres del suelo en la espalda y en la base.”*

