

**ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE MUROS DE CONTENCIÓN
DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOSINTÉTICOS Y
MUROS DE CONCRETO REFORZADO**

**DOLLY YURLEY ÁLVAREZ SUÁREZ
CARLOS ALBERTO SAURITH MANJARREZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2010**

**ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE MUROS DE CONTENCIÓN
DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOSINTÉTICOS Y
MUROS DE CONCRETO REFORZADO**

**DOLLY YURLEY ÁLVAREZ SUÁREZ
CARLOS ALBERTO SAURITH MANJARREZ**

**Trabajo de grado modalidad investigación
Para optar el título de:
Ingeniero(a) Civil**

**Director:
HEBENLY CELIS LEGUIZAMO
INGENIERA CIVIL**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2010**

DEDICATORIA

A mis hermanos, a mi hermano Jimmy, que desde hace unos meses ilumina mi camino día a día, desde su largo vuelo.

A mis padres por sus enseñanzas, ejemplo, apoyo y confianza en mis sueños y sus deseos de verme cada día siendo una mejor persona.

A mis amigos que me acompañaron en momentos de celebración y de tristezas, que me dieron la fuerza de levantarme y sonreír cuando sentía que era imposible.

A mis familiares, por creer en mí.

A Nea, por transmitirme ahora que mi hermano no está, la buena energía de él y su ejemplo de fortaleza.

Dolly Yurley Álvarez Suárez

DEDICATORIA

A DIOS por permitirme finalizar con éxitos esta etapa muy importante de mi vida dándome fortaleza en aquellos momentos que lo necesitaba.

A mis padres, Luis Alberto Saurith y Joselina Manjarrez que día a día estuvieron pendientes que

viviera motivado y no me diera por vencido a pesar de las dificultades.

A mis hermanas, Sandra Paola, Chely Karina y Maria Ximena que fueron mi gran ayuda en esta etapa dándome sus mejores consejos y su apoyo.

A todos mis familiares en especial Edith Manjarrez que siempre estuvieron pendientes de mi formación y creyeron en mis logros.

A mis amigos de lucha que me recibieron de la mejor manera y que estuvieron dispuestos a ayudar en todo momento en buenas y malas.

Carlos Alberto Saurith Manjarrez

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Industrial de Santander, por ofrecernos la educación necesaria para alcanzar los objetivos de este proyecto, y brindarnos lo necesario para ser profesionales íntegros.

A nuestra Directora de Proyecto **Hebenly Celis**, por estar siempre dispuesta a orientarnos y motivarnos en el desarrollo del proyecto, al igual que a los profesores de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander.

A nuestras familias y amigos, por el apoyo incondicional en el transcurso de nuestras vidas profesionales.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	19
1. MARCO TEORICO.....	20
1.1. MURO DE CONTENCIÓN	20
1.2. CLASIFICACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN	20
1.2.1. Muros de contención flexibles.....	21
1.2.2. Muros de contención rígidos	27
1.3. FORMAS DE AGOTAMIENTO DE UN MURO DE CONTENCIÓN	31
2. TEORIAS Y ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN VOLADIZO Y DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW).....	33
2.1. TEORIAS GENERALES PARA DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCIÓN, APICABLES A LOS DOS TIPOS DE MUROS.....	33
2.2. ANTECEDENTES DE DISEÑO DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW)	40
2.3. ANTECEDENTES DE DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO (EN VOLADIZO).	40
3. GUIAS DE DISEÑO PARA MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW) CON GEOSINTÉTICOS Y DE CONCRETO REFORZADO	41
3.1. GUIA DE DISEÑO DE MUROS DE TIERRA MECANICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW)	41
3.1.1. Diseño esquemático de muros de tierra mecanicamente estabilizada	48
3.2. GUIA DE DISEÑO PARA MUROS DE CONCRETO REFORZADO.....	49
3.2.1. Diseño esquemático de muros de contención de concreto reforzado.....	59
3.3. Ejemplos de diseño propuestos	60

4. PROCESOS CONSTRUCTIVOS PARA MUROS DE TIERRA MECANICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW) Y MUROS DE CONCRETO REFORZADO	72
4.1. PROCESO CONSTRUCTIVO PARA MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW).....	72
PROCESO CONSTRUCTIVO PARA MUROS DE CONCRETO REFORZADO (EN VOLADIZO).....	82
5. COMPARACION ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRA MECANICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOTEXTIL Y MUROS DE CONCRETO REFORZADO EN VOLADIZO, CON BASE EN LOS EJEMPLOS PROPUESTOS.....	87
5.1 CASO 1. COMPARACIÓN DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL EJEMPLO 1 Y 2.	87
5.2 CASO 2. COMPARACIÓN DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOTEXTIL PARA EL EJEMPLO 1 Y 2.	87
5.3 CASO 3. COMPARACIÓN DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOTEXTIL Y MURO DE CONCRETO REFORZADO PARA EL EJEMPLO 3.	88
5.4 CASO 4. COMPARACIÓN DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOTEXTIL Y MURO DE CONCRETO REFORZADO PARA EL EJEMPLO 4.	88
6. CONCLUSIONES.....	91
7. RECOMENDACIONES:	93
BIBLIOGRAFIA.....	94
ANEXOS.....	95

LISTA DE GRAFICAS

Pág.

Grafica 1 : Gráfica para determinar las dimensiones aproximadas de a y b de un muro en voladizo, cuando la resultante cae sobre el tercio central de la base.	51
Gráfica 2 : Curvas para definir la profundidad de la llave o tacón.....	55

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 : Muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos.....	22
Figura 2 : Ejemplos de muros de gravedad	28
Figura 3 : Muro de contención con contrafuertes.....	29
Figura 4 : Muro en voladizo	30
Figura 5 : Diagrama de fuerzas estáticas en un muro de contención en condiciones de empuje activo.....	34
Figura 6 : Diagrama de fuerzas estáticas, en un muro de contención en condiciones de empuje pasivo	35
Figura 7 : Diagrama de fuerzas pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, en un muro de contención	37
Figura 8 : Dimensionamiento muro de contención en voladizo, para programa en Excel.....	49
Figura 9 : Descripción del muro de contención de concreto reforzado	50
Figura 10 : Diagrama de esfuerzos en muro de contención en voladizo	56
Figura 11 : Diseño de muro de concreto reforzado para Ejemplo 1	61
Figura 12: Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geotextil para Ejemplo 1.....	63
Figura 13: Diseño de muro de concreto reforzado para Ejemplo 2.....	64
Figura 14: Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geotextil para Ejemplo 2.....	65
Figura 15: Diseño de muro de concreto reforzado en voladizo para Ejemplo 3.....	68
Figura 16: Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geotextil para Ejemplo 3.....	69

LISTA DE FOTOGRAFIA

	Pág.
Fotografía 1 : Malla geotextil.....	24
Fotografía 2 : Preparación de fundación	72
Fotografía 3 : Construcción de drenajes	74
Fotografía 4 : Colocación del geosintético	75
Fotografía 5 : Distribución del geosintético	75
Fotografía 6 : Distribución de material de relleno.....	76
Fotografía 7 : Compactación material de relleno	78
Fotografía 8 : Construcción de capas en muro de tierra mecánicamente estabilizada.....	79
Fotografía 9 : Fachadas de muro de contención de tierra mecánicamente estabilizada.....	81
Fotografía 10 : Fachadas de muro de contención de tierra mecánicamente estabilizada.....	81
Fotografía 11 : Excavación	82
Fotografía 12 : Colocación del refuerzo en muro de contención de concreto reforzado.....	83
Fotografía 13 : Preparación para vaciado de concreto de cimientos	84
Fotografía 14 : Encoframiento.....	85

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 : Clasificación de Muros de Contención	20
Tabla 2 : Resultados de Diseño de Muro de Concreto Reforzado, Ejemplo 1	61
Tabla 3 : Resultado de Diseño de Seguridad, Ejemplo 1	61
Tabla 4 : Resultados Cantidad de Acero de muro de concreto reforzado, Ejemplo 1	62
Tabla 5 : Resultados de Diseño de Muro de Tierra Mecánicamente Estabilizada con Geotextil, Ejemplo 1	62
Tabla 6 : Resultados de Diseño de Muro de Concreto Reforzado, Ejemplo 2	63
Tabla 7 : Resultado de Diseño de Seguridad, Ejemplo 2	64
Tabla 8 : Resultados Cantidad de Acero de muro de concreto reforzado, Ejemplo	264
Tabla 9 : Resultados de Diseño de Muro de Tierra Mecánicamente Estabilizada con Geotextil, Ejemplo 2	65
Tabla 10 : Resultados de Diseño de Muro de Concreto Reforzado, Ejemplo 3	67
Tabla 11 : Resultado de Diseño de Seguridad, Ejemplo 3	67
Tabla 12 : Resultados Cantidad de Acero de muro de concreto reforzado, Ejemplo 3	67
Tabla 13 : Resultados de Diseño de Muro de Tierra Mecánicamente Estabilizada con Geotextil, Ejemplo 3	68
Tabla 14 : Resultados de Diseño de Muro de Concreto Reforzado, Ejemplo 4	70
Tabla 15 : Resultado de Diseño de Seguridad, Ejemplo 4	70
Tabla 16 : Resultados Cantidad de Acero de muro de concreto reforzado, Ejemplo 4	71
Tabla 17 : Resultados de Diseño de Muro de Tierra Mecánicamente Estabilizada con Geotextil, Ejemplo 4	71

ANEXOS

Pág.

Anexo 1 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de contención de concreto reforzado en voladizo, para Ejemplo 1.....	95
Anexo 2 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de contención de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos, para Ejemplo 1.....	105
Anexo 3 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de concreto reforzado en voladizo, para Ejemplo 2.....	111
Anexo 4 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de contención de tierra mecánicamente estabilizada reforzada con geosintéticos, para Ejemplo 2.....	120
Anexo 5 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de contención de concreto reforzado en voladizo, para Ejemplo 3.....	125
Anexo 6 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos, para Ejemplo 3.....	134
Anexo 7 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de concreto reforzado en voladizo, para Ejemplo 4.....	138
Anexo 8 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos, para Ejemplo 4.....	148

RESUMEN

TÍTULO: ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW) CON GEOSINTÉTICOS Y MUROS DE CONCRETO REFORZADO*

AUTORES: **ÁLVAREZ SUÁREZ**, Dolly Yurley
SAURITH MANJARREZ, Carlos Alberto**

PALABRAS CLAVES: Muro de contención, tierra mecánicamente estabilizada, geosintéticos, concreto reforzado.

DESCRIPCIÓN:

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base. Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

Hasta finales del siglo XIX, se construían muros de mampostería y piedra, a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados. Al igual surgió muros de tierra mecánicamente estabilizados reforzados con geotextiles, donde no se utiliza concreto y en los últimos tiempos busca desplazar los demás tipos de muros, debido a su economía, hipótesis no probada en todos los casos.

Siendo los muros de contención, estructuras tan importantes en el desarrollo de la ingeniería, debe recibir la calidad y el análisis pertinente para tomar decisiones en cuanto a qué clase de muro de contención se debe usar.

Este proyecto busca, comparar las técnicas de dos sistemas de muros de contención presentes en la actualidad, que difieren en su frecuencia de uso, materiales y proceso constructivos

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Hebenly Celis Leguizamo

ABSTRACT

TITLE: COMPARATIVE STUDY BETWEEN MECHANICALLY STABILIZED SOIL RETAINING WALLS SYSTEM (MSEW) WITH GEOSYNTHETICS AND REINFORCED CONCRETE WALLS*

AUTHORS: ÁLVAREZ SUÁREZ, Dolly Yurley
SAURITH MANJARREZ, Carlos Alberto**

KEYWORDS: Retaining Wall, mechanically stabilized soil, geosynthetics, reinforced concrete.

DESCRIPTION:

Retaining walls are designed to endure the lateral pressure or thrust produced by the retained material behind them, their stability is mainly due to self weight and weight of the material that is on its foundation. Retaining walls basically behave as cantilevers embedded in its base. To project retaining walls is necessary to determine the magnitude, direction and point of application of the pressures exerted on the soil wall.

Until the late nineteenth century, retaining walls were built of masonry and stone, since the twentieth century, it began to build massive concrete walls and reinforced concrete, replacing a great part of the previously used materials. At the same time it came mechanically stabilized earth walls reinforced with geosynthetics, where concrete is not used. Recently, this kind of retaining walls has displaced other types of walls due to its economy, unproven hypothesis in all cases.

Being the retaining walls, such an important structures in the engineering development, should receive the quality and relevance to make decisions about the kind of retaining wall to use.

This project looks for compare the two techniques of retaining walls systems present today, which differ in their frequency of use, materials and construction process.

* Project of grade

** Faculty of Engineerings Fisicomecánicas, School of Civil Engineering, Ing. Hebenly Celis Leguizamo

INTRODUCCIÓN

Una de las formas de estabilización más comunes presentadas en los diferentes campos de la ingeniería civil, son los muros de contención, este tipo de estructura, tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales., su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación.

La idea de evaluar técnicamente el mejor tipo de sistemas de muros de contención, entre el sistema de muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSEW) con geosintéticos (técnica poco utilizada en nuestro medio), y el sistema de muro de contención de concreto reforzado, uno de los sistemas más usados, nace para obtener una herramienta practica, fácil y confiable que ayude en la selección, diseño, y construcción de estos muros.

Es así, como estas estructuras son importantes para el desarrollo y avance de proyectos de infraestructura que aportan el progreso económico de las comunidades.

1. MARCO TEORICO

1.1. MURO DE CONTENCIÓN

Se denomina muro de contención a un tipo estructura de contención rígida y continua que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno.¹

Los muros de contención se utilizan para detener materiales sueltos o bloques de tierra cuando el contexto no permite que estas masas se apropien de sus pendientes de origen natural. Estas condiciones se presentan cuando en casos como: el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía.

Por ejemplo, en la construcción de carreteras o vías férreas, el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho. De modo similar, los muros para los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano.

1.2. CLASIFICACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención pueden dividirse en dos grandes grupos, a considerar: muros de contención flexibles y muros de contención rígidos o inflexibles.

Tabla 1 : Clasificación de Muros de Contención

CLASIFICACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN	
FLEXIBLES	RÍGIDOS
Pantallas	Semigravificos
Entibaciones	Contrafuertes
De tierra mecánicamente estabilizada	De gravedad
	En voladizo

¹ Arquitectuba. Muros de contención. (en línea). <http://www.arquitectuba.com.ar/monografias-de-arquitectura/muros-de-contencion/> (Acceso: 20 de Junio de 2010)

1.2.1. Muros de contención flexibles²

Son aquellos que están constituidos por elementos estructurales poco rígidos, sensibles a deformarse bajo la acción de cargas exteriores; tal como sucede con los tablestacados de madera.

1.2.1.1. Pantallas³

- ✓ Tablestacas: o Pantallas de elementos prefabricados metálicos, empleada habitualmente en ingeniería civil, constituida por elementos prefabricados, que son de acero, de hormigón, o vinilo, aluminio.
- ✓ Pantallas de paneles prefabricados de hormigón: Formadas de elementos de hormigón prefabricados, con forma de paneles generalmente rectangulares. Para ser colocadas, se crea una zanja con unas dimensiones ligeramente superiores a las del panel prefabricado.
- ✓ Muros pantalla o Pantallas de hormigón: a diferencia de las pantallas de paneles prefabricados de hormigón, esta estructura se realiza en obras, es decir, en lugar de recurrir a paneles prefabricados, los elementos estructurales de este tipo de pantalla se ejecutan in situ.
- ✓ Pantallas de pilotes: empleada habitualmente, no solo en ingeniería civil, también en edificios donde el terreno es muy blando, con poca cohesión por peligro de desmoronamiento o tiene un nivel freático alto. Se usa si el terreno es duro, por la pequeñez de la zanja. Existen tres tipos de pantallas pilotes: pilotes separados, pilotes tangentes y pilotes secantes.
- ✓ Muros hechos por bataches: estos son empleados habitualmente en arquitectura principalmente en la construcción de sótanos y en ingeniería civil. Se llevan a cavo por medio a la excavación, colocando placas de entre 50 y 100 centímetros, que se ancla al terreno. Esto quiere decir que no penetran por debajo del plano de excavación. Es decir, no trabaja a empuje pasivo.

1.2.1.2. Entibaciones⁴

Se construye mediante tablonos de madera o elementos metálicos y placas cuadradas, de dimensiones que rondan un metro por un metro. Comprobaciones en estructuras de contención flexibles

² UDLAP. Universidad de las Américas Puebla. Construcción y prefabricación de muros de contención de concreto reforzado. Ramírez Cisneros, Juan Carlos. (en línea). http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/ramirez_c_jc/capitulo4.pdf. (Acceso: 4 de mayo de 2010)

³ ARQHYS. Estructuras de contención flexibles. (en línea). <http://www.arqhys.com/construcciones/estructuras-contencion-flexibles.html>. (Acceso: 18 de Junio de 2010)

⁴ ARQHYS. Estructuras de contención flexibles. (en línea). <http://www.arqhys.com/construcciones/estructuras-contencion-flexibles.html>. (Acceso: 18 de Junio de 2010)

- 1) Estabilidad de la zanja y de la pantalla
- 2) Armado de la pantalla
- 3) Cálculo de puntales
- 4) Rotura de fondo de excavación y rotura global
- 5) Análisis de hundimiento del muro pantalla
- 6) Evaluación de los movimientos en el entorno de la excavación.

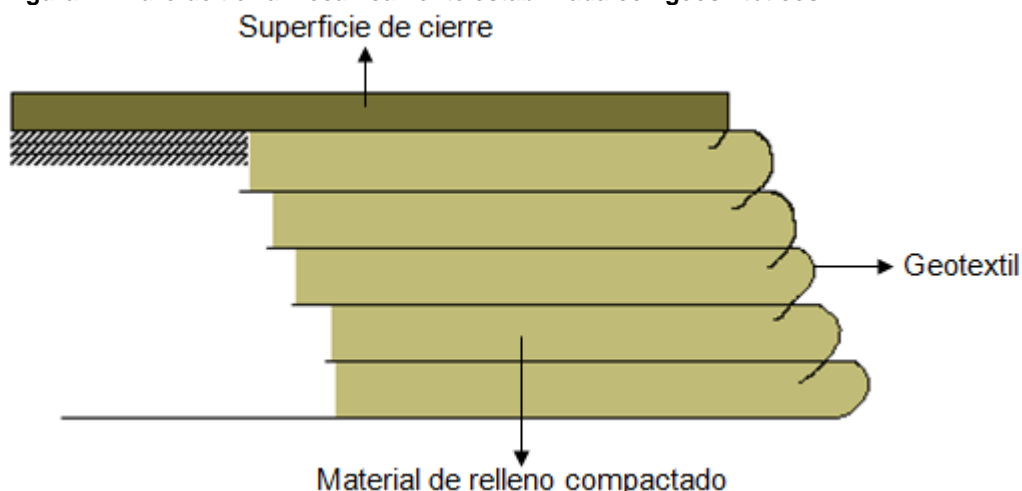
1.2.1.3. Muros de Tierra Mecánicamente Estabilizada

Se definen como los muros construidos mediante estratos de material de relleno, colocándose entre éstos elementos que arman el mismo, estando su paramento exterior formado por elementos prefabricados de hormigón.

La combinación de las distintas piezas prefabricadas junto con la tierra compactada y las armaduras refuerzo dan como resultado un sistema estructuralmente resistente y estable debido a su gran peso propio.⁵ Estos muros pueden estar contruidos con bermas, de forma escalonada.

La ocupación requerida por este tipo de muro, que va a depender de las características geotécnicas del relleno, es muy superior a la que necesitan los muros de pantalla y contrafuerte. El principal uso de estos muros son los de sostenimiento o contención de tierras.

Figura 1 : Muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos



Fuente: Autores

⁵ Scribd. Sistemas estructurales V. Muros de contención. (en línea). <http://www.scribd.com/doc/20718172/Muros-de-contencion>. (Acceso: 1 de Mayo de 2010)

- ✓ **Muro celular verde.** Son muros de piezas prefabricadas, con forma de celdas, constituyendo una estructura celular de contención, reforzándose el trasdós o relleno mediante un geotextil. Estas piezas se encajan entre sí gracias a unas muescas o ranuras dispuestas a tal modo. El montaje entre ellas se realiza normalmente en seco, es decir, sin necesidad de mortero. Este sistema formará muros de contención con alturas superiores a los 10 metros, capaz de soportar empujes importantes de tierras.
- ✓ **Muro de bloques aligerados.** Son muros cuyo paramento exterior está formado por bloques aligerados prefabricados de hormigón unidos entre sí mediante pernos, sin cama de mortero, y de donde parte el refuerzo del terreno mediante un geotextil. Estas unidades celulares no llevan vegetación en el paramento exterior. Estas piezas van unidas entre sí, sin mortero, gracias a la propia geometría de la pieza o a la ayuda de otros elementos auxiliares. Se pueden llegar a alcanzar altas máximas de doce metros.
- ✓ **Muro jardinera.** Son muros cuya vestidura exterior está compuesto por módulos prefabricados de hormigón a modo de jardinera. El muro tiene una flexibilidad que le permite adaptarse a los asientos diferenciales que puedan producirse. La altura máxima a la que pueden llegar es unos quince metros.
- ✓ **Muros de escamas prefabricadas de hormigón.** Se le define como el muro cuyo paramento exterior está constituido por unas escamas prefabricadas de hormigón, que encajonadas unas con otras, forman una superficie vertical y continua, que va unida a las armaduras de refuerzo. El muro de tierra reforzada se puede adaptar a pequeños asentamientos que sufra el terreno; esto es debido a que cada escama del muro se comporta individualmente, siendo capaz de moverse ligeramente sin que se produzcan tensiones en las juntas de las escamas adyacentes. A este tipo de muro se le conoce tradicionalmente como “muro de tierra armada”. Actualmente se están utilizando nuevos tipos de materiales de refuerzo, mucho más fáciles de manejar que las tradicionales tiras de acero. Estos nuevos productos, normalmente geotextiles, tienen propiedades resistentes contra la corrosión y son fáciles de transportar debido a su volumen y peso.

Las aplicaciones más comunes son en:

- ✓ Terraplenes para caminos.

- ✓ Sostenimiento de taludes o cortes.
- ✓ Contención de plataformas en parques y jardines.

1.2.1.2.1. Características de Muros de Tierra mecánicamente estabilizada

- ✓ Se utiliza como relleno el propio material de excavación de la obra siempre y cuando reúna unas condiciones mínimas que lo hagan apto como terraplén.
- ✓ Soporta movimientos y asentamientos diferenciales.
- ✓ Técnicamente admiten grandes alturas manteniendo además precios muy competitivos.
- ✓ Verticalidad
- ✓ Gran impacto visual en zonas con interés paisajístico o estético.
- ✓ Muros asísmicos.
- ✓ Muros fácilmente ajustables a topografías accidentadas.

1.2.1.2.2. Material de refuerzo de muros de contención de tierra mecánicamente estabilizada: Geotextil⁶

Fotografía 1 : Malla geotextil



Fuente: <http://www.construmatica.com/construpedia/Geotextiles>

El Geotextil es un material textil sintético plano formado por fibras poliméricas (polipropileno, poliéster o poliamidas), similar a una tela, de gran deformabilidad, empleada para obras de ingeniería en aplicaciones geotécnicas (en contacto con tierras y rocas), cuya misión es hacer las funciones de separación ó filtración, drenaje, refuerzo o impermeabilización.

Existe una gran variedad de Geotextiles; los mismos se eligen según sea su destino y en base al estudio y definición de las propiedades mecánicas e

⁶ CONSTRUMÁTICA. Geotextiles. (en línea). <http://www.construmatica.com/construpedia/Geotextiles>. (Acceso: Abril 3 de 2010).

hidráulicas del terreno en cuestión. Ello permite deducir los factores de seguridad mínimos de la obra.

Geotextiles Según su Forma de Fabricación

- **Tejidos**

La malla está tejida con fibras en dos direcciones, (trama y urdimbre).

Pueden ser:

- a. Tejidos planos.
- b. Tricotados.

- **No Tejidos**

Fibras entrelazadas en forma aleatoria ligadas mediante procesos mecánicos, térmicos o químicos con filamento continuo.

Pueden ser:

- a. Agujados.
- b. Termosoldados.

- **Mixtos**

La malla se compone de fibras cortadas.

Pueden ser:

- a. Agujados.
- b. Agujados y Termosellados.

1.2.1.2.2.1. Tipos de Geotextiles

- Los **Geotextiles agujados de fibra cortada** no sometidos al proceso de termofusión son materiales con mínima resistencia mecánica, ya que al no haber unión entre sus elementos y no estar ligados entre sí, pueden ser perforados con facilidad ante la aplicación de una fuerza perpendicular porque se abren sus fibras sin ofrecer resistencia, al mismo tiempo los esfuerzos de tracción las separa desenlazándolas.
- Los **Geotextiles solo termosoldados** no tienen espesor, su elongación es menor que los agujados.
- Los **Geotextiles agujados de filamento continuo, o agujados y termosoldados**, poseen alta resistencia mecánica para evitar la rotura, también poseen espesores adecuados para cumplir con su función de drenaje y función de protección de las geomembranas y funciona con efecto colchón.

1.2.1.2.2.2. Propiedades de los Geotextiles

El geotextil es una malla compuesta por fibras sintéticas cuyas funciones principales se basan en su resistencia mecánica a la perforación y tracción, y a su capacidad drenante. Sirven en la construcción de sub-bases de carreteras y ferrocarriles, en presas, evitan posibles erosiones realizan funciones de drenaje en canales, muros de contención, etc. Los geotextiles sirven para separar tierras de diferente granulometría estabilizando el terreno, para protección de láminas impermeabilizantes.

A continuación vemos las funciones que desempeñan los geotextiles.

- **Separación**

La Separación impide el contacto entre dos superficies de distintas propiedades físicas, lo cual evita su mezcla y contaminación aunque permite el flujo libre de líquidos filtrándolos a través del geotextil, puede ser entre dos capas diferentes: p. ej. de suelo aportado o entre suelo natural y de aporte. Para evitar la mezcla de materiales debe soportar las cargas estáticas y dinámicas del material de aporte y del tráfico durante su colocación, así como también la retención de finos. El polipropileno lo mantiene estable ante la alcalinidad del cemento e inerte frente a los diversos elementos químicos presentes en el terreno. En la función de Separación deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- ✓ Resistencia a la tracción.
- ✓ Resistencia al punzonamiento.
- ✓ Elongación a la rotura.
- ✓ Perforación dinámica por caída libre de cono.
- ✓ Abertura de poros eficaz.
- ✓ Espesor del geotextil.

- **Filtración**

La Filtración es la propiedad de retención de un material de ciertas partículas sometidas a fuerzas hidrodinámicas al tiempo que permite el pasaje de fluidos. La función de filtro debe garantizar su estabilidad hidráulica.

En esta función de Filtración deben tenerse en cuenta los siguientes parámetros:

- ✓ Permeabilidad.
- ✓ Abertura eficaz de los poros.
- ✓ Espesor del geotextil.

- **Drenaje**

El Drenaje es el proceso mediante el cual se realiza el pasaje de un lugar a otro de un fluido (líquido o gas), evacuándolo. De esta manera se efectúa la eliminación por evacuación en el espesor del geotextil sin producir el lavado de finos.

En esta función de Drenaje deben tenerse en cuenta los siguientes parámetros:

- ✓ Permeabilidad en el plano del geotextil.
- ✓ Espesor del geotextil.

- **Refuerzo**

El Refuerzo del geotextil se consigue por las propiedades que poseen ciertos geotextiles, mejorando sus propiedades mecánicas y disminuyendo el nivel de cargas sobre el terreno porque realiza un trabajo de homogeneizar las cargas sobre una superficie extensa.

Consideramos dos tipos de refuerzos:

- ✓ Refuerzo en la tracción, eliminando las fuerzas de vuelco. Por ej.: en muros de contención, por intercalación del geotextil hacia el interior del muro.
- ✓ Estabilización del suelo mediante confinamiento de partículas evacuando por supresión el agua contenida.

En esta función de Refuerzo deben tenerse en cuenta los siguientes parámetros:

- ✓ Curva de deformación.
- ✓ Resistencia mecánica a la tracción, punzonamiento y desgarro.
- ✓ Fluencia, fatiga y fricción contra el terreno.

- **Protección**

La función de Protección permite que el sistema geotécnico no se deteriore. El geotextil actúa protegiendo geomembranas impermeables; de modo que impide que se produzcan daños mecánicos de abrasión o punzonamiento.

En esta función de Protección deben tenerse en cuenta los siguientes parámetros:

- ✓ Resistencia al punzonamiento.
- ✓ Perforación dinámica por caída libre de cono.
- ✓ Espesor (efecto colchón para protección de la geomembrana).

1.2.2. Muros de contención rígidos

Son aquellos en los cuales las deformaciones producidas por el empuje del relleno son tan pequeñas que pueden ser despreciadas. Esta condición se verifica en los muros realizados en hormigón y en mampostería.

Debido a lo frecuente que se presentan en la práctica, se considera únicamente el estudio de los muros de contención rígidos.

Este tipo fundamental de estructura, se subdividen en cuatro grupos principales, a saber:

Muros de contención:

- De gravedad
- semigravificos
- De contrafuertes
- En voladizo

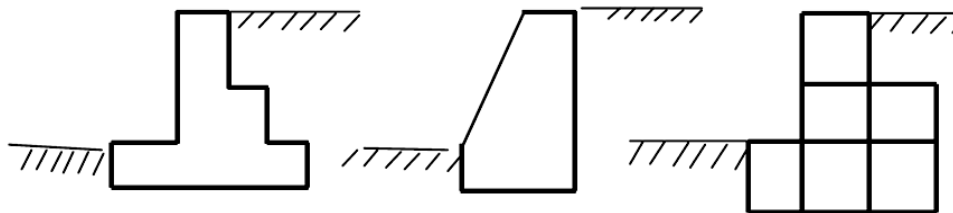
1.2.2.1. Muros de gravedad

Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos, El concreto sin refuerzo o hasta la propia piedra colocada, constituyen un material adecuado para su construcción. La característica fundamental del diseño en este caso, consiste en mantener el eje de compresión dentro del tercio central de la sección transversal; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo. En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas.

Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura. Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles.

Figura 2 : Ejemplos de muros de gravedad

Muros de Gravedad



Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

1.2.2.2. Muros semigravificos

Este tipo de muro de contención, emplea un refuerzo ligero y es de construcción intermedia entre el tipo de gravedad y el del voladizo.

1.2.2.3. Muros de contrafuertes

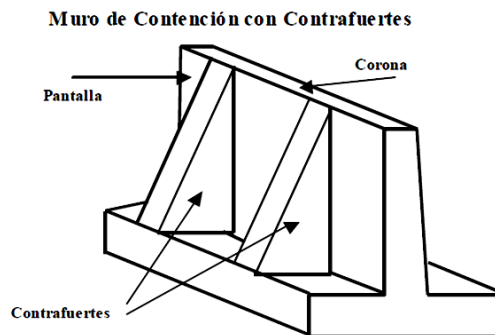
Este tipo de estructura, se parece al muro de contención en voladizo y al igual que éste, logra su estabilidad mediante el peso del terreno. El tronco y la base se unen en intervalos regulares, mediante contrafuertes, nervaduras o paredes de arriostamiento. Estas nervaduras actúan en la forma de

arriostramiento en tensión y modifican totalmente los apoyos de las losas del tronco y del talón. El tronco resulta una losa horizontal entre los contrafuertes o nervaduras y el talón es una losa apoyada en tres puntos.

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

Tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente. Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.

Figura 3 : Muro de contención con contrafuertes



Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

1.2.2.4. Muros en voladizo

Estos muros, son generalmente estructuras de concreto armado, en las que se emplea el peso propio del suelo para lograr la estabilidad deseada.

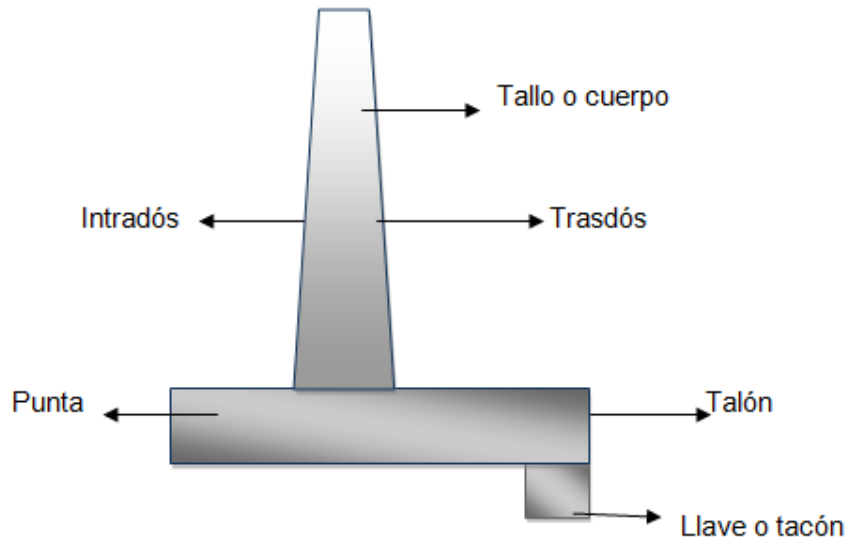
Los elementos fundamentales de este tipo de estructura son:

- a) Tallo o cuerpo
- b) Punta
- c) Talón

Estos tres elementos se diseñan cada uno como losa en voladizo.

DESIGNACIONES

Figura 4 : Muro en voladizo



Fuente: Autores

Punta: Parte de la base del muro (cimiento) que queda debajo del intradós y no introducida bajo el terreno contenido.

Llave o Tacón: Parte del cimiento que se introduce en el suelo para ofrecer una mayor inmovilización.

Talón: Parte del cimiento opuesta a la punta, queda por debajo del trasdós y bajo el terreno contenido.

Tallo o cuerpo: Parte del muro que se levanta a partir de los cimientos de este, y que tiene una altura y un grosor determinados en función de la carga a soportar.

Intradós: Superficie externa del alzado.

Trasdós: Superficie interna del alzado, está en contacto con el terreno contenido. Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de un tallo o cuerpo vertical empotrado en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos.

Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos. La

forma más usual es la llamada **T**, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento. Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando el tallo o cuerpo vertical, o sub-drenajes colocados detrás del cuerpo cerca de la parte inferior del muro. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

El cuerpo o tallo de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor inferior oscila alrededor de (1/12 y 1/10) de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortantes y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor superior del tallo o cuerpo debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm. El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás del cuerpo del muro, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición del tallo o cuerpo en la base, si la dimensión de la punta es de aproximadamente 1/3 del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de 1/8 a 1/12 de la altura del muro.

1.3. Formas de agotamiento de un muro de contención⁷

En general el muro puede alcanzar los siguientes estados límite:

Giro excesivo del muro considerado como un cuerpo rígido. Causa probable: reblandecimiento del terreno bajo la punta por encauzamiento inadecuado del agua de drenaje.

Deslizamiento del muro. Desplazamiento lateral del muro.

Deslizamiento profundo del muro. Es debido a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando en una profundidad igual a vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación de la zapata. En ese caso debe investigarse la seguridad frente a este estado límite por los procedimientos clásicos.

⁷ Scribd. Sistemas estructurales V. Muros de contención. (en línea). <http://www.scribd.com/doc/20718172/Muros-de-contencion>. (Acceso: Abril 10 de 2010)

Deformación excesiva del alzado. Es una situación rara salvo en muros muy esbeltos, lo cual es un caso poco frecuente.

Fisuración excesiva. Puede presentarse en todas las zonas de tracción y se trata de una fisuración especialmente grave si su ancho es excesivo, ya que en general el terreno puede cambiar de sequedad a humedad alta y este defecto no es observable. En este sentido, la impermeabilización adecuada del trasdós y de la cara inferior del cimiento suponen una alta garantía con un incremento ligero de coste.

Rotura por flexión. Puede producirse en el alzado, la punta o el talón. Los síntomas de prerotura sólo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos está oculta, con lo cual no existe ningún síntoma apreciable de aviso.

Rotura por esfuerzo cortante. Puede presentarse en el alzado, la punta, el talón o el tacón.

Rotura por esfuerzo rasante. La sección peligrosa suele ser la de arranque del alzado, AB, que es una junta de hormigonado obligada, en zona de máximo momento flector y de máximo esfuerzo cortante.

Rotura por fallo de solape. La sección peligrosa suele ser la de arranque de la armadura de tracción del alzado, donde la longitud l_s de solape debe ser cuidadosamente estudiada, ya que por razones constructivas el solape se hace para la totalidad de la armadura en la zona de máximos esfuerzos de flexión y de corte y en la zona de junta de hormigonado.

2. TEORIAS Y ANTECEDENTES PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN VOLADIZO Y DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW)

Teniendo en cuenta que en nuestra investigación encontramos variadas formas de diseño basadas en las mismas teorías de diseño, en las cuales cada empresa o universidad elige y propone un método práctico, ya sea a través de una hoja de cálculo como la implementada en este proyecto que proporciona una manera fácil y eficaz de diseño.

2.1. TEORIAS GENERALES PARA DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCIÓN, APICABLES A LOS DOS TIPOS DE MUROS⁸

Para el diseño de muros de contención es necesario definir la “falla” y conocer como los muros pueden fallar.

Bajo condiciones estáticas, los muros de contención están sujetos a fuerzas de cuerpo relacionadas con la masa del muro, a empujes de suelo y a fuerzas externas como barras de anclajes y tirantes.

El adecuado diseño de un muro de contención debe establecer el equilibrio de estas fuerzas sin inducir esfuerzos de corte que se aproximen a la resistencia al corte del suelo.

Durante un sismo, sin embargo, las fuerzas inerciales y los cambios en la resistencia de los suelos podrían violar el equilibrio y causar la deformación permanente del muro.

La falla, ya sea por deslizamiento, giro o pandeo, o algún otro mecanismo, ocurre cuando estas deformaciones permanentes se hacen excesivas.

El asunto de que nivel de deformación es excesivo depende de muchos factores y es mejor analizarlo caso a caso, considerando las condiciones específicas de cada sitio.

Presión estática de muros de contención

El comportamiento sísmico de los muros de contención depende de la presión lateral total del suelo que se desarrolla durante el movimiento sísmico.

⁸U-CURSOS. Diseño sísmico de muros de contención. Juan Gmo. Valenzuela .(en línea) www.ucursos.cl/ingenieria/2007/2/CI52S/1/material_docente/previsualizar?id_material=149775. (Acceso: 3 de Mayo de 2010)

Estas presiones totales incluyen tanto la presión gravitacional estática que existe antes de que el sismo ocurra, como la presión dinámica inducida por el sismo. Dado que la respuesta del muro está influenciada por ambas presiones, se presenta una breve revisión de la presión estática de suelos.

✓ **Teoría de Coulomb (1776)**

Coulomb (1776) fue el primero en estudiar el problema de presiones laterales de suelos sobre muros de contención.

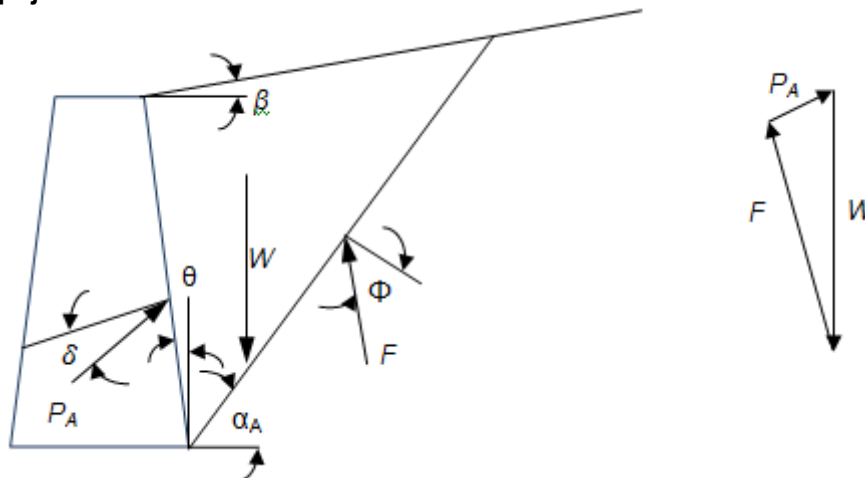
Asumió que la fuerza que actúa en la espalda del muro es el resultado del peso de la cuña de suelo sobre una superficie plana de falla.

Coulomb utilizó el equilibrio de fuerzas para determinar la magnitud del empuje de suelo actuando en el muro para las condiciones de empuje activo mínimo y empuje pasivo máximo.

Dado que este problema es indeterminado, un número indeterminado de superficies de falla debe ser analizado para identificar la superficie de falla crítica. Coulomb identificó el ángulo α que forma el plano de falla del suelo con la horizontal, imponiendo la condición de fuerza mínima para producir la falla, es decir $\frac{\partial P}{\partial \alpha} = 0$.

Bajo condiciones de presión de suelos de empuje activo mínimo, el empuje activo en el muro se obtiene del equilibrio de fuerzas, presentado en la siguiente figura.

Figura 5 : Diagrama de fuerzas estáticas en un muro de contención en condiciones de empuje activo



Fuente: Autores

Para la superficie de falla crítica, el empuje activo (A = Activo) sobre un muro de contención de un suelo sin cohesión puede ser expresado como:

$$P_A = 0.5K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi)\text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \phi)}} \right]^2}$$

Donde:

γ = peso activo del suelo.

ϕ = coeficiente de fricción interna del suelo.

θ = ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ = ángulo de fricción entre el muro y el suelo.

β = ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

La superficie de falla crítica esta inclinada a un ángulo de:

$$\alpha_A = \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right]$$

respecto de la horizontal, donde:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi - \beta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\phi - \theta)]}$$

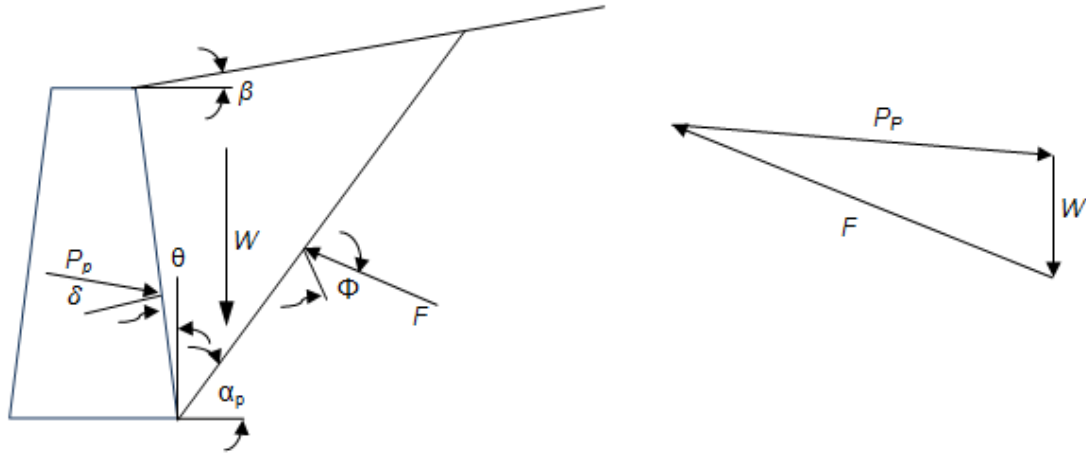
$$C_2 = 1 + \{ \tan(\delta + \theta) \cdot [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] \}$$

La teoría de Coulomb no predice explícitamente la distribución de la presión activa, pero muestra que ésta es triangular para rellenos con pendiente lineal, sin cargas de superficie.

En tales casos, P_A actúa en un punto ubicado a $H/3$ de la altura del muro de altura H .

Para condiciones de empuje pasivo máximo en rellenos sin cohesión, representada por la teoría de Coulomb de la siguiente forma:

Figura 6 : Diagrama de fuerzas estáticas, en un muro de contención en condiciones de empuje pasivo



Fuente: Autores

$$P_p = 0.5K_p \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

La superficie de falla crítica para las condiciones de empuje pasivo máximo esta inclinada a un ángulo de:

$$\alpha_p = -\phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \beta) + C_3}{C_4} \right]$$

Donde:

$$C_3 = \sqrt{\tan(\phi + \beta) [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)][1 + \tan(\delta - \theta) \cdot \cot(\phi + \theta)]}$$

$$C_4 = 1 + \{ \tan(\delta - \theta) \cdot [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)] \}$$

✓ Método de Mononobe-Okabe (M-O)

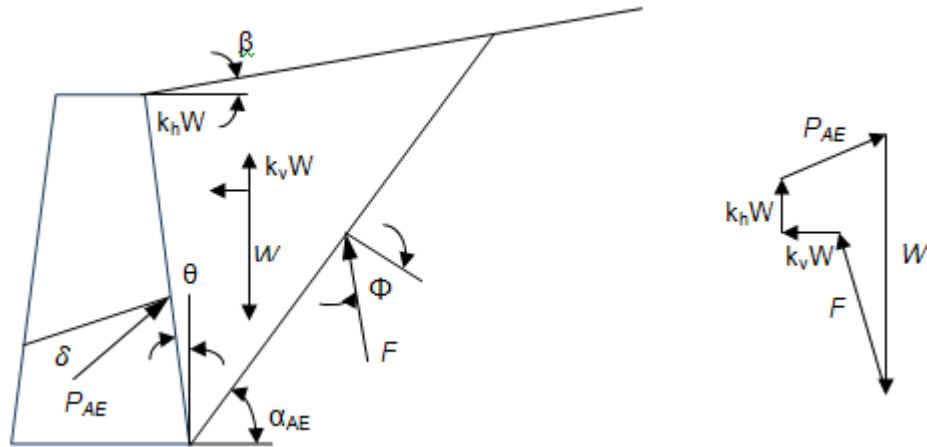
Okabe (1926), y Mononobe y Matsuo (1929), desarrollaron las bases de un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención, dando origen al conocido Método de Mononobe-Okabe (M-O).

Este método considera la aplicación de aceleraciones pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb.

El empuje de suelos pseudo-estático se obtiene entonces a partir del equilibrio de la cuña.

Las fuerzas actuando sobre una cuña activa, en el caso de un suelo seco sin cohesión

Figura 7 : Diagrama de fuerzas pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, en un muro de contención



Fuente: Autores

Además de las fuerzas que existen bajo condiciones estáticas, sobre la cuña también actúan fuerzas pseudo-estáticas horizontales y verticales cuyas magnitudes están relacionadas con la masa de la cuña mediante aceleraciones pseudo-estáticas:

$$a_h = k_h \cdot g$$

$$a_v = k_v \cdot g$$

El empuje activo total puede ser expresado en forma similar al desarrollado para las condiciones estáticas, esto es:

$$P_{AE} = 0.5K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v)$$

donde el coeficiente dinámico de presión de suelo activo, K_{AE} , está dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \varphi)}{\cos\varphi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta - \varphi)}{\cos(\delta + \theta + \varphi) \cos(\beta - \phi)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\phi - \beta \geq \varphi$$

$$\gamma = \gamma_d$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$$

La superficie de falla crítica, la que es más plana que la superficie de falla crítica para las condiciones estáticas, esta inclinada a un ángulo de:

$$\alpha_{AE} = \phi - \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \varphi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right]$$

Donde:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \varphi - \beta) [\tan(\phi - \varphi - \beta) + \cot(\phi - \varphi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \varphi + \theta) \cdot \cot(\phi - \varphi - \theta)]}$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \varphi + \theta) \cdot [\tan(\phi - \varphi - \beta) + \cot(\phi - \varphi - \theta)] \}$$

Aunque el método M-O implica que el empuje activo total debería actuar en un punto H/ 3 sobre la base del muro de altura H, resultados experimentales sugieren que, bajo condiciones de carga dinámica, éste actúa en un punto superior.

El método que surge de esta consideración se denomina Método de Mononobe-Okabe Modificado.

En el método modificado, el empuje activo total, P_{AE} , puede ser dividido en un componente estático, P_A y un componente dinámico, ΔP_{AE} :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

El componente estático se sabe que actúa a H/ 3 sobre la base del muro. Seed y Whitman (1970) recomendaron que el componente dinámico se considere actuando aproximadamente a 0.6H .

Con este supuesto, el empuje activo total actuará a la altura:

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \cdot (0.6H)}{P_{AE}}$$

Sobre la base del muro.

El valor de h depende de las magnitudes relativas de P_A y P_{AE} , y frecuentemente cae cerca de la altura media del muro.

El análisis según M-O muestra que k_v , cuando se considera la mitad o dos tercios de k_h , afecta menos de un 10% a P_{AE} .

Seed y Whitman (1970) concluyeron que las aceleraciones verticales pueden ser ignoradas cuando el método M-O es utilizado para estimar P_{AE} para el diseño de muros típicos.

✓ **Método de Mononobe-Okabe Modificado**

Aunque conceptualmente bastante simple, el método M-O modificado proporciona un herramienta útil para estimar las cargas sísmicas inducidas sobre muros de contención.

El coeficiente de aceleración horizontal positivo causa que el empuje activo total exceda al empuje activo estático y que el empuje pasivo total sea menos que el empuje pasivo estático.

Dado que la estabilidad de un muro en particular generalmente se reduce por un incremento en el empuje activo y/o una disminución en el empuje pasivo, el método de Mononobe-Okabe produce cargas sísmicas que son más críticas que las cargas estáticas que actúan antes del sismo.

Como una extensión pseudo-estática del análisis de Coulomb, sin embargo, el análisis según el método M-O está sujeto a todas las limitaciones de los análisis pseudo-estáticos, así como, a las limitaciones de la teoría de Coulomb.

Al igual que en el caso del análisis pseudo-estático de estabilidad de taludes, la determinación de los adecuados coeficientes pseudo-estáticos es difícil, y el análisis no es apropiado para suelos que experimenten una significativa pérdida de resistencia durante sismos, como es el caso de suelos con elevado potencial de licuefacción.

Al igual que como lo hace la teoría de Coulomb bajo condiciones estáticas, el análisis según el método M-O sobreestima el empuje pasivo total, particularmente para $\delta > \phi$.

Por estas razones el Método de Mononobe-Okabe Modificado debería ser usado e interpretado cuidadosamente.

2.2. ANTECEDENTES DE DISEÑO DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW)

Diseños encontrados en Empresas Americanas:

- ✓ **PAVCO**: Presenta una metodología de diseño de tierra mecánicamente estabilizada, donde usa la teoría de Coulomb para encontrar las presiones ejercidas por el suelo al muro.

Diseños encontrados en Universidades:

- ✓ Universidad de los **ANDES**, Mérida Venezuela: Presenta una metodología similar a la utilizada por PAVCO, y presenta sugerencias de diseño, donde:

“Se debe aclarar, que El manual de diseño PAVCO no considera que existe relleno de trasdós, se interpreta entonces que el material existente es el mismo tipo de suelo que conforma las capas. No considera estos empujes del material detrás del trasdós, sino los empujes del relleno caracterizados con los parámetros.”⁹

2.3. ANTECEDENTES DE DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO (EN VOLADIZO).

Diseños encontrados en Universidades:

- ✓ Universidad de los **ANDES**, Mérida Venezuela: Presenta un Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado¹⁰, metodología similar a la utilizada por la aplicada por **BOWLES, Joseph** en su libro titulado: Foundation Analysis and Design¹¹. Metodología aplicada para el desarrollo del diseño de muro de concreto reforzado de este proyecto.

⁹ DISEÑO DE TIERRA ARMADA, Parte III Geotextiles. Silvio Rojas. Universidad de los ANDES; Mérida Venezuela.

¹⁰ ANALISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO. Rafael Angel Torres Blandria. Universidad de los ANDES; Mérida Venezuela, 2008.

¹¹ FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. BOWLES, Joseph. New York, 1968. Página 315.

3. GUIAS DE DISEÑO PARA MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW) CON GEOSINTÉTICOS Y DE CONCRETO REFORZADO

3.1. GUIA DE DISEÑO DE MUROS DE TIERRA MECANICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW)

1. DETERMINAR LA GEOMETRÍA DEL MURO

En estas casillas se colocan datos de altura, inclinación, etc. Las cuales se determinan para un dimensionamiento apropiado, los ángulos a utilizarse son los mostrados en la **figura 7**.

Donde:

γ = peso activo del suelo.

ϕ = coeficiente de fricción interna del suelo.

θ = ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ = ángulo de fricción entre el muro y el suelo.

β = ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

$$\phi - \beta \geq \Psi$$

$$\gamma = \gamma_d$$

$$\Psi = \tan^{-1} \left[\frac{a_h}{(1 - a_v)} \right]$$

2. INSERTAR DATOS CONOCIDOS

Una vez realizado el estudios de suelo y determinar las características del material de relleno y material de ladera insertamos estos datos en la casillas azules como también la evaluación de carga y su respectivo factor de seguridad

3. INSERTAR LOS DATOS DEL MATERIAL DE REFUERZO

Es su decisión que tipo de refuerzo va a utilizar par este muro. Las empresas que producen estos refuerzos tienen unas cartillas con las características y especificaciones apropiadas de cada refuerzo. Usted debe insertar la

resistencia del material T_{ult} y los factores de reducción FR. que crea conveniente según el cuidado.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_{ID} * FR_{FL} * FR_{DQB}}$$

Donde

FR_{ID} = Factor de reducción de la resistencia para tener en cuenta los daños al refuerzo durante su instalación.

FR_{FL} = Factor de reducción por la carga continua sobre el ge textil (fluencia)

FR_{DQB} =Factor de reducción de la Resistencia para prevenir la rotura del refuerzo debido a la degradación química y/o biológica.

4. DETERMINAR LA ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO

En esta fase determinamos cual es la longitud apropiada del refuerzo para que garantice la estabilidad interna del muro como el espesor de la capa y la longitud de falla etc.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Separación vertical entre Capas de refuerzo S_v

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_h * fs} \quad \text{donde} \quad fs = \text{factor de seguridad}$$

$$\sigma_h = \text{presin del muro}$$

Longitud geométrica hasta la zona de falla L_g

$$L_g = (H - z) * \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Longitud de empotramiento L_e

$$L_e = \frac{\sigma_h * S_v * fs}{2 * (C + \sigma * \tan\delta)} \quad \text{donde } \delta = 0.8\phi \text{ pero } L_{emin} = 1\text{mts}$$

Longitud total del refuerzo

$$L_T = L_g + L_e + L_0 + S_v$$

5. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA POR CARGAS ESTÁTICAS

Una vez determinada la estabilidad interna pasamos a verificar la estabilidad externa por carga estática como es que tan resistente es a deslizamiento y que tan resistente es al volcamiento los cuales tiene un nivel de aceptabilidad de acuerdo al factor de seguridad a trabajar.

6. ESTABILIDAD DE DESLIZAMIENTO

$$FS_D = \frac{\sum \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales Actuantes}}$$

Fuerzas Horizontales Resistentes:

$$\tau = c + \sigma * \tan\delta \quad F_{HR} = \tau * L$$

Fuerzas horizontales Actuante:

Relleno de confinamiento

$$P_a = \frac{\gamma * H^2 * K_a}{2}$$

Sobrecarga

$$P_{sc} = q * k_a * H$$

$$FS_D = \frac{F_{HR}}{P_a + P_{sc}} > 1.5$$

7. ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

$$FS_V = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Actuantes}}$$

Momentos Resistentes:

Momento generado por la sobrecarga

$$M_{sc} = \frac{q * L^2}{2}$$

Momento generado por el peso del muro

$$M_{PM} = \frac{H * \gamma * L^2}{2}$$

Momentos Actuantes:

Momento generado por la presión lateral de tierra

$$M_{PT} = \frac{H * P_a}{3}$$

Momento generado por la sobrecarga

$$M_{sc} = \frac{H * P_{sc}}{2}$$

$$FS_V = \frac{M_{sc} + M_{PM}}{M_{PT} + M_{sc}} > 2$$

8. CAPACIDAD PORTANTE

$$Q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{\gamma B N_\gamma}{2}$$

Por Hansen

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) * \tan \phi$$

9. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGAS DINÁMICAS

Debido a la gran influencia que tienen los sismos en debilitar las estructuras se debe hacer un análisis de estabilidad externa por cargas dinámicas para minorar el riesgo de falla. Haciéndose un chequeo riguroso en cuanto a la resistencia al deslizamiento y al volcamiento de las estructuras. En el cual usted debe de investigar en la norma sismo resistente actual cuales son los coeficientes sísmicos e insertarlos en el archivo de Excel. Estos coeficientes dependen de la zona en la que se vaya a construir dicho muro.

Coeficientes Sísmicos

$$a_h = A_a \text{ mirar norma sismo resistente}$$

$$a_v = A_d \text{ mirar norma sismo resistente}$$

Coeficiente de Presión Activa k_{as}

$$\Psi = \tan^{-1} \left[\frac{a_h}{(1 - a_v)} \right]$$

$$K_{as} = \frac{\cos(\phi - \Psi)^2}{\cos(\Psi) * \cos^2(\delta + \Psi) * \left[\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \Psi) * \cos(\beta - \Psi)}} \right)^2 \right]}$$

10. ESTABILIDAD DE DESLIZAMIENTO POR CARGA DINÁMICA

$$FS_{DD} = \frac{\sum \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales Actuantes}}$$

Fuerzas Horizontales Resistentes:

$$\tau = c + \sigma * \text{Tan}\delta \quad F_{HR} = \tau * L$$

Fuerzas horizontales Actuante:

Relleno de confinamiento

$$P_a = \frac{\gamma * H^2 * K_{as}}{2}$$

Sobrecarga

$$P_{sc} = q * k_{as} * H$$

$$FS_{DD} = \frac{F_{HR}}{P_a + P_{sc}} > 1.125$$

11. ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO POR CARGAS DINÁMICAS

$$FS_{VD} = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Actuantes}}$$

Momentos Resistentes:

Momento generado por la sobrecarga

$$M_{sc} = \frac{q * L^2}{2}$$

Momento generado por el peso del muro

$$M_{PM} = \frac{H * \gamma * L^2}{2}$$

Momentos Actuantes:

Momento generado por la presión lateral de tierra

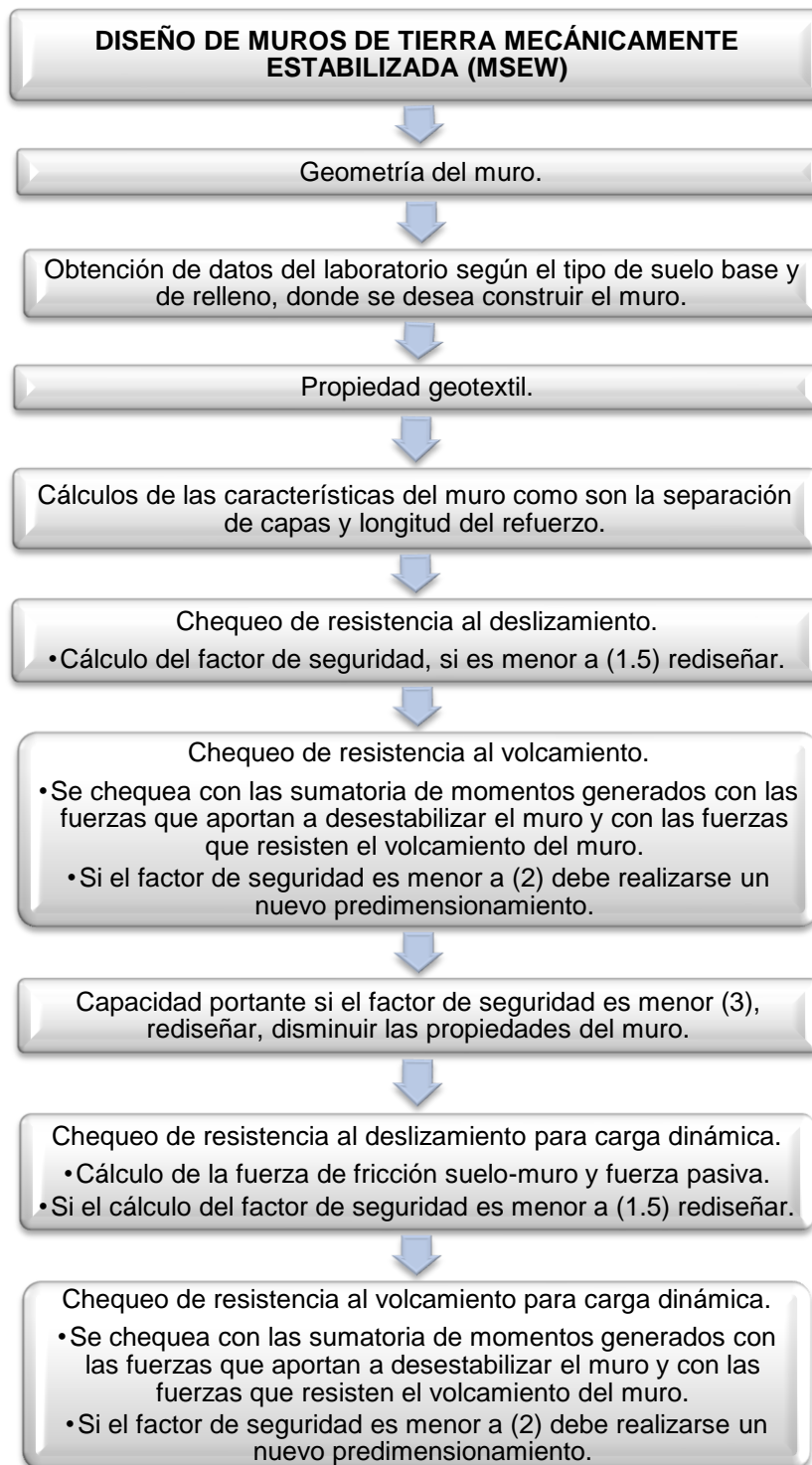
$$M_{PT} = \frac{H * P_a}{3}$$

Momento generado por la sobrecarga

$$M_{sc} = \frac{H * P_s}{2}$$

$$FS_{VD} = \frac{M_{sc} + M_{PM}}{M_{PT} + M_{sc}} > 1.5$$

3.1.1. DISEÑO ESQUEMÁTICO DE MUROS DE TIERRA MECANICAMENTE ESTABILIZADA



3.2. GUIA DE DISEÑO PARA MUROS DE CONCRETO REFORZADO

1. INSERTE DATOS CONOCIDOS

Una vez obtenidos los datos del estudio de suelos (base y de relleno), debe insertar en las casillas azules datos obtenidos como lo son el ϕ , γ [ton/m³], c [Kg/cm²], la altura de la capa y si se encuentra el Nivel freático en esta capa, se debe insertar la altura que hay desde el extremo superior de la capa hasta el nivel freático en metros.

Si la capa está completamente saturada se debe poner en esta casilla, la misma altura de la capa. Antes de esto, se pide un pre dimensionamiento del muro la altura la cual va tener (incluido el espesor de la base), el espesor de la base, la inclinación de la cara frontal del muro y las características correspondientes al concreto a usar. Este tipo de muros tienen un ángulo de fricción muro-suelo de 90 grados. Ver **Figura 8**.

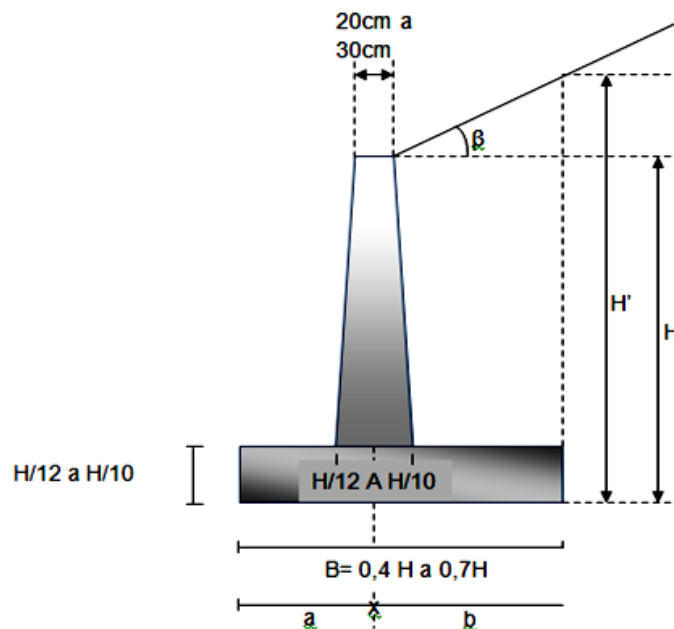
Φ = Ángulo de fricción del suelo

c = cohesión del suelo [Kg/cm²]

γ = Peso seco de cada capa del suelo

γ_{sat} = peso saturado de cada capa del suelo

Figura 8 : Dimensionamiento muro de contención en voladizo, para programa en Excel



Fuente: Autores

2. PREDIMENSIONAMIENTO DEL TALLO

Usando la Teoría de Coulomb, se hace el cálculo de los coeficientes de presión activa K_a , de las diferentes capas del suelo de relleno y del suelo base.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \phi)}} \right]^2}$$

Donde para este caso de muro en voladizo, $\delta = 90^\circ$

Luego se calculan las presiones ejercidas por el suelo sin incluir la inclinación es decir las presiones en el punto donde fricciona el suelo de relleno y el tallo del muro, para encontrar el respectivo empuje activo Q .

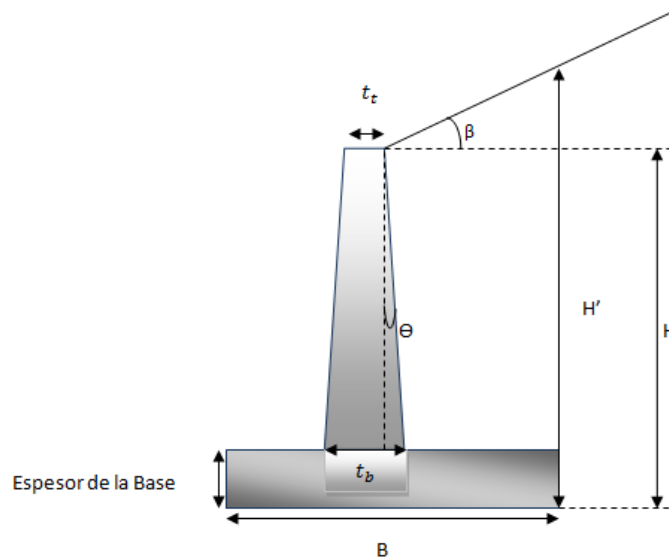
Donde:

$$t_b = \frac{Q}{v_c}$$

Donde

$$t_t = t_b - \text{inclinación} \times H$$

Figura 9 : Descripción del muro de contención de concreto reforzado



Fuente: autores

H : Altura del muro

t_t : Ancho de la parte superior del tallo o cuerpo.

t_b : Ancho de la parte baja del tallo o cuerpo.

Recalculando $t_b = t_t + \text{inclinación} \times H$

*Se debe tener en cuenta que el programa calcula las presiones dependiendo del número de capas digitadas al principio. Tres (3) es el número máximo de capas para el cual fue diseñado este programa.

*Los datos de las casillas verdes son datos obtenidos por los cálculos del programa.

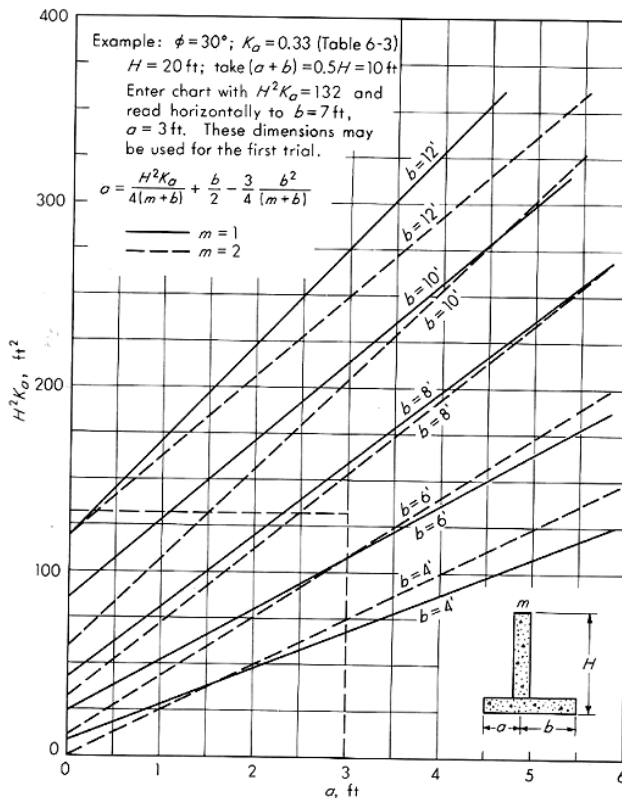
3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LA BASE (PUNTA Y TALÓN)

Una vez hecho el cálculo de B, entramos con este valor a la gráfica que nos brinda posibles combinaciones de a y b.

$$B = H^2 \times Ka$$

Una vez obtenidas las combinaciones de a y b, insertamos en las casillas para probar la opción que cumpla con los requisitos de diseño para muros de contención de concreto reforzado en voladizo.

Grafica 1 : Gráfica para determinar las dimensiones aproximadas de a y b de un muro en voladizo, cuando la resultante cae sobre el tercio central de la base.



Fuente: BOWLES, Joseph. Foundation Analysis and Design. New York, 1968. Página 315.

4. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO.

Este cálculo se realiza mediante un plano proyectado a través del talón
Donde el H a usar lleva incluido la inclinación del suelo de relleno, es decir H'. Ver **Figura 8**.

Calculo del empuje activo

$$H' = (H + \text{espesor de la base}) + \text{Talón} \times \tan\beta$$

El cálculo de Pa se realiza con la ecuación planteada por Coulomb, teniendo en cuenta la existencia de suelos cohesivos y sobrecarga sobre el talud.

$$P_a = (w + \gamma \times z) \times k_a - 2 \times c \times \sqrt{k_a}$$

P_a : Presion ejercida por el suelo de relleno

Q: Empuje generado por el suelo de relleno

w: Sobrecarga del suelo de relleno

k_a : Coeficiente de presión activa

γ : Peso especifico del suelo de relleno

z: Altura a la cual se desea encontrar la presión

Una vez obtenidas las presiones calculamos el empuje activo generado por el suelo de relleno.

$$Q = \left[\frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \right] \times K_a$$

Calculo de presión ejercida por el agua y su punto de aplicación.

$$P_w = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2$$

Donde:

h: Altura del nivel freático medida desde la base del muro hacia arriba

Calculo de la fuerza sísmica y su punto de aplicación

Por el Método de Mononobe-Okabe se calcula de la siguiente manera:

$$P_{AE} = 0.5K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - a_{av})$$

Donde el coeficiente dinámico de presión de suelo activo, K_{AE} , esta dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \varphi)}{\cos\phi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi)\text{sen}(\phi - \beta - \varphi)}{\cos(\delta + \theta + \varphi) \cos(\beta - \phi)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\phi - \beta \geq \varphi$$

$$\gamma = \gamma_d$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{a_{ah}}{(1 - a_{av})} \right]$$

Donde:

$$a_{ah} = 0.5 \times A_a$$

$$a_{av} = 0.7 \times a_{ah}$$

La superficie de falla crítica, la que es más plana que la superficie de falla crítica para las condiciones estáticas, esta inclinada a un ángulo de:

$$\alpha_{AE} = \phi - \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \varphi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right]$$

Donde:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \varphi - \beta) [\tan(\phi - \varphi - \beta) + \cot(\phi - \varphi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \varphi + \theta) \cdot \cot(\phi - \varphi - \theta)]}$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \varphi + \theta) \cdot [\tan(\phi - \varphi - \beta) + \cot(\phi - \varphi - \theta)] \}$$

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \cdot (0.6H)}{P_{AE}}$$

Cálculo de Fuerza Sísmica del Peso Propio del muro (**FSPP**)

$$FS_{pp} = a_{ah} \cdot W_{muro}$$

Donde:

W_{muro} = Peso propio del muro.

a_{ah} = Coeficiente de Aceleración sísmica horizontal.

a_{av} = Coeficiente de Aceleración sísmica Vertical.

5. CHEQUEO A LA RESISTENCIA DE VOLCAMIENTO

Se realiza sumatoria de momentos en la punta del muro, para las fuerzas desestabilizantes y/o sus componentes ($\Delta P_a, P_a, P_w$) y las fuerzas (Peso de suelo de relleno, Peso propio del muro, y componentes verticales de $\Delta P_a, P_a$) de que ayudan a mantener el muro estable; para sacar el factor de seguridad de volcamiento.

Calculo del factor de seguridad de volcamiento:

$$F.S_{volcamiento} = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos desestabilizantes}}$$

Si el factor de seguridad es igual mayor a **1.5**, se dice que el muro no va a sufrir problemas de volcamiento. Pero si es menor, se debe dar un nuevo pre dimensionamiento al muro, digitando otras combinaciones de a y b.

Chequeo de la excentricidad

Para el cálculo de la excentricidad se calcula un momento neto así:

$$\text{Momento neto} = \sum \text{Momentos Resistentes} - \sum \text{Momentos Desestabilizantes}$$

$$X = \frac{\text{Momento Neto}}{\sum \text{Fuerzas resistentes}}$$

$$\text{excentricidad} = \frac{B}{2} - X \leq \frac{B}{6}$$

Chequeo a la resistencia de deslizamiento

Se calcula la fuerza de fricción que tiene la base del muro

$$F_f = C_a \times B + \sum \text{Fuerzas resistentes} \times \tan \phi$$

Donde

$$C_a = 0.75 \times C$$

ϕ : Ángulo de fricción del suelo base.

Con el suelo base y con la sumatoria de fuerzas desestabilizantes se halla el factor de seguridad al deslizamiento.

$$F.S_{volcamiento} = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos desestabilizantes}}$$

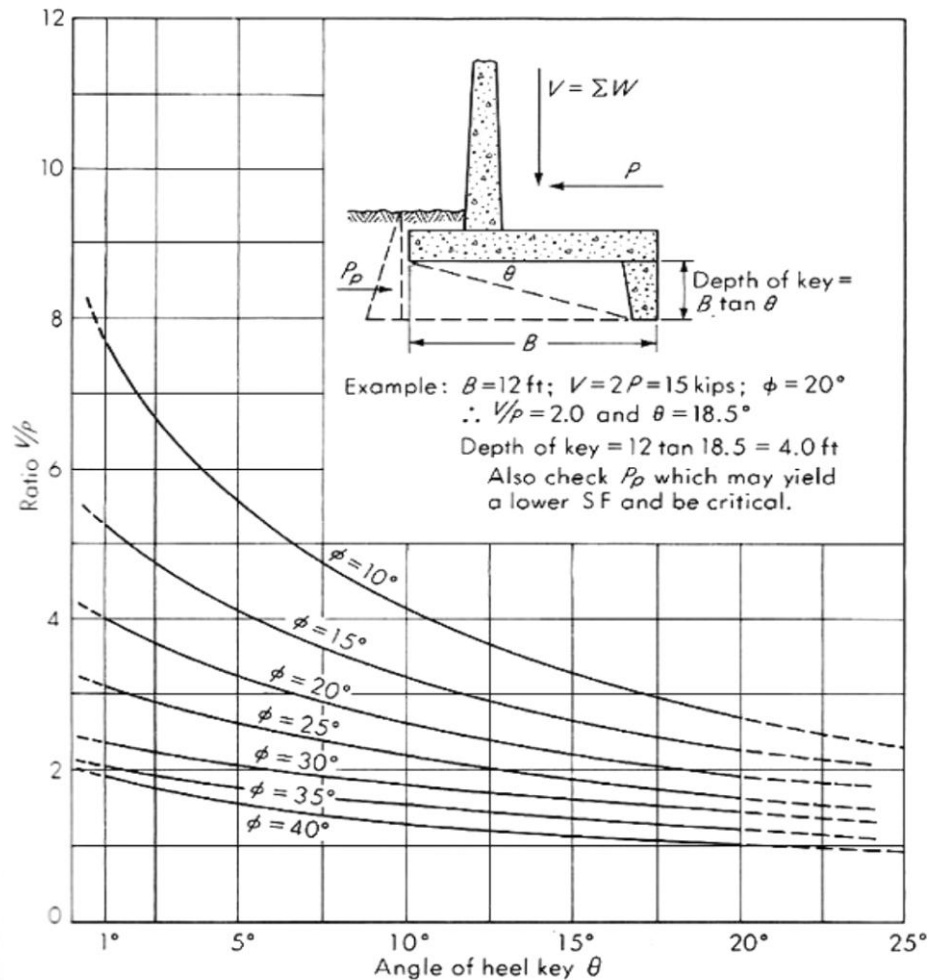
La presión pasiva se desprecia ya que no se garantiza que el suelo que está sobre la punta se vaya a mantener duradero.

Si el factor de seguridad de volcamiento es menor a **2**, si es una arcilla ó menor a **1.5** suelos diferentes a arcillas, se debe diseñar una llave, para que contrarreste la

fuerza de fricción. Y se recalcula el factor de seguridad sumando a las fuerzas horizontales el valor de la presión pasiva generada ahora por la llave o tacón.

El diseño de la llave se realiza con base en la gráfica de V/H contra Θ . Ver **Gráfica 2**.

Gráfica 2 : Curvas para definir la profundidad de la llave o tacón.



Fuente: BOWLES, Joseph. Foundation Analysis and Design. New York, 1968. Página 317.

Donde:

V : Sumatoria de fuerzas verticales

P : Sumatoria de fuerzas horizontales

El cálculo de la longitud de la llave se calcula

$$\text{Longitud de la llave} = B \times \tan \theta$$

Como la base por la tangente del ángulo Θ , extraído de la gráfica.

Si al recalculer el factor de seguridad no da mayor a 1.5 ó 2, dependiendo el caso; se debe aumentar el ángulo. Hasta que cumpla.

Calculo de los esfuerzos en el extremo izquierdo de la punta y el extremo derecho del talón

$$q_{punta} = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{B} \left[1 + \frac{6 \times \text{excentricidad}}{B} \right]$$

$$q_{talón} = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{B} \left[1 - \frac{6 \times \text{excentricidad}}{B} \right]$$

Los esfuerzos $q_{talón}$ y q_{punta} deben ser menor a la carga admisible (dato dado por el estudio de suelos)

$$q_{talón} \text{ y } q_{punta} < Q_{admisible}$$

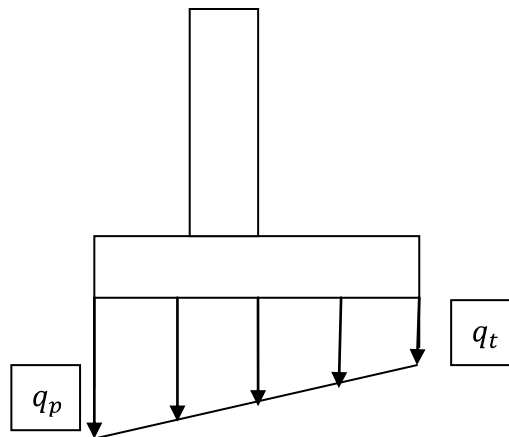
6. CALCULO DEL REFUERZO PARA LA PUNTA Y EL TALÓN

Una vez obtenidos los valores de $q_{talón}$ y q_{punta} , podemos generar las ecuaciones de cortante y momentos, para el talón y la punta.

$$q_p = e_b \times W_c + h_{cb} \times \gamma_{cb}$$

$$q_t = e_b \times W_c + h \times \gamma$$

Figura 10 : Diagrama de esfuerzos en muro de contención en voladizo



Fuente: Autores

Si integramos la ecuación de carga obtenemos la ecuación de cortante y si a la vez integramos la ecuación de cortante logramos la de momentos.

Ecuaciones de cortante y momentos, en la punta:

$$q = q_{punta} - q_p + \left[\frac{q_{punta} - q_{talón}}{B} \right] X$$

$$V = (q_{punta} - q_p)X + \left[\frac{q_{punta} - q_{talón}}{2B} \right] X^2$$

$$M = \frac{(q_{punta} - q_p)X^2}{2} + \left[\frac{q_{punta} - q_{talón}}{6B} \right] X^3$$

Ecuaciones de cortante y momentos, en el talón:

$$q = q_{talón} - \left[q_t + \left[\frac{q_{punta} - q_{talón}}{B} \right] X \right]$$

$$V = (q_{talón} - q_t)X + \left[\frac{q_{punta} - q_{talón}}{2B} \right] X^2$$

$$M = \frac{(q_{talón} - q_t)X^2}{2} + \left[\frac{q_{punta} - q_{talón}}{6B} \right] X^3$$

Calculo del Área de refuerzo del tallo, talón y punta

Una vez obtenido el cortante y momento en los extremos en el extremo derecho de la punta y el extremo izquierdo del talón. Insertamos en las casillas azules el recubrimiento mínimo expuesto en la NSR-10 y suponemos el diámetro de barra a usar para sacar la distancia la altura efectiva.

Se calcula de la siguiente manera:

$$d = e_{base} - 0.5 \times \phi_b - \text{recubrimiento}$$

Chequeo del cortante

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

$$V_n = V_s + V_c$$

$$V_s = 0$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_c = 0.53 \times f'_c \times b \times d$$

Se calcula la cuantía, si la cuantía calculada es menor a la cuantía mínima el programa entregara el dato de la cuantía mínima expuesta en la norma colombiana NSR-10.

$$K = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$M = \frac{F_y}{0.85 \times f'_c}$$

$$\rho = \frac{1}{M} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M \times K}{F_y}} \right] \geq 0.0018$$

Se calcula el Momento y con estos obtenemos el área del acero de refuerzo y el número de barras a usar.

$$A_s = \rho \times b \times d$$

Con el número de barras a usar se calcula la separación entre estas y debe cumplir que sea mayor a la separación mínima de la norma NSR-10.

$$s = \frac{b - 2 \times \text{recubrimiento} - \#barras \times \phi_{\text{barra}}}{\#barras + 1}$$

7. CÁLCULO DEL ACERO DEL CUERPO Ó TALLO

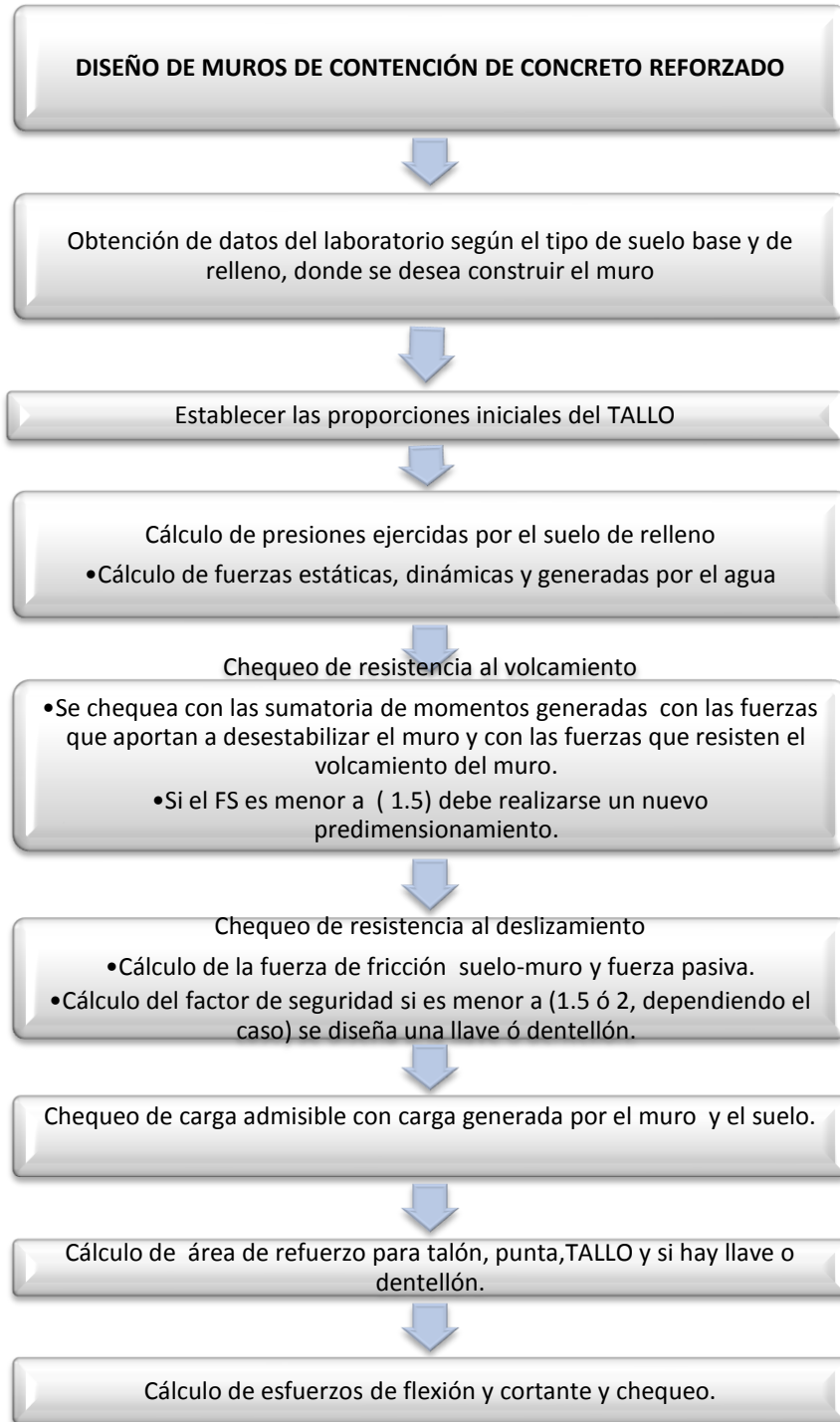
El tallo o cuerpo del muro se comporta como un volado sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga, los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero. Las solicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del muro, normalmente se hacen secciones a cada metro, midiendo la altura **y** desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.¹²

Los cálculos se hacen igual a la base con las mismas ecuaciones pero en este caso se deja como variable la altura por metro se comienza hace en forma descendente desde la corona de metro en metro hasta llegar a la base los cual a medida que aumenta la altura aumenta el refuerzo. Se debe calcular los empujes de la tierra, empuje del sismo tanto en la tierra como la del peso propio del muro y sobre carga. En fin se calculan todos los parámetros utilizados en la base. En esta

¹² ANALISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO. Rafael Ángel Torres Blandria. Universidad de los ANDES; Mérida Venezuela, 2008.

fase se construye una tabla con los valores obtenidos por metro donde se encuentran las áreas de acero necesarios.

3.2.1. DISEÑO ESQUEMÁTICO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO



3.3. Ejemplos de diseño propuestos

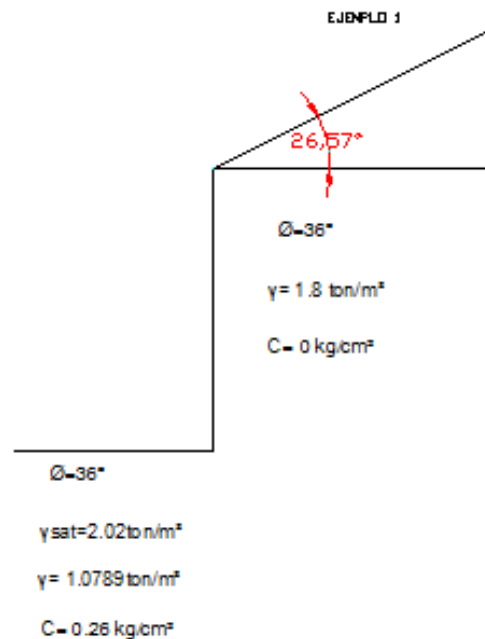
Ejemplo 1.

Proponga un diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geotextiles y uno de concreto reforzado, para garantizar la estabilidad de la torre 92 de la línea de 115KV PALENQUE-TERMOBARRANCA.

1. Datos obtenidos del estudio de suelos.

En la parte superior se encontró arena limosa, empleada como suelo de relleno, de espesor promedio y de dos metros de profundidad, en la parte inferior, de suelo base, se encontró arcilla de baja plasticidad con arena con las siguientes características:

	Φ [Ángulo de fricción del suelo]	C[cohesión del suelo] [Kg/cm ²]=	γ [Peso específico seco] [ton/m ³]	γ_{sat} [peso saturado][ton/m ³]	B[Inclinación suelo de relleno]
Suelo de relleno	36°	0	1.8	0 (no se encontró nivel freático sino a 9 metros de la corona del talud)	26.56°
Suelo Base	36°	0.26	1.79	2.02	



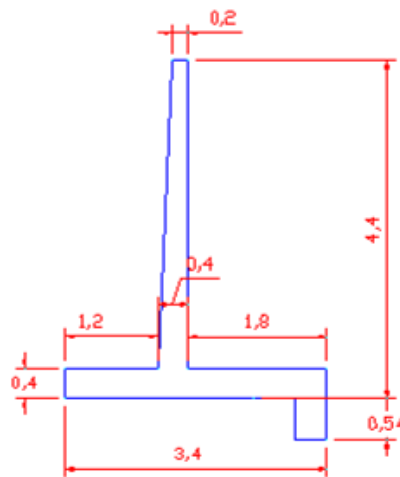
Profundidad de cimentación: de 1.5mts de cimentación bajo el nivel actual del terreno.

Zona de amenaza y movimiento sísmico de diseño: para determinar estos valores se debe verificar en la norma sismo resistente del país la localización de la zona, para este caso el coeficiente de aceleración pico esperada (A_a) es de **0.25**, el coeficiente A_d (umbral de daño) es de **0.05**. (Apéndice A-3, NSR 10).

Diseño de muro de concreto reforzado en voladizo.

Una vez obtenidos los datos de estudio de suelos, se insertan los datos en el programa, donde se van obteniendo paso a paso, los resultados de diseño. **Ver anexo 1.**

Figura 11 : Diseño de muro de concreto reforzado para Ejemplo 1



Los resultados obtenidos de dicho diseño fueron los siguientes **Ver Anexo 1.:**

Tabla 2 : Resultados de Diseño de Muro de Concreto Reforzado, Ejemplo 1

		Resultados de Diseño	
Geometría	H[m]		4.4
	tb[m]		0.40
	tt[m]		0.20
	Punta[m]		1.20
	Talón[m]		1.80
	B[m]		3.40
	Espesor base[m]		0.4
	Profundidad llave[m]		0.54

Tabla 3 : Resultado de Diseño de Seguridad, Ejemplo 1

Resultados de Diseño-Seguridad		
F.S. Volcamiento	2.07	OK
F.S. Deslizamiento	1.55	OK

Tabla 4 : Resultados Cantidad de Acero de muro de concreto reforzado, Ejemplo 1.

Aceros	ϕ [in]	No Barras	Separación[m]
Punta	1	3	0.23
Talón	1	2	0.61

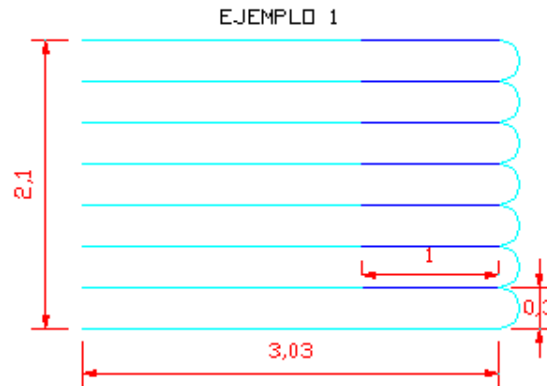
Tallos o cuerpo	H[m]	ϕ [in]	As[cm ²]
	0.00	5/8	0.00
	1.00	5/8	4.56
	2.00	5/8	7.71
	3.00	5/8	17.75
	4.00	5/8	31.76

Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada **Ver Anexo 2.**

Tabla 5 : Resultados de Diseño de Muro de Tierra Mecánicamente Estabilizada con Geotextil, Ejemplo 1.

Tadm (KN/m)	10.98	
Sv Escogido (mts)	0.30	
Longitud Total Refuerzo	4.33	
Factor de Seguridad al Deslizamiento Estático	3.27	Ok
Factor de Seguridad al Volcamiento Estático	11.77	Ok
Factor de Seguridad Capacidad Portante	20.18	Ok
Factor de Seguridad al Deslizamiento Dinámico	2.64	Ok
Factor de Seguridad al Volcamiento Dinámico	9.50	Ok

Figura 122: Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geotextil para Ejemplo 1



EJEMPLO 2:

Siendo el mismo problema del **Ejemplo 1**, con los mismos datos, se propone lo siguiente:

HIPOTESIS: El nivel freático alcanzará la altura del muro.

	Φ [Ángulo de fricción del suelo]	C[cohesión del suelo] [Kg/cm ²]=	γ [Peso específico seco] [ton/m ³]	γ_{sat} [peso saturado][ton/m ³]	B[Inclinación suelo de relleno]
Suelo de relleno	36°	0	1.8	2.04	26.56°
Suelo Base	36°	0.26	1.79	2.02	

Diseño de muro de concreto reforzado en voladizo.

Ver anexo 3.

Los resultados obtenidos de dicho diseño fueron los siguientes **Ver Anexo 3:**

Tabla 6 : Resultados de Diseño de Muro de Concreto Reforzado, Ejemplo 2

		Resultados de Diseño	
Geometría	H[m]		4.4
	tb[m]		0.18
	tt[m]		0.20
	Punta[m]		1.10
	Talón[m]		2.30
	B[m]		3.80
	Espesor base[m]		0.4
	Profundidad llave[m]		0.67

Tabla 7 : Resultado de Diseño de Seguridad, Ejemplo 2

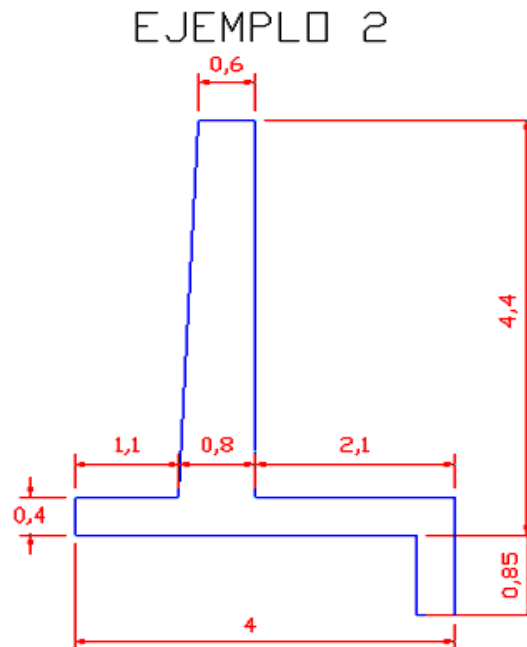
Resultados de Diseño-Seguridad		
F.S. Volcamiento	2.01	OK
F.S.Deslizamiento	1.51	OK

Tabla 8 : Resultados Cantidad de Acero de muro de concreto reforzado, Ejemplo 2

Aceros	ϕ [in]	No Barras	Separación[m]
Punta	1	3	0.24
Talón	1	4	0.45

Tallos o cuerpo	H[m]	ϕ [in]	As[cm ²]
	0.00	5/8	0.00
	1.00	5/8	4.56
	2.00	5/8	6.03
	3.00	5/8	14.29
4.00	5/8	25.48	

Figura 133: Diseño de muro de concreto reforzado para Ejemplo 2.

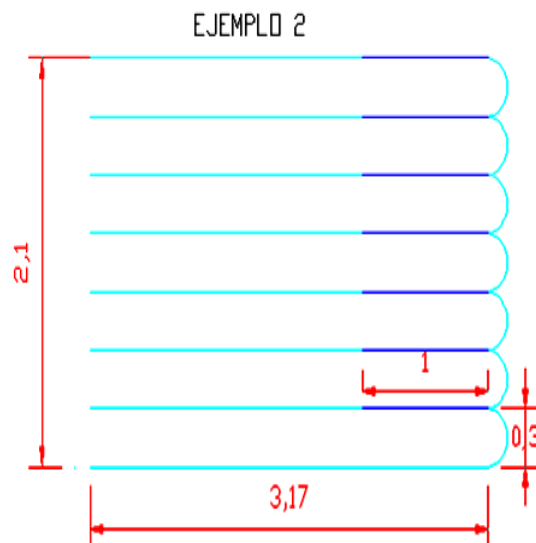


Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada **Ver Anexo 4.**

Tabla 9 : Resultados de Diseño de Muro de Tierra Mecánicamente Estabilizada con Geotextil, Ejemplo 2.

Tadm (KN/m)	10.98	
Sv Escogido [m]	0.30	
Longitud Total Refuerzo	4.47	
Factor de Seguridad al Deslizamiento Estático	2.78	ok
Factor de Seguridad al Volcamiento Estático	8.62	ok
Factor de Seguridad Capacidad Portante	12.95	ok
Factor de Seguridad al Deslizamiento Dinámico	2.24	ok
Factor de Seguridad al Volcamiento Dinámico	6.95	ok

Figura 144: Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geotextil para Ejemplo 2



Ejemplo 3.

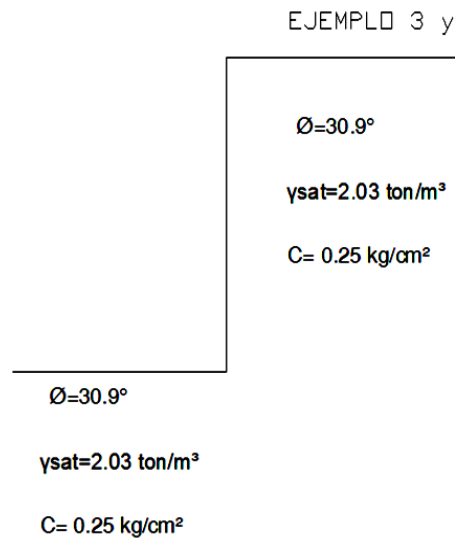
Presentar el mejor diseño de muro de contención, que garantice la estabilidad de un corte de un talud adyacente a una vía para una ampliación, dicho talud tiene una altura de 15 metros. El nivel freático alcanza la altura del muro.

Tipo de suelo base y de relleno: Suelo gravoso

1. Datos obtenidos del estudio de suelos

En la parte superior se encontró suelo gravoso, empleado como suelo de relleno y suelo base.

	Φ [Ángulo de fricción del suelo]	C[cohesión del suelo] [Kg/cm ²]=	γ [Peso específico seco] [ton/m ³]	γ_{sat} [peso saturado][ton/m ³]	B[Inclinación suelo de relleno]
Suelo de relleno	30.9°	0.25	-	2.03	0°
Suelo Base	30.9°	0.25	-	2.03	



Los resultados de diseño de muro de concreto reforzado en voladizo, fueron los siguientes: **Ver Anexo 5.**

Tabla 10 : Resultados de Diseño de Muro de Concreto Reforzado, Ejemplo 3

Resultados de Diseño		
Geometría	H[m]=	8
	tb[m]	0.68
	tt[m]	0.20
	Punta[m]	1.66
	Talón[m]	3.16
	B[m]	5.50
	Espesor base[m]	0.8
	Largo llave[m]	0.48

Tabla 11 : Resultado de Diseño de Seguridad, Ejemplo 3

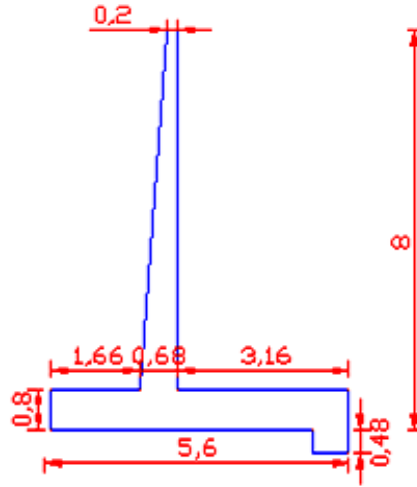
Resultados de Diseño-Seguridad		
F.S. Volcamiento	2.97	OK
F.S.Deslizamiento	1.51	OK

Tabla 12 : Resultados Cantidad de Acero de muro de concreto reforzado, Ejemplo 3

Aceros	ϕ[in]	No Barras	Separación[m]
Punta	½	12	0.11
Talón	½	25	0.10

Tallo o cuerpo	H[m]	ϕ[in]	As[cm2]
	0.00	5/8	0.00
	1.00	5/8	4.86
	2.00	5/8	6.67
	3.00	5/8	10.76
	4.00	5/8	14.35
	5.00	5/8	17.32
	6.00	5/8	19.65
	7.00	5/8	21.33
7.20	5/8	21.30	

Figura 155: Diseño de muro de concreto reforzado en voladizo para Ejemplo 3

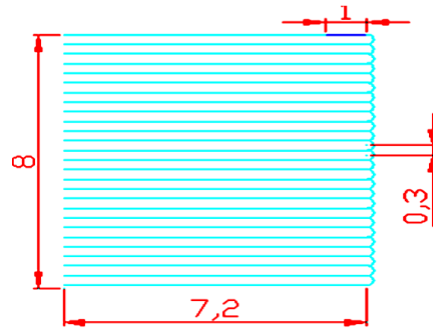


Resultados de diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos **Ver Anexo 6.**

Tabla 13 : Resultados de Diseño de Muro de Tierra Mecánicamente Estabilizada con Geotextil, Ejemplo 3

Tadm (KN/m)	24.24	
Sv Escogido (mts)	0.30	
Longitud Total Refuerzo	8.50	
Factor de Seguridad al Deslizamiento	1.66	ok
Factor de Seguridad al Volcamiento	3.60	ok
Factor de Seguridad Capacidad Portante	8.67	ok
Factor de Seguridad al Deslizameinto	1.31	ok
Factor de Seguridad al Volcamiento	2.84	ok

Figura 166: Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geotextil para Ejemplo 3

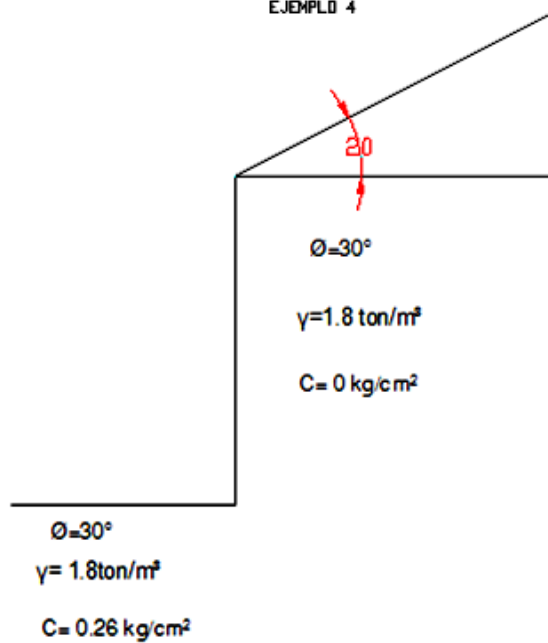


Ejemplo 4.

Diseñar un muro de contención de concreto reforzado y otro de tierra mecánicamente estabilizada con geotextil, para estabilizar el talud encontrado de 10 metros de altura con las siguientes características:

	Φ [Ángulo de fricción del suelo]	C[cohesión del suelo] [Kg/cm ²]=	γ [Peso específico seco] [ton/m ³]	γ_{sat} [peso saturado][ton/m ³]	B[Inclinación suelo de relleno]
Suelo de relleno	30°	0	1.8	-	20°
Suelo Base	30°	0.26	1.8	-	

EJEMPLO 4



Diseño de muro de concreto reforzado, en voladizo **Ver Anexo 7.**

Tabla 14 : Resultados de Diseño de Muro de Concreto Reforzado, Ejemplo 4

Resultados de Diseño		
Geometría	H[m]	10
	tb[m]	2.36
	tt[m]	1.50
	Punta[m]	3.82
	Talón[m]	1.82
	B[m]	8.00
	Espesor base[m]	1.4
	Largo llave[m]	8.00

Tabla 15 : Resultado de Diseño de Seguridad, Ejemplo 4

Resultados de Diseño-Seguridad		
F.S. Volcamiento	2.07	OK
F.S.Deslizamiento	1.97	OK

Tabla 16 : Resultados Cantidad de Acero de muro de concreto reforzado, Ejemplo 4

Aceros	ϕ[in]	No Barras	Separación[m]
Punta	1	10	0.31
Talón	1	5	0.26

Tallo o cuerpo	H[m]	ϕ[in]	As[cm²]
	0.00	5/8	0.00
	1.00	5/8	28.80
	2.00	5/8	30.60
	3.00	5/8	32.40
	4.00	5/8	34.20
	5.00	5/8	36.00
	6.00	5/8	37.80
	7.00	5/8	39.60
	8.00	5/8	41.40
8.60	5/8	49.93	

Resultados de diseño de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos. Ver **Anexo 8**.

Tabla 17 : Resultados de Diseño de Muro de Tierra Mecánicamente Estabilizada con Geotextil, Ejemplo 4

Tadm (KN/m)	24.24
Sv Escogido (mts)	0.25
Longitud Total Refuerzo	9.75
Factor de Seguridad al Deslizamiento Estático	1.65
Factor de Seguridad al Volcamiento Estático	5.23
Factor de Seguridad Capacidad Portante	5.62
Factor de Seguridad al Deslizamiento Dinámico	1.39
Factor de Seguridad al Volcamiento Dinámico	4.40

4. PROCESOS CONSTRUCTIVOS PARA MUROS DE TIERRA MECANICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW) Y MUROS DE CONCRETO REFORZADO

4.1. PROCESO CONSTRUCTIVO PARA MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA (MSEW)

1. Preparación de la fundación

Si encontramos rocas se procede en primera instancia al recorte del frente de roca, a una distancia no inferior a los 2,50 metros más 0.50 m. de separación desde la línea exterior del muro de mampostería, hasta alcanzar el horizonte de transición de la roca sana con el suelo natural. Excavar de 30 a 60cm por debajo del nivel inicial de la primera capa del muro. Si el suelo de fundación es competente no es necesario realizar esta labor. Rellenar con material granular seleccionado, suelo-cemento o un colchón de grava que a la vez evite los ascensos de niveles freáticos, esta determinación debe establecerse por el Ing. diseñador, basándose en el estudio de suelos y teniendo en cuenta las condiciones particulares del proyecto.

Fotografía 2 : Preparación de fundación



Fuente:http://www.um.edu.uy/_upload/_investigacion/web_investigacion_69_murodecontencionensueloreforzado.pdf

2. Construcción del sistema de drenaje

Como cualquier estructura de contención es importante la construcción de sistemas adecuados de drenaje y subdrenaje.

Estructuras de Drenaje: Las estructuras de drenaje son las obras de arte que se construyen paralelas a la construcción del muro o terraplenes, y son las que garantizan el buen manejo del agua de escorrentía superficial minimizando así la infiltración. Estas estructuras pueden ser cunetas, zanjas de coronación, disipadoras, entre otras. La aplicación de este tipo de obras depende de las condiciones particulares de cada sitio.

Estructuras de Subdrenaje: Las estructuras de subdrenaje son aquellas obras necesarias y vitales para el manejo de agua en todos los casos donde se construyen obras de contención de cualquier tipo. Existen dos tipos de subdrenaje, ambos de igual importancia.

- ✓ **Subdrenaje en el Espaldón:** Este subdren es el que se construye en los espaldones del muro y del talud y es el encargado de evitar que se genere presión hidrostática, que puede afectar la estabilidad de la estructura de contención. El subdren chimenea se debe construir con un material granular limpio de finos que este entre. 3/4" y 2 1/2", Material que debe cubrirse con un geotextil no tejido. Normalmente el espesor del subdren chimenea oscila Entre 40 y 80 cm según la cantidad de agua que se estime en el diseño. Este subdren chimenea deberá entregar el agua captada a un subdren longitudinal encargado de la evacuación. Este subdren también se puede construir con un geodrén planar hasta una altura del 90% de la altura total del sistema de contención, el cual entregara el agua captada a un subdren longitudinal que igual que el Planar estará compuesto por un medio filtrante (geotextil no tejido punzonado por agujas), uno drenante (Geored) y como elemento de evacuación una tubería perforada con un diámetro mínimo de 4".

- ✓ **Lloraderos:** Se debe pensar en la instalación de lloraderos para evitar un exceso en las presiones hidrostáticas dentro de la masa de suelo reforzado. A manera de recomendación la separación horizontal entre cada lloradero puede ser de 3.0 m y la vertical de 1.0 m. Su longitud promedio deberá estar alrededor de. De la base del muro (talud) Estos lloraderos pueden ser tuberías perforadas recubiertas con geotextil de 2 1/2"o geodrenes planares. La distribución exacta de los lloraderos debe ser especificada por

el ingeniero diseñador, el cual tendrá en cuenta las condiciones particulares de cada caso.

Fotografía 3 : Construcción de drenajes



Fuente:http://www.um.edu.uy/_upload/_investigacion/web_investigacion_69_murodecontencionensueloreforzado.pdf

3. Colocación del geosintéticos

El rollo de geotextil (geomalla) deberá colocarse con el sentido a partir del cual se realizó el diseño, perpendicular al alineamiento horizontal del muro (talud). Debe asegurarse en el sitio de tal manera que se prevenga cualquier movimiento durante la colocación del material de relleno. El extendido del relleno se hará cuidadosamente para no dañar las láminas, por tongadas de espesor compactado no superior a 0,40 m. Para la compactación podrán utilizarse rodillos lisos o vibratorios, de peso no superior a 5 t. Para la ejecución es necesario un soporte o bastidor frontal que conforma la parte exterior de la lámina. Una vez rellena y compactada la mitad de la altura del escalón. Se ejecuta un machón delantero sobre el que se dobla hacia atrás la lámina para su anclaje. A continuación se vierte y compacta material hasta enrasar con la cara superior del machón. El proceso se continúa análogamente por escalones sucesivos. Una variante consiste en formar el paramento con sacos o gaviones de geotextil, combinados con láminas de alta resistencia bastante separadas en vertical. Teóricamente debería procurarse una mayor densidad de refuerzo (capas más juntas) en las

zonas más tensionadas, típicamente el tercio inferior de la estructura reforzada. Sin embargo, la complejidad del proceso constructivo se evita disponiendo en toda la altura la máxima densidad de refuerzo. Se debe garantizar como mínimo un traslapo de 30cm a lo largo de todos sus bordes. Si se prevé grandes asentamientos en la fundación que puedan originar una separación entre los rollos traslapados, se recomienda la unión mediante una costura en el caso de usar geotextiles.

Fotografía 4 : Colocación del geosintético



Fotografía 5 : Distribución del geosintético



Fuente:http://www.um.edu.uy/_upload/_investigacion/web_investigacion_69_murodecontencionensueloreforzado.pdf

4. Selección y características del relleno

La escogencia del material de relleno detrás de una estructura de contención depende de los materiales disponibles, las condiciones del sitio la carga que se vaya a colocar sobre el relleno y el tipo de muro. El relleno ideal generalmente, es un material drenante, durable, de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales indeseables. Sin embargo la escogencia final del material depende de su costo y disponibilidad contra el costo de utilizar materiales de menor calidad pero de comportamiento aceptable. El relleno detrás de un muro generalmente no debe contener: Turba, material vegetal, maderas, materiales orgánicos o degradables, materiales tóxicos, materiales susceptibles a combustión, caucho, metales, plásticos o materiales sintéticos, lodo, arcillas expansivas, suelos colapsibles o materiales solubles. También el relleno no debe ser químicamente agresivo; por ejemplo la presencia de sulfatos en los suelos puede acelerar el deterioro del concreto o el acero.

5. Colocación del material de relleno

El material deberá colocarse directamente sobre el geosintético, compactando la primera capa de 15cm como mínimo de espesor con equipos manuales (benitines o ranas). Después de esta primera capa el proceso de compactación podrá realizarse, a juicio del ingeniero, mediante la utilización De los compactadores convencionalmente usados en vías.

Fotografía 6 : Distribución de material de relleno



Fuente:http://www.um.edu.uy/_upload/_investigacion/web_investigacion_69_murodecontencionensueloreforzado.pdf

6. Compactación del relleno.

Todos los materiales que se coloquen detrás de estructuras de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados. Al especificar el grado de compactación del relleno y de los filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir. Entre mayor sea el grado de compactación la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad es menor. Generalmente se especifica que la densidad debe cumplir una especificación del 90% de la densidad Proctor modificado para el nivel de los 1.5 metros más alto del relleno y del 95% cuando se requiere pavimentar la superficie arriba del muro. Debe tenerse en cuenta que la compactación produce presiones mayores sobre la estructura, por lo tanto el efecto de la compactación debe tenerse en cuenta en el diseño. Se recomienda que en todos los casos cuando se trabaje en los 60cm más cercanos al borde del muro se trabaje con

compactadores manuales o mecánicos pequeños que puedan suministrar la energía específica necesaria de compactación. Debe demostrarse durante la etapa de diseño o antes de la construcción que los materiales a utilizar cumplen con la especificación. El diseñador debe especificar muy claramente el tipo, número y frecuencia de los ensayos de calidad, permitiendo que los ensayos puedan ser aumentados durante la construcción de acuerdo a la heterogeneidad de los materiales y al tamaño del muro. Cuando el Contratista suministra el material el costo del relleno pueden minimizarse si se le permite una gama amplia de materiales, particularmente cuando materiales de buena calidad pueden encontrarse en la vecindad del sitio de trabajo, por lo tanto la especificación de los rellenos no debe ser demasiado restrictiva.

El uso de rellenos de arcilla no es recomendable debido a los problemas asociados con expansión contracción, y consolidación pero a menudo son los únicos materiales disponibles. Los rellenos de limos uniformes no deben usarse porque esos materiales son prácticamente imposibles de compactar. Los rellenos compuestos de suelos finos, requieren de un drenaje adecuado para evitar la formación de presiones altas de poros. El relleno compuesto de roca fracturada es un material muy bueno para su uso como relleno de muros de contención. Generalmente, deben preferirse los materiales bien gradados y con pocas cantidades de finos. El movimiento o migración de finos debe prevenirse y puede requerirse la construcción de filtros diseñados específicamente para prevenir que el suelo atraviese los enrocados. Se requieren materiales de drenaje libre para llenar las canastas de los gaviones y el interior de los muros criba. Deben establecerse especificaciones particulares para el relleno de estructuras de concreto armado las cuales son muy sensibles a cualquier cambio en las fuerzas generadas por el relleno.

Fotografía 7 : Compactación material de relleno



Fuente:http://www.um.edu.uy/_upload/_investigacion/web_investigacion_69_murodecontencionensueloreforzado.pdf

7. Construcción de las Capas

Para la construcción de las capas del sistema en suelo reforzado es necesario el uso de formaletas, que pueden ser de dos tipos: removibles o fijas. Las formaletas removibles son más económicas que las formaletas fijas pero no permiten obtener una completa verticalidad de la cara del muro o del terraplén si es el caso. Instalar el rollo de geotextil (geomalla) directamente sobre el suelo de fundación o sobre el manto drenante. Para conformar la cara del muro (talud) se utiliza una formaleta sencilla, consistente en una serie de ménsulas metálicas o de madera en forma de "L", que también pueden estar reforzadas con contrafuertes. Su cara vertical está compuesta por un tablón con una altura ligeramente superior a la capa que este conformando. Se debe prever que al menos 1m, de geosintéticos este por fuera de la formaleta, para luego poder conformar el pliegue superior de cada una de las capas de refuerzo. Instalar el material de relleno, según el proceso mencionado en el punto anterior. Construir un Montículo de 30 a 60cm de ancho a partir de la cara del muro (talud). Este se realiza inmediatamente después de haber compactado la primera capa. Este montículo al terminar de compactarlo deberá alcanzar la altura de diseño de la capa a la cual pertenezca. El extremo del geotextil (geomalla) que

se había dejado suelto anteriormente para realizar el pliegue superior, se coloca sobre el montículo. Se coloca mas material de relleno para alcanzar la altura de diseño de la capa, posteriormente compactándolo. Se retira la formaleta, procediendo primero con los tablonos y posteriormente con las ménsulas. Esta misma formaleta Se usa para continuar con las capas superiores. Una vez alcanzada la altura final del muro (talud) se procede a construir su fachada.

Cuando sea inevitable la fluencia de agua al macizo de suelo reforzado, se captará la misma en su trasdós, impidiendo que el agua alcance las armaduras. Cuando sea de temer una infiltración importante de agua o exista el riesgo de penetración accidental en el macizo de productos químicos agresivos. Se colocará por encima de la lámina superior, una membrana interceptora con una ligera pendiente, del 2 al 3%, para recoger y evacuar las infiltraciones. Al final de esta membrana se dispondrá un tubo colector y evacuador de las infiltraciones. Esta membrana estanca deberá poseer la suficiente resistencia a los productos químicos y sus juntas irán soldadas.

Fotografía 8 : Construcción de capas en muro de tierra mecánicamente estabilizada



Fuente:http://www.um.edu.uy/_upload/_investigacion/web_investigacion_69_murodecontencionensueloreforzado.pdf

8. Fachada y Protección del muro

Para proteger el muro de la acción ambiental (radiación ultravioleta), de actos vandálicos o de la posible acción de roedores, éste deberá cubrirse con elementos rígidos o flexibles.

a. Mampostería: Cualquier tipo de bloque para conformar la fachada, la cual no soportará ningún tipo de empuje horizontal originado por el muro reforzado con geotextil. Se deberá verificar el comportamiento estructural de la fachada independientemente al de la estructura en suelo reforzado.

b. Paneles de concreto: Se deberá pensar durante el cálculo de la separación vertical entre capas de refuerzo, la posición para la inclusión de las varillas de anclaje para los paneles. Se recomienda que los pases queden ubicados de tal manera que no vayan a romper el geotextil sobre la cara vertical del muro

c. Recubrimiento con concreto proyectado: Para este tipo de acabados, se debe considerar la utilización de una malla, colocada sobre la cara vertical del muro

d. Para una inclinación de la cara del muro de 70°: Esta se podrá cubrir con vegetación, colocándose como elemento de refuerzo para la vegetación a un geotextil de malla abierta tipo "Ecomatrix", con el fin de permitir que ésta permanezca en su sitio hasta que se desarrolle totalmente la vegetación.

e. Si todas las obras son temporales: Esto es, la duración de la vida útil del muro no comprenderá un período de tiempo mayor a los 6 meses, el geotextil podrá dejarse expuesto.

Fotografía 9 : Fachadas de muro de contención de tierra mecánicamente estabilizada



Fuente:<http://www.freyssinet.com.mx/Downloads/Muros%20de%20Contencion.pdf>

Fotografía 10 : Fachadas de muro de contención de tierra mecánicamente estabilizada



Fuente:<http://www.freyssinet.com.mx/Downloads/Muros%20de%20Contencion.pdf>

PROCESO CONSTRUCTIVO PARA MUROS DE CONCRETO REFORZADO (EN VOLADIZO)

Excavación

Se debe realizar la excavación de los contrafuertes y de las bases de los mismos según lo indicado en los planos.

Cuando el terreno de cimentación no ofrezca las condiciones de resistencia necesarios para soportar las cargas previstas, en los fondos de las excavaciones se construirán bases para la cimentación, ejecutadas en capas de material seleccionado, debidamente niveladas y apisonadas, o en capas de suelo-cemento o en una placa de concreto de solado, para proteger el terreno de fundación. La alternativa escogida, con los detalles y especificaciones correspondientes se suministrarán en los planos y pliegos particulares para cada caso. En todos los casos, los fondos para las bases y para las cimentaciones mismas estarán limpios de barro, agua o materiales extraños.

Fotografía 11 : Excavación



Fuente:http://roquetasdemar.olx.es/escavaciones-y-especialista-en-colocaciones-de-escolleras-muros-de-contencion-balsas-iid-21430829&usg=__xzEEgtEPchHzZGB_yn0Tjx4wykw=&h=469&w=625&sz=37&hl=es&start=55&itbs=1&tbnid=_DHj1Jvv2gNfCM:&tbnh=102&tbnw=136&prev=/images%3Fq%3Dmuros%2Bde%2Bco

ntencion%26start%3D54%26hl%3Des%26sa%3DN%26gbv%3D2%26ndsp%3D18%26tbs%3Disch
:1

Colocación del refuerzo estructural

Tan pronto como el concreto de solado haya fraguado, o la alternativa para proteger el suelo de fundación, se procederá a colocar las varillas de refuerzo de acuerdo con las dimensiones, diámetros y figuración indicados en los planos estructurales, y se procederá a la colocación de formaletas y vaciado del concreto. Y de ser revisado por la supervisión se procederá a su vaciado.

Fotografía 12 : Colocación del refuerzo en muro de contención de concreto reforzado



Fuente:www.grupohidalgo.com.mx/galeria/jqGalScroll/galeria.htm&usg=__JpxX2Ft8noVGWkn3CSH3DpkKbU8=&h=302&w=456&sz=54&hl=es&start=33&itbs=1&tbnid=718u7-Xm9XPRJM:&tbnh=85&tbnw=128&prev=/images%3Fq%3Dmuros%2Bde%2Bcontencion%26start%3D18%26hl%3Des%26sa%3DN%26gbv%3D2%26ndsp%3D18%26tbs%3Disch:1

Vaciado de concreto en cimientos

Se llenará los cimientos de la pantalla del muro para luego dar inicio al armado de la estructura del muro así como a su encofrado del muro. Se tendrá cuidado de dejar la llave de corte en la cimentación del muro para permitir un mejor amarre de este con la pantalla del muro propiamente dicho.

Fotografía 13 : Preparación para vaciado de concreto de cimientos



Fuente:http://arquitecturahuatulco.blogspot.com/2008/06/julio-08-colado.html&usg=__IK0avXcCBMrtf8e4YcQZgGOMSic=&h=240&w=320&sz=35&hl=es&start=64&um=1&itbs=1&tbnid=12-JThy30WyS-M:&tbnh=89&tbnw=118&prev=/images%3Fq%3Dmuros%2Bde%2Bcontencion%2Ben%2Bconcreto%2Breforzado%26start%3D54%26um%3D1%26hl%3Des%26sa%3DN%26rlz%3D1R2ACAW_esCO377%26ndsp%3D18%26tbs%3Disch:1

Encoframiento

Los encofrados tendrán por función confinar el concreto plástico, según los niveles, alineamientos y dimensiones especificados en los planos, debiendo ser lo suficientemente rígidos para resistir sin deformaciones o

desplazamientos, dentro de las condiciones de seguridad requeridas, considerando los esfuerzos a los que se verán sometidos tanto durante la ejecución de la obra como posteriormente al momento de retirarlos.

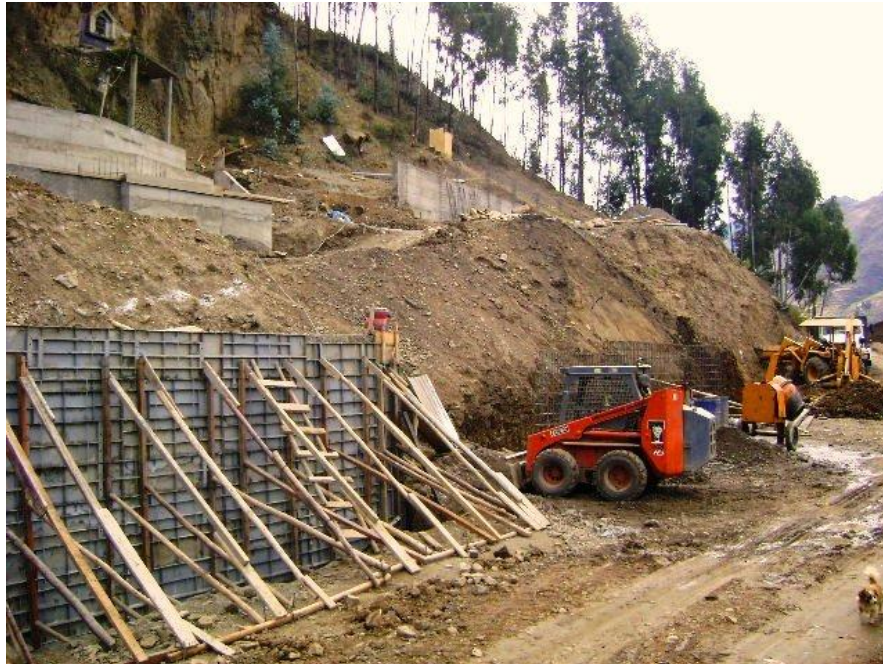
El proyecto y ejecución de los encofrados deberá permitir que el montaje y desencofrado se realicen fácil y gradualmente, sin golpes, vibraciones ni sacudidas; y sin recurrir a herramientas o elementos que pudieren perjudicar la superficie de los elementos de concreto.

La supervisión deberá aprobar el diseño y el proceso constructivo de los encofrados que el contratista propone emplear, sin embargo esto no libera al contratista de su responsabilidad de realizar una adecuada construcción y mantenimiento de los mismos, así como funcionen adecuadamente, debiendo considerar en el diseño tomar un coeficiente aumentativo de impacto. Igual a 50% de empuje del material que deberá ser recibido por el encofrado.

Revisión del encofrado

El material del encofrado en contacto con el concreto deberá estar libre de perforaciones, nudos, rajaduras, alabeos o cualquier defecto que atente contra la apariencia de la estructura terminada.

Fotografía 14 : Encoframiento



Fuente:http://2.bp.blogspot.com/_tls0DvjI2hM/ST3VyPq-aZI/AAAAAAAAAR8/w_ioSB9W8CA/s1600-h/DSC02913.JPG

Limpieza de encofrados

La superficie interna de los encofrados deberá ser limpiada de residuos y cubiertas con un material de lubricación que asegure que no va a producirse adherencia entre el concreto y el encofrado, el material a usarse y su aplicación deberá ser aprobado por la supervisión. Si se empleara pinturas o lacas como agentes protectores de la superficie interna de los encofrados, se deberá aplicar un producto lubricante cuyo tipo sea compatible con la laca empleada.

Los encofrados de madera, previo al vaciado, deberán ser adecuadamente humedecidos y las juntas de unión deberán ser calafateadas de modo de no permitir la fuga de la pasta.

Todo encofrado para volver a ser usado no deberá presentar alabeos ni deformaciones y deberá ser limpiado con cuidado antes de ser colocado.

Vaciado del concreto

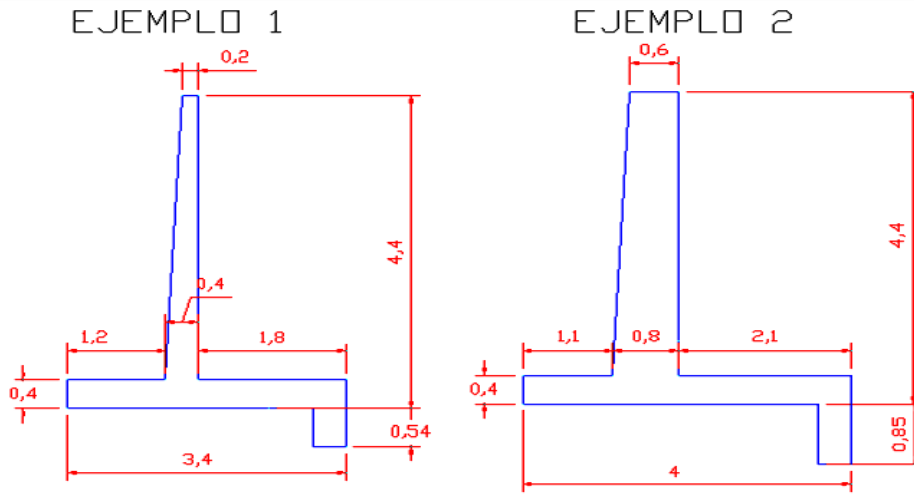
Para el vaciado propiamente del muro se procederá a usar el concreto especificado en el diseño y planos, el cual deberá cumplir con lo especificado en lo indicado a todo lo descrito en su dosificación.

Aplicar concreto pobre

Luego de haber concluido con los trabajos de vaciado del muro de contención y de haber desencofrado se procederá a rellenar con concreto pobre, el especificado ó elegido por el ingeniero. El espacio dejado por la excavación del contrafuerte.

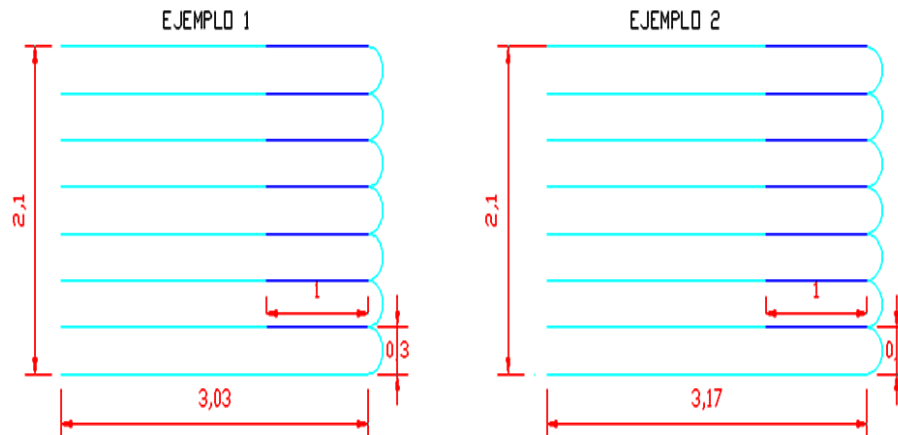
5. COMPARACION ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOTEXTIL Y MUROS DE CONCRETO REFORZADO EN VOLADIZO, CON BASE EN LOS EJEMPLOS PROPUESTOS

5.1 CASO 1. COMPARACIÓN DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL EJEMPLO 1 Y 2.



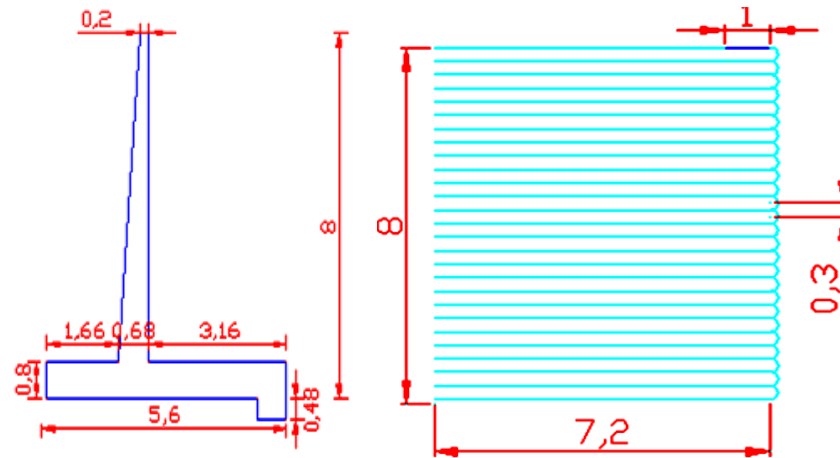
Se observa que al tener nivel freático, aumenta considerablemente las dimensiones del muro, al igual que el acero de refuerzo.

5.2 CASO 2. COMPARACIÓN DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOTEXTIL PARA EL EJEMPLO 1 Y 2.



Las dimensiones aumentan cuando el suelo de relleno está completamente saturado.

5.3 CASO 3. COMPARACIÓN DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOTEXTIL Y MURO DE CONCRETO REFORZADO PARA EL EJEMPLO 3.



Se observa que el muro de tierra mecánicamente estabilizada, ocupa mucho más espacio que el de concreto reforzado, ocupa cerca de 5.5 m más que el de concreto.

Se aventaja el muro de concreto reforzado ya que sobre la longitud de la punta se puede poner suelo, que ayudara a evitar el deslizamiento, produciendo una presión pasiva.

5.4 CASO 4. COMPARACIÓN DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOTEXTIL Y MURO DE CONCRETO REFORZADO PARA EL EJEMPLO 4.

Resultados de muro de tierra mecánicamente estabilizada para ejemplo 4.

Tadm (KN/m)	24.24
Sv Escogido (mts)	0.25
Longitud Total Refuerzo	9.75
Factor de Seguridad al Deslizamiento Estático	1.65
Factor de Seguridad al Volcamiento Estático	5.23
Factor de Seguridad Capacidad Portante	5.62
Factor de Seguridad al Deslizamiento Dinámico	1.39
Factor de Seguridad al Volcamiento Dinámico	4.40

Resultados de muro de concreto reforzado para ejemplo 4.

Resultados de Diseño		
	H[m]	10
Geometria	tb[m]	2.36
	tt[m]	1.50
	Punta[m]	3.82
	Talón[m]	1.82
	B[m]	8.00
	Espesor base[m]	1.4
	Largo llave[m]	8.00
Resultados de Diseño-Seguridad		
F.S. Volcamiento	2.07	OK
F.S.Deslizamiento	1.97	OK

Se observa que el factor de seguridad al deslizamiento es menor para el diseño de tierra mecánicamente estabilizada, sucede lo contrario con el factor de seguridad al volcamiento

Las dimensiones para muros de concreto reforzado en voladizo, se salen del rango de diseño dado en la guía, para el dimensionamiento de la base de 0.4H a 0.7H, para muros mayores a 10 metros.

- **MURO DE CONTENCION DE CONCRETO REFORZADO.**

VENTAJAS

- En cuanto al problema de deslizamiento este tiene como ventaja el diseño de la llave.

- La base del muro se distribuye en talón y pie el cual necesita una menor área de corte en situaciones de un talud adyacente a una vía.

DESVENTAJAS

- Si el suelo de fundación es malo este implica un muro con mayor tamaño el cual generaría un mayor costo.
- Los cálculos son mucho más complejos ya que esta lleva los cálculos de refuerzo.
- **MURO DE CONTENCIÓN EN TIERRA MECANICAMENTE ESTABILIZADA CON GEOSINTÉTICO.**

VENTAJAS

- Más fácil de diseñar porque son menores cálculos.
- El Suelo utilizado como relleno puede ser el del sitio de construcción si cumple con la característica produciendo un menor costo.

DESVENTAJAS

- La base del muro debe ser por recomendación $85\%h$ y en situaciones puede ser muy costoso cumplir esta especificación para muros muy altos.
- Tener un refuerzo con las condiciones necesarias en el lugar esto puede generar un costo alto conseguirlo.

6. CONCLUSIONES

- Se observó en el diseño de muros de concreto reforzado (en voladizo), con alturas mayores a 10 metros, no cumple el rango dado de diseño de $0.4H$ a $0.7H$ para dimensionar la base; debido que para estabilizarlos se debe colocar una base aproximada a la misma altura del muro.
- Se observó que la inestabilidad al deslizamiento es el caso más presentado, para los diferentes casos. Dado que para muros de contención de concreto reforzado en voladizo, se puede solucionar con una llave o tacón, sin necesidad de aumentar las dimensiones y volumen del muro, a diferencia del muro de tierra mecánicamente estabilizada.
- Una desventaja en muros de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos, se presenta con respecto a la longitud de la base recomendable que es del $0.85H$, la cual en muros altos, en un talud a ser cortado, necesitarían un área de base y un volumen de corte demasiado grande.
- Se observó que los muros de tierra mecánicamente estabilizadas con geosintéticos, tienen mejor campo de acción en taludes de relleno ya que en estos casos se puede garantizar el espacio necesario de la base.
- Es difícil determinar bajo estos parámetros una respuesta única, ya que estas varían dependiendo del tipo de suelo, la localización del muro y disponibilidad en la zona para acceder a estos materiales. Se puede observar que en ocasiones un tipo de muro es más económico que otro, pero construir en zonas determinadas es más complicado, por lo tanto muchas veces es mejor construir lo práctico y no lo económico.
- Se observó que para muros de concreto reforzado con suelo de relleno completamente saturado, caso extremo, y alturas mayores a 10 metros, presenta esfuerzos cortantes muy elevados, donde se sobredimensiona la

base del muro, que no entran en el rango de dimensionamiento de la guía base.

- Se observó teóricamente que en el proceso constructivo, los muros de contención de tierra mecánicamente estabilizada, tienen como ventaja la reutilización del suelo de la zona, siempre y cuando el suelo cumpla con los requisitos y características esperadas para el diseño.
- Comparando los dos procesos constructivos, en cuestión de tiempo, se observó que el muro de tierra armada es más eficaz, que el de concreto reforzado en voladizo, ya que no necesita encofrado, figurado y amarre del acero, y no necesita la espera del fraguado del concreto.

7. RECOMENDACIONES:

- Realizar los respectivos programas y guías de diseño, para los distintos muros de contención, que no se tuvieron en cuenta en este estudio, con el fin de comparar y dar una opción más acertada para las diversas situaciones.
- Implementar los programas de diseño, incluyendo las diferentes teorías, para obtener las presiones que debe soportar el muro; donde el usuario, pueda elegir la teoría a usar.

BIBLIOGRAFIA

- BOWLES, Joseph. FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. New York, 1968.
- CONSTRUMÁTICA. Geotextiles. (en línea). <http://www.construmatica.com/construpedia/Geotextiles>. (Acceso: Abril 3 de 2010).
- ROJAS, Silvio. DISEÑO DE TIERRA ARMADA, Parte III Geotextiles. Universidad de los ANDES; Mérida Venezuela.
- SUAREZ, Jaime. DESLIZAMIENTOS: TECNICAS DE REMEDIACION, www.erosion.com.co
- TORRES BELANDRIA, Rafael Angel. ANALISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO. Universidad de los ANDES; Mérida Venezuela, 2008.

ANEXOS

Anexo 1 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de contención de concreto reforzado en voladizo, para Ejemplo 1.

1. Inserte datos conocidos

Datos iniciales		
Altura del muro	H[m]	4.4
Número de capas del suelo	N[m]	1
Altura del Nivel Freático	N.F.[m]	9
SOBRECARGA	W[ton/m2]	2.5

Inserte datos en la capa 1

Inclinación del suelo	$\beta=$	26.56
inclinación de la cara interna del muro	$\Theta=$	0
Capa 1	$\varphi=$	36
	γ [ton/m3]=	1.8
	Altura capa[m]=	4.4
	c[Kg/cm2]=	0
	No hay γ_{sat}	0

Concreto	$f'c$ [Mpa]=	21
	f_y [Mpa]=	420
	Peso concreto[ton/m3]=	2.4

Asumir:	Espesor base[m]=	0.4
Cara frontal del tallo	Inclinación =	0.05

Suelo Base de fundación	c[Kg/cm2]=	0.26
	$\varphi=$	36
	γ_{sat} [ton/m3]=	2.02
	γ [ton/m3]=	1.8
	Altura capa Df[m]=	0
	Qadmisible[Kg/cm2]=	3

Ka1=	0.36
Ka4	0.36

2. Predimensionamiento del tallo

Cálculo de los coeficientes de presión activa K_a , de las diferentes capas del suelo de relleno y del suelo base.

$K_{a1} =$	0.36
K_{a4}	0.36

Presiones ejercidas por el suelo, donde fricciona el suelo de relleno y el tallo del muro.

PARA UNA CAPA CON NIVEL FREATICO		
Presiones[ton/m ²]	Altura[m]	
Pa1	0.90	0.00
Pa2	3.75	4.40

Q verdadero[ton/m]=	10.22
----------------------------	-------

Calculando el cortante admisible

V_{cP}[ton/m²]=	42.17
---	-------

Predimensionamiento del tallo:

$t_b[m] =$	0.24
$t_t[m] =$	0.04

Recalculando

$t_t[m] =$	0.20
$t_b[m] =$	0.40

*Se debe tener en cuenta que el programa calcula las presiones dependiendo del número de capas digitadas al principio.

*Los datos de las casillas verdes son datos obtenidos por los cálculos del programa.

3. Pre dimensionamiento de la base (punta y talón)

Cálculo de la longitud de la base B

B[m2]=	6.96
--------	------

B[ft2]	74.94
--------	-------

Combinaciones posibles de la figura

b[ft]=	6.56
a[ft]=	4.59
b[m]=	2.00
a[m]=	1.40

B[m]=	3.40
Punta[m]=	1.20
Talón[m]=	1.80

4. Cálculo de la estabilidad del Muro.

4.1. Cálculo del empuje activo

PARA UNA CAPA		
Presiones[ton/m2]	Altura[m]	
Pa1	0.90	0.00
Pa2	4.33	5.30

Pa verdadero[ton/m]=	13.85
----------------------	-------

Hallando el punto de aplicación de Pa

Yc para una capa[m]=	2.07
----------------------	------

4.2. Cálculo de presión ejercida por el agua y su punto de aplicación.

Pw[ton/m]=	0.00
Yw[m]=	0.00

No hay presión ejercida por el agua, debido que no se encontró nivel freático en dicha capa.

4.3. Cálculo de la fuerza sísmica y su punto de aplicación

Cálculo de la fuerza sísmica y su punto de aplicación

Aa	0.25
Aah	0.13
Aav	0.09
ψ	7.80

Δ	24
KAE	0.66
$\Delta_{pae}[\text{ton/m}]$	4.81

Datos reales

$Y_{ae}[\text{m}]$	3.53
$\Delta_{pae}[\text{ton/m}]$	4.81
H	4.40

Fuerza sísmica del peso propio del muro

FSPP	0.77
Y_{cg}	1.13

5. Chequeo a la resistencia de Volcamiento

Fuerzas desestabilizantes

Fzas Desestabilizantes	$\Sigma Fd[\text{ton}]$	$Yi[\text{m}]$	$Pi \times Yi$
Pa o componente de Pa	12.39	2.07	25.65
Δpae	4.30	3.53	15.19
FSP	0.77	1.13	0.87
Pw	0.00	0.00	0.00
$\Sigma Fd[\text{ton}] =$	17.46	$\Sigma Md[\text{ton} \cdot \text{m}] =$	41.71

Fuerzas resistentes

Fzas Resistentes	$\Sigma Fr[\text{ton}]$	Yi	$Pi \times Yi$
Parte del tallo rect	1.95	1.33	2.60
Parte del tallo triang	0.96	1.50	1.44
Base	3.26	1.70	5.55
Sobrecarga	5.00	2.50	12.51
Suelo1	14.40	2.50	36.02
Suelo2	0.00	0.00	0.00
Suelo3	0.00	0.00	0.00
Comp. Vertical de Pa	6.19	3.40	21.06
Comp. Vertical de Δpae	2.15	3.40	7.31
$\Sigma Fr[\text{ton}] =$	33.92	$\Sigma Mr[\text{ton} \cdot \text{m}] =$	86.48

5.1. Calculo del factor de seguridad de volcamiento:

F.S (volcamiento)=	2.07	>	2.00	CUMPLE
---------------------------	------	---	------	---------------

5.2. Chequeo de la excentricidad

Momento Neto[ton*m]=	44.78	
$\dot{X}[\text{m}] =$	1.32	CUMPLE
Excentricidad de la resultante[m]=	0.38	CUMPLE

6. Chequeo a la resistencia de deslizamiento

Chequeo a la resistencia al deslizamiento

Kp=	2.78
------------	------

Presiones[ton/m2]		Altura[m]
Pp1	8.67	0.00
Pp2	8.67	0.00

Pp [ton/m]	0.00
-------------------	------

Pp [ton/m]=	0.00		
Ff [ton/m]=	21.73		
ΣFr [ton/m]=	21.73		
F.S(deslizamiento)=	1.24	<	1.50 NO CUMPLE , Debe diseñar una llave

Como el factor de seguridad es menor a 1.5, se debe diseñar una llave o tacón.

V/H=	1.94
Θ=	9.00
BtanΘ[m]=	0.54

Presiones[ton/m2]		Altura[m]
Pp1	8.67	0.00
Pp2	11.37	0.54

Pp [ton/m]	5.40
-------------------	-------------

Recalculando el Factor de Seguridad (F.S) al deslizamiento:

Replanteando el F.S(deslizamiento)=	
$\Sigma Fr=[\text{ton/m}]$	27.13
F.S(deslizamiento)=	1.55

CUMPLE

7. Calculo de los esfuerzos en el extremo izquierdo de la punta y el extremo derecho del talón

q punta[ton/m]=	16.67	<	qadm[ton/m]=	30.00	CUMPLE
q talón[ton/m]=	3.29	<	qadm[ton/m]=	30.00	CUMPLE

8. Calculo del refuerzo para la punta y el talón

Peso suelo base=	0.00
qf[ton/m] punta =	0.96
qh[ton/m] talón=	8.97

En la punta

q=	15.71	-	3.94	x	
Q=	15.71	X	-	1.97	x ²
M=	-7.86	x ²	+	0.66	x ³

En el Talón

Peso suelo base= 14.40

q=	5.68	-	3.94	X	
Q=	5.68	x	-	1.97	x ²
M=	-2.84	x ²	+	0.66	x ³

8.1. Evaluación de cortante y momentos en el extremo derecho de la punta y el extremo izquierdo del talón.

Para la punta:

Evaluando en x[m]=	1.20
Q=	16.00
M=	-10.15
M AMPLIFICADO	-16.24

Para el talón:

Evaluando en x[m]=	1.80
Q=	3.86
M=	-5.38
M AMPLIFICADO	-8.60

8.2. Cálculo del Área de refuerzo del tallo, talón y punta
CHEQUEO DEL CORTANTE - DISEÑO A FLEXIÓN

Recubrimiento[m]=	0.05			
ϕ [in]	$\frac{1}{2}$			
Diámetro barra[m]=	0.0127			
d[m]=	0.34			
v[ton]talón=	11.22	<	VcP[ton/m²]=	42.17
Área de barra[cm²]=	1.27			CUMPLE

VC [ton]	22.43	CUMPLE
----------	-------	---------------

Punta	
k[ton/cm²]=	0.0138
M=	23.53
ρ =	0.0034
As punta[cm²]=	13.65
No Barras punta=	10.77
Separación pta[m]=	0.08

CUMPLE

Talón	
K[ton/cm2]=	0.0073
M=	23.53
ρ =	0.0018
As Talón[cm2]=	7.20
No Barras talón=	5.68
Separación talón[m]=	0.24

CUMPLE

9. Cálculo del acero del tallo

ϕ [in]	5/8											M	23.53
Diámetro barra[m]	0.0159											SOLICITACIONES MAXIMA	
H(m)	pa	pa	EMPUJE	MOMENTO	EMPUJE AMPLIFICAD O	MOMENTO AMPLIFICAD O	hb(m)	d(m)	Φ_{vc}	K[ton/cm2]=	ρ	As Tallo[cm2]=	
0.00	0.90	0.90	0.00		0.00	0.00	0.20	0.15	10.00	0.0000	0.0000	0.00	
1.00	1.55	1.55	1.29	0.64	2.06	1.03	0.25	0.20	13.27	0.0025	0.0018	4.56	
2.00	2.19	2.19	4.38	3.48	7.01	5.56	0.30	0.25	16.53	0.0087	0.0021	6.43	
3.00	2.84	2.84	8.20	9.80	13.12	15.68	0.35	0.30	19.79	0.0171	0.0043	15.10	
4.00	3.49	3.49	12.75	20.40	20.40	32.65	0.40	0.35	23.06	0.0262	0.0068	27.30	

Anexo 2 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de contención de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos, para Ejemplo 1.

1. DETERMINAR LA GEOMETRÍA DEL MURO

Geometría del muro	
altura máxima	2
inclinación de la cara	Vertical
NUMERO DE REFUERZOS	1
Θ	0
β	0

2. INSERTAR DATOS CONOCIDOS

Suelo de material de relleno	
C'[T/M2]	1
Φ' [GRADOS]	36
γ_t [T/M3]	1.8
γ_t sat[T/M3]	

Suelo de ladera	
C'[T/M2]	1
Φ' [GRADOS]	36
γ_t [T/M3]	1.8
γ_t sat[T/M3]	

Ka	0.259616184
Δ	24

EVALUACIÓN DE CARGA	
q (t/m2)	6

Factor de seguridad	
Fs	1.3

3. INSERTAR LOS DATOS DEL MATERIAL DE REFUERZO

DATOS DEL MATERIAL DE REFUERZO
$T_{adm} = (T_{ult} / (F_{rid} * F_{Rf1} * F_{Rdqb}))$

REFUERZO 1		
Tult[KN/M]	29	
FRid	1.2	
FRfl	2.2	
FRdqb	1	
	KN/m	T/m
Tadm	10.98484848	1.098484848

4. DETERMINAR LA ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO

CAPA CON GEOTEXTIL	
inicio de la capa	0.2
fin de la capa	2
σ_h	1.65
σ_h	2.07
Σh	2.49
separación vertical	
Sv	0.51
Sv	0.41
Sv	0.34
sv verdadero	0.34
sv escogido	0.30
N capas	6.00
longitud geométrica de la zona de falla	
Lg	0.92
Lg	0.46
Lg	0.00
longitud de empotramiento de la capa	

Le	2.11
Le	1.00
Le	1.00
longitud de refuerzo	
LT	4.33
LT	2.76
LT	2.30
LT	4.33
L	3.03
LT	4.33

5. ANALISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA POR CARGAS ESTÁTICA

- ESTABILIDAD DE DESLIZAMIENTO

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA	
B	3.027325287
Estabilidad de deslizamiento	
fuerza cortante	
F.C.	13.24
relleno de confinamiento	
pa	0.93
Sobrecarga	
psc	3.12
Factor de seguridad al deslizamiento	

Fsd	3.27	SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO
------------	-------------	--

- ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

ANALISIS DE ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO		
momento generado por sobrecarga		
MSC	27.49	
Momento generado por el propio peso del muro		
MPM	16.50	
Determinación de los momentos actuantes		
Momento generado por la presión lateral de tierras		
MPT	0.62	
Momento generado por la sobrecarga		
MSC	3.12	
Factor de seguridad al volcamiento		
FSV	11.77	SI ES ESTABLE POR VOLCAMIENTO

- CAPACIDAD PORTANTE

Capacidad Portante		
Nc	50.58547264	
Nq	37.75249717	
Ny	40.05337831	
h profund cimentación	0.5	
Qult	193.69	
Qaplicado	9.60	

FSCP	20.18	SI SOPORTA EL PESO DEL MURO
-------------	--------------	------------------------------------

6. ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGAS DINAMICAS

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGA DINAMICA		
Aa	0.25	
ah	0.125	
av	0.0875	
Ψ	7.80	
Kas	0.32	
Estabilidad de deslizamiento		
fuerza cortante		
F.C.	13.24	
relleno de confinamiento		
pa	1.16	
Sobrecarga		
psc	3.86	
Factor de seguridad al deslizamiento		
Fsd	2.64	SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO

- ESTABILIDAD DE DESLIZAMIENTO POR CARGA DINÁMICA

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGA DINAMICA		
Aa	0.25	
ah	0.125	
av	0.0875	
Ψ	7.80	
Kas	0.32	
estabilidad de deslizamiento		
fuerza cortante		
F.C.	13.24	
relleno de confinamiento		
pa	1.16	
Sobrecarga		
psc	3.86	
factor de seguridad al deslizamiento		
Fsd	2.64	SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO

- ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO PARA CARGAS DINAMICAS

ANALISIS DE ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO		
momento generado por sobrecarga		
MSC	27.49	
Momento generado por el propio peso del muro		
MPM	16.50	

Determinación de los momentos actuantes		
Momento generado por la presión lateral de tierras		
MPT	0.77	
Momento generado por la sobrecarga		
MSC	3.86	
Factor de seguridad al volcamiento		
FSV	9.50	SI ES ESTABLE POR VOLCAMIENTO

Anexo 3 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de concreto reforzado en voladizo, para Ejemplo 2.

1. Inserte datos conocidos

Datos iniciales		
Altura del muro	H[m]	4.4
Número de capas del suelo	N[m]	1
Altura del Nivel Freático	N.F.[m]	0
SOBRECARGA	W[ton/m ²]	2.5

Inclinación del suelo	$\beta=$	26.56
inclinación de la cara interna del muro	Θ	0
Capa 1	$\varphi=$	36
	γ [ton/m ³]=	1.8
	Altura capa[m]=	4.4
	c[Kg/cm ²]=	0
	γ_{sat} [ton/m ³]	2.04
Inserte la altura del límite superior de la capa a la altura del N.F		0

Concreto	f'c[Mpa]=	21
	fy[Mpa]=	420
	Peso concreto[ton/m ³]=	2.4

Asumir:	Espesor base[m]=	0.4
Cara frontal del tallo	Inclinación =	0.05

Suelo base de fundación	$c[\text{Kg}/\text{cm}^2]=$	0.26
	$\varphi=$	36
	$\gamma_{\text{sat}}[\text{ton}/\text{m}^3]=$	2.02
	$\gamma[\text{ton}/\text{m}^3]=$	1.8
	Altura capa $D_f[\text{m}]=$	0
	$Q_{\text{admisible}}[\text{Kg}/\text{cm}^2]=$	3

2. Predimensionamiento del tallo

Cálculo de los coeficientes de presión activa K_a , de las diferentes capas del suelo de relleno y del suelo base.

$K_{a1}=$	0.36
$K_{a4}=$	0.36

Presiones ejercidas por el suelo, donde fricciona el suelo de relleno y el tallo del muro.

PARA UNA CAPA CON NIVEL FREATICO		
	Presiones[ton/m ²]	Altura[m]
Pa1	0.90	0.00
Pa2	2.54	4.40

Q verdadero[ton/m]=	7.58
-----------------------	------

Calculando el cortante admisible

$V_c P[\text{ton}/\text{m}^2]=$	42.17
---------------------------------	-------

Predimensionamiento del tallo:

$t_b[\text{m}]=$	0.18
$t_t[\text{m}]=$	-0.02

Recalculando

tt[m]=	0.20
tb[m]=	0.40

*Se debe tener en cuenta que el programa calcula las presiones dependiendo del número de capas digitadas al principio.

*Los datos de las casillas verdes son datos obtenidos por los cálculos del programa.

3. Pre dimensionamiento de la base (punta y talón)

Cálculo de la longitud de la base B

B[m2]=	6.96
--------	------

B[ft2]	74.94
--------	-------

Combinaciones posibles de la figura

b[ft]=	8.20
a[ft]=	4.27
b[m]=	2.50
a[m]=	1.30

Probando con las siguientes longitudes de :

B[m]=	3.80
Punta[m]=	1.10
Talón[m]=	2.30

4. Cálculo de la estabilidad del Muro.

4.1. Cálculo del empuje activo

Calculando la estabilidad del muro

PARA UNA CAPA		
	Presiones[ton/m2]	Altura[m]
Pa1	0.90	0.00
Pa2	0.90	1.15
Pa3	2.54	5.55

Pa verdadero[ton/m]=	8.61
-----------------------------	-------------

Hallando el pto de aplicación de Pa

Yc para una capa[m]=	2.22
-----------------------------	------

Fuerza y punto de aplicación verdadero

Pa[ton/m]=	8.61
Yc[m]=	2.22

4.2. Calculo de presión ejercida por el agua y su punto de aplicación.

Pw[ton/m]=	9.68
Yw[m]=	1.47

4.3. Calculo de la fuerza sísmica y su punto de aplicación

Cálculo de la fuerza sísmica y su punto de aplicación

Aa	0.25
Aah	0.13
Aav	0.09
ψ	7.80

δ	24
KAE	0.66
Δpae[ton/m]=	6.70

Datos reales

Yae[m]=	3.70
Δpae[ton/m]=	6.70
H	4.40

Fuerza sísmica del peso propio del muro

FSPP	0.82
Ycg	1.08

5.

6. Chequeo a la resistencia de Volcamiento
Fuerzas desestabilizantes

Fzas Desestabilizantes	$\Sigma F_d[\text{ton}]$	$Y_i[\text{m}]$	$P_i \times Y_i$
Pa o componente de Pa	7.70	2.22	17.13
Δp_{ae}	5.99	3.70	22.18
FSP	0.82	1.08	0.88
P_w	9.68	1.47	14.20
$\Sigma F_d[\text{ton}] =$	24.19	$\Sigma M_d[\text{ton} \cdot \text{m}] =$	54.38

Fuerzas resistentes

Fzas Resistentes	$\Sigma F_r[\text{ton}]$	Y_i	$P_i \times Y_i$
Parte del tallo rect	1.95	1.23	2.40
Parte del tallo triang	0.96	1.40	1.34
Base	3.65	1.90	6.93
Sobrecarga	6.25	2.65	16.58
Suelo1	21.13	2.65	56.02
Suelo2	0.00	0.00	0.00
Suelo3	0.00	0.00	0.00
Comp. Vertical de Pa	3.85	3.80	14.63
Comp. Vertical de Δp_{ae}	3.00	3.80	11.39
$\Sigma F_r[\text{ton}] =$	40.79	$\Sigma M_r[\text{ton} \cdot \text{m}] =$	109.28

6.1. Calculo del factor de seguridad de volcamiento:

F.S (volcamiento)=	2.01	>	2.00	CUMPLE
---------------------------	------	---	------	---------------

6.2. Chequeo de la excentricidad

Momento Neto[ton*m]=	54.90	
$\dot{X}[\text{m}] =$	1.35	CUMPLE
Excentricidad de la resultante[m]=	0.55	CUMPLE

7. Chequeo a la resistencia de deslizamiento

$K_p =$	2.78
---------------------------	------

Presiones[ton/m ²]		Altura[m]
Pp1	8.67	0.00
Pp2	8.67	0.00

Pp [ton/m]	0.00
------------	------

Pp[ton/m]=	0.00		
Ff[ton/m]=	25.57		
ΣFr[ton/m]=	25.57		
F.S(deslizamiento)=	1.06	<	1.50 NO CUMPLE, Debe diseñar una llave

Como el factor de seguridad es menor a 1.5, se debe diseñar una llave o tacón.

Diseñando la llave SIN PP

V/H=	1.69
θ=	10.00
Btanθ[m]=	0.67

Presiones[ton/m ²]		Altura[m]
Pp1	8.67	0.00
Pp2	11.71	1.07

Pp [ton/m]	10.90
------------	-------

Recalculando el Factor de Seguridad (F.S) al deslizamiento:

Replantando el F.S(deslizamiento)=	
ΣFr=[ton/m]	36.47
F.S(deslizamiento)=	1.51

CUMPLE

8. Calculo de los esfuerzos en el extremo izquierdo de la punta y el extremo derecho del talón

q punta[ton/m]=	20.13	<	qadm[ton/m]=	30.00	CUMPLE
q talón[ton/m]=	1.34	<	qadm[ton/m]=	30.00	CUMPLE

9. Calculo del refuerzo para la punta y el talón

FACTOR MAYORACION	1.60
--------------------------	------

Peso suelo base=	0.00
qf[ton/m] punta =	0.96
qh[ton/m] talón=	10.15

Peso suelo base=	0.00
qf[ton/m] punta =	0.96
qh[ton/m] talón=	8.97

En la punta

q=	19.17	-	4.94	X	
Q=	19.17	X	-	2.47	x ²
M=	-9.58	x ²	+	0.82	x ³

En el Talón

Peso suelo base= 21.13

q=	8.81	-	4.94	X	
Q=	8.81	X	-	2.47	x ²
M=	-4.41	x ²	+	0.82	x ³

9.1. Evaluación de cortante y momentos en el extremo derecho de la punta y el extremo izquierdo del talón.

Para la punta:

Evaluando en x[m]=	1.10
Q=	18.07
M=	-10.47
M AMPLIFICADO	-16.75

Para el talón:

Evaluando en x[m]=	2.30
Q=	7.20
M=	-13.27
M AMPLIFICADO	-21.23

9.2. Calculo del Área de refuerzo del talón y punta

Punta	
K [ton/cm ²]=	0.0147
M=	23.53
ρ=	0.0037
As punta [cm ²]=	14.65
No Barras punta=	3
Separación punta [m]=	0.24

CUMPLE

Talón	
K [ton/cm ²]=	0.0187
M=	23.53
ρ=	0.0047
As Talón [cm ²]=	18.81
No Barras talón=	4
Separación talón [m]=	0.45

CUMPLE

10. Cálculo del acero del tallo

ϕ [in]	5/8						M	23.53					
Diámetro barra[m] =	0.0159						SOLICITACIONES MAXIMA						
H(mts)	Pa	pa	EMPUJE	MOMENTO	EMPUJE AMPLIFICADO	MOMENTO AMPLIFICADO	hb(mts)	d(mts)	Φ_{vc}	K[ton/cm2] =	ρ	As Tallo[cm2]=	
0.00	0.90	0.90	0.00		0.00	0.00	0.20	0.15	10.00	0.0000	0.0000	0.00	
1.00	1.27	1.27	1.15	0.57	1.83	0.92	0.25	0.20	13.27	0.0022	0.0018	4.56	
2.00	1.65	1.65	4.24	3.27	6.79	5.23	0.30	0.25	16.53	0.0082	0.0020	6.03	
3.00	2.02	2.02	7.77	9.30	12.43	14.88	0.35	0.30	19.79	0.0162	0.0040	14.29	
4.00	2.39	2.39	11.71	19.16	18.74	30.65	0.40	0.35	23.06	0.0246	0.0063	25.48	

Anexo 4 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de contención de tierra mecánicamente estabilizada reforzada con geosintéticos, para Ejemplo 2.

1. DETERMINAR LA GEOMETRÍA DEL MURO

Geometría del muro	
altura máxima	2
inclinación de la cara	Vertical
NUMERO DE REFUERZOS	1
θ	0
β	0

2. INSERTAR DATOS CONOCIDOS

suelo de material de relleno	
C'[T/M2]	1
Φ' [GRADOS]	36
γ_t [T/M3]	1.8
γ_t sat[T/M3]	2.04

suelo de ladera	
C'[T/M2]	1
Φ' [GRADOS]	36
γ_t [T/M3]	1.8
γ_t sat[T/M3]	2.04

Ka	0.259616184
Δ	24

EVALUCION DE CARGA	
q (t/m2)	6

factor de seguridad	
Fs	1.3

3. INSERTAR DATOS DEL MATERIAL DE REFUERZO

DATOS DEL MATERIAL DE REFUERZO
$T_{adm} = (T_{ult} / (F_{rid} * F_{Rf1} * F_{Rdqb}))$

REFUERZO 1

Tult[KN/M]	29	
FRid	1.2	
FRfl	2.2	
FRdqb	1	
	KN/m	T/m
Tadm	10.98484848	1.098484848

4. DETERMINAR LA ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO

CAPA CON GEOTEXTIL	
inicio de la capa	0.2
fin de la capa	2
σ_h	1.66
σ_h	2.14
Σ_h	2.62
separación vertical	
sv	0.51
sv	0.39
sv	0.32
sv verdadero	0.32
sv escogido	0.30
N capas	6.00
longitud geométrica de la zona de falla	
Lg	0.92
Lg	0.46
Lg	0.00
longitud de empotramiento de la capa	
Le	1.95
Le	1.00
Le	1.00

longitud de refuerzo	
LT	4.17
LT	2.76
LT	2.30
LT	4.17
L	2.87
LT	4.17

5. ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA POR CARGA ESTATICA

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA	
B	2.86721143
estabilidad de deslizamiento	
fuerza cortante	
F.C.	15.73
relleno de confinamiento	
Pa	2.54
Sobrecarga	
Psc	3.12
factor de seguridad al deslizamiento	
Fsd	2.78
SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO	

ANALISIS DE ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO	
momento generado por sobrecarga	
MSC	24.66
Momento generado por el propio peso del muro	

MPM	16.77	
Determinación de los momentos actuantes		
Momento generado por la presión lateral de tierras		
MPT	1.69	
Momento generado por la sobrecarga		
MSC	3.12	
Factor de seguridad al volcamiento		
FSV	8.62	SI ES ESTABLE POR VOLCAMIENTO

Capacidad Portante		
Nc	50.58547264	
Nq	37.75249717	
Ny	40.05337831	
h profund cimentación	0.5	
Qult	130.50	
Qaplicado	10.08	
FSCP	12.95	SI SOPORTA EL PESO DEL MURO

6. ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA POR CARGA DINAMICA

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGA DINAMICA		
Aa	0.25	
Ah	0.125	
Av	0.0875	
Ψ	7.80	
Kas	0.32	
estabilidad de deslizamiento		

fuerza cortante	
F.C.	15.73
relleno de confinamiento	
Pa	3.16
Sobrecarga	
Psc	3.86
factor de seguridad al deslizamiento	
Fsd	2.24
SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO	

ANALISIS DE ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO	
momento generado por sobrecarga	
MSC	24.66
Momento generado por el propio peso del muro	
MPM	16.77
Determinación de los momentos actuantes	
Momento generado por la presión lateral de tierras	
MPT	2.10
Momento generado por la sobrecarga	
MSC	3.86
Factor de seguridad al volcamiento	
FSV	6.95
SI ES ESTABLE POR VOLCAMIENTO	

Anexo 5 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de contención de concreto reforzado en voladizo, para Ejemplo 3.

1. Inserte datos conocidos

Datos iniciales		
Altura del muro	H[m]	15
Número de capas del suelo	N[m]	1
Altura del Nivel Freático	N.F.[m]	0
SOBRECARGA	W[ton/m2]	1

Inclinación del suelo	$\beta=$	0
inclinación de la cara interna del muro	θ	0
Capa 1	$\varphi=$	30.9
	γ [ton/m3]=	1.8
	Altura capa[m]=	15
	c[Kg/cm2]=	0.25
	γ_{sat} [ton/m3]	2.03
inserte la altura del límite superior de la capa a la altura del N.F		0

Concreto	$f'c$ [Mpa]=	21
	f_y [Mpa]=	420
	Peso concreto[ton/m3]=	2.4

Asumir:	Espesor base[m]=	3
Cara frontal del tallo	Inclinación =	0.059259259

Suelo Base de fundación	c[Kg/cm2]=	0.25
	$\varphi=$	30.9
	γ_{sat} [ton/m3]=	2.03
	γ [ton/m3]=	1.8
	Altura capa Df[m]=	0
Qadmisible[Kg/cm2]=		4.5

2. Predimensionamiento del tallo

Cálculo de los coeficientes de presión activa K_a , de las diferentes capas del suelo de relleno y del suelo base.

$K_{a1} =$	0.32
K_{a4}	0.32

Presiones ejercidas por el suelo, donde fricciona el suelo de relleno y el tallo del muro.

PARA UNA CAPA CON NIVEL FREATICO		
	Presiones[ton/m ²]	Altura[m]
Pa1	-2.51	0.00
Pa2	2.45	15.00

Q verdadero[ton/m]=	18.39
----------------------------	-------

Calculando el cortante admisible

V_{cP} [ton/m ² =	42.17
--------------------------------	-------

Predimensionamiento del tallo:

t_b [m]=	0.44
t_t [m]=	-0.27

Recalculando

t_t [m]=	0.20
t_b [m]=	0.91

3. Pre dimensionamiento de la base (punta y talón)

B[m ²]=	72.32
---------------------	-------

B[ft ²]	778.48
---------------------	--------

Combinaciones posibles de la figura

b[ft]=	26.25
a[ft]=	13.12
b[m]=	8.00
a[m]=	4.00

Probando con las siguientes longitudes de :

B[m]=	12.00
Punta[m]=	3.54
Talón[m]=	7.54

4. Cálculo de la estabilidad del Muro.

4.1. Cálculo del empuje activo

Calculando la estabilidad del muro

PARA UNA CAPA		
	Presiones[ton/m ²]	Altura[m]
Pa1	-2.51	0.00
Pa2	2.45	15.00

Pa verdadero[ton/m]=	18.39
----------------------	-------

Hallando el pto de aplicación de Pa

Yc para una capa[m]=	5.00
----------------------	------

Fuerza y punto de aplicación verdadero

Pa[ton/m]=	18.39
Yc[m]=	5.00

4.2. Cálculo de presión ejercida por el agua y su punto de aplicación.

Pw[ton/m]=	112.50
Yw[m]=	5.00

4.3. Cálculo de la fuerza sísmica y su punto de aplicación

Aa	0.25
Aah	0.13
Aav	0.09
ψ	7.80

Δ	20.6
KAE	0.38
Δpae[ton/m]=	12.97

Datos reales

Yae[m]=	10.00
Δpae[ton/m]=	12.97
H	15.00

Fuerza sísmica del peso propio del muro

FSP	12.81
Ycg	2.48

5. Chequeo a la resistencia de Volcamiento

Fuerzas desestabilizantes

Fzas Desestabilizantes	ΣFd[ton]	Yi[m]	Pi x Yi
Pa o componente de Pa	18.39	5.00	91.97
Δpae	12.97	10.00	129.65
FSP	12.81	2.48	31.74
Pw	112.50	5.00	562.50
ΣFd[ton]=	156.67	ΣMd[ton*m]=	815.86

Fuerzas resistentes

Fzas Resistentes	$\Sigma Fr[\text{ton}]$	Y_i	$P_i \times Y_i$
Parte del tallo rect	5.85	4.02	23.51
Parte del tallo triang	10.24	4.36	44.60
Base	86.40	6.00	518.40
Sobrecarga	7.75	8.23	63.74
Suelo1	285.57	8.23	2349.85
Suelo2	0.00	0.00	0.00
Suelo3	0.00	0.00	0.00
Comp. Vertical de Pa	0.00	0.00	0.00
Comp. Vertical de Δpae	0.00	0.00	0.00
$\Sigma Fr[\text{ton}] =$	395.81	$\Sigma Mr[\text{ton} \cdot \text{m}] =$	3000.10

5.1. Calculo del factor de seguridad de volcamiento:

F.S (volcamiento)=	3.68	>	1.50	CUMPLE
---------------------------	------	---	------	---------------

5.2. Chequeo de la excentricidad

Momento Neto[ton*m]=	2184.23	
$\dot{X}[\text{m}] =$	5.52	CUMPLE
Excentricidad de la resultante[m]=	0.48	CUMPLE

6. Chequeo a la resistencia de deslizamiento

$K_p =$	3.11
---------------------------	------

Presiones[ton/m ²]	Altura[m]
Pp1	0.00
Pp2	0.00

Pp [ton/m]	0.00
-------------------	------

Pp[ton/m]=	0.00			
Ff[ton/m]=	171.28			
ΣFr[ton/m]=	171.28			
F.S(deslizamiento)=	1.09	<	1.50	NO CUMPLE, Debe diseñar una llave

Como el factor de seguridad es menor a 1.5, se debe diseñar una llave o tacón.

Diseñando la llave SIN PP

V/H=	2.53
Θ=	12.00
BtanΘ[m]=	2.55

Presiones[ton/m2]	Altura[m]	
Pp1	8.82	0.00
Pp2	26.61	5.55

Pp [ton/m]	98.32
-------------------	--------------

Recalculando el Factor de Seguridad (F.S) al deslizamiento:

Replantando el F.S(deslizamiento)=		
ΣFr=[ton/m]	269.60	
F.S(deslizamiento)=	1.72	CUMPLE

7. Calculo de los esfuerzos en el extremo izquierdo de la punta y el extremo derecho del talón

q punta[ton/m]=	40.93	<	qadm[ton/m]=	45.00	CUMPLE
q talón[ton/m]=	25.04	<	qadm[ton/m]=	45.00	CUMPLE

8. Calculo del refuerzo para la punta y el talón

FACTOR MAYORACION	1.60
--------------------------	------

Refuerzo

Peso suelo base=	0.00
qf[ton/m] punta =	7.20
qh[ton/m] talón=	45.06

En la punta

q=	33.73	-	1.32	x	
Q=	33.73	x	-	0.66	x ²
M=	-16.86	x ²	+	0.22	x ³

En el Talón

Peso suelo base= 285.57

q=	20.02	-	1.32	x	
Q=	20.02	x	-	0.66	x ²
M=	-10.01	x ²	+	0.22	x ³

8.1. Evaluación de cortante y momentos en el extremo derecho de la punta y el extremo izquierdo del talón.

Para la punta:

Evaluando en x[m]=	3.54
Q=	111.18
M=	-201.85
M AMPLIFICADO	-322.97

Para el talón:

Evaluando en x[m]=	7.54
Q=	113.34
M=	-474.79
M AMPLIFICADO	-759.66

8.2. Cálculo del Área de refuerzo del talón y punta

Recubrimiento[m]=	0.05				
ϕ [in]	1				
Díámetro barra[m]=	0.0254				
d[m]=	2.94				
v[ton]talón=	38.59	<	VcP[ton/m2]=	42.17	CUMPLE
Área de barra[cm2]=	5.07				

VC [ton]	191.76	CUMPLE
----------	--------	---------------

Punta		
k[ton/cm2]=	0.0037	
M=	23.53	
ρ =	0.0018	
As punta[cm2]=	54.00	
No Barras punta=	10.66	
Separación pta[m]=	0.27	CUMPLE

Talón		
K[ton/cm2]=	0.0088	
M=	23.53	
ρ =	0.0022	
As Talón[cm2]=	64.52	
No Barras talón=	12.73	
Separación talón[m]=	0.52	CUMPLE

9. Cálculo del acero del tallo

ϕ [in]	5/8											M	23.53
Diámetro barra[m]=	0.0159	SOLICITACIONES MAXIMA											
H(mts)	pa	pa	EMPUJE E	MOMENTO	EMPUJE AMPLIFICADO	MOMENTO AMPLIFICADO	hb(m)	d(m)	Φ_{vc}	K[ton/cm2]=	ρ	As Tallo[cm2]=	
0.00	-2.51	-2.51	0.00		0.00	0.00	0.20	0.15	10.00	0.0000	0.0000	0.00	
1.00	-2.18	-2.18	-2.28	-1.14	-3.65	-1.82	0.26	0.21	13.87	0.0040	0.0018	4.72	
2.00	-1.85	-1.85	-3.29	-3.92	-5.26	-6.28	0.32	0.27	17.74	0.0085	0.0021	6.68	
3.00	-1.52	-1.52	-3.87	-7.47	-6.20	-11.96	0.38	0.33	21.61	0.0109	0.0027	10.22	
4.00	-1.19	-1.19	-4.03	-11.29	-6.44	-18.06	0.44	0.39	25.48	0.0119	0.0029	12.87	
5.00	-0.86	-0.86	-3.74	-14.84	-5.98	-23.75	0.50	0.45	29.34	0.0118	0.0029	14.47	
6.00	-0.53	-0.53	-2.99	-17.59	-4.78	-28.15	0.56	0.51	33.21	0.0109	0.0027	14.94	
7.00	-0.20	-0.20	-1.77	-18.97	-2.84	-30.35	0.62	0.57	37.08	0.0094	0.0023	14.23	
8.00	0.14	0.14	-0.08	-18.38	-0.13	-29.41	0.68	0.63	40.95	0.0075	0.0018	12.31	
9.00	0.47	0.47	2.11	-15.21	3.37	-24.33	0.74	0.69	44.82	0.0052	0.0018	13.26	
10.00	0.80	0.80	4.79	-8.81	7.67	-14.10	0.80	0.75	48.69	0.0025	0.0018	14.32	
11.00	1.13	1.13	8.00	1.47	12.79	2.35	0.86	0.81	52.56	0.0004	0.0018	15.39	
12.00	1.46	1.46	11.72	16.32	18.76	26.11	0.91	0.86	56.43	0.0035	0.0018	16.46	

Anexo 6 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos, para Ejemplo 3.

1. DETERMINAR LA GEOMETRIA DEL MURO

geometría del muro	
altura máxima	15
inclinación de la cara	Vertical
NUMERO DE REFUERZOS	1
Θ	0
B	0

2. INSERTAR DATOS CONOCIDOS

suelo de material de relleno	
C'[T/M2]	2.5
Φ' [GRADOS]	30.9
γ_t [T/M3]	1.8
γ_t sat[T/M3]	2.03

suelo de ladera	
C'[T/M2]	2.5
Φ' [GRADOS]	30.9
γ_t [T/M3]	1.8
γ_t sat[T/M3]	2.03

Ka	0.321404354
Δ	24.72

EVALUACION DE CARGA	
q (t/m2)	1

factor de seguridad	
Fs	1.3

3. INSERTAR DATOS DEL MATERIAL DE REFUERZO

DATOS DEL MATERIAL DE REFUERZO
$T_{adm} = (T_{ult} / (F_{rid} * F_{Rf1} * F_{Rdqb}))$

REFUERZO 1		
Tult[KN/M]	64	
FRid	1.2	
FRfl	2.2	
FRdqb	1	
	KN/m	T/m
Tadm	24.24242424	2.424242424

4. DETERMINAR LA ESTABILIDAD INTERNA

PRIMERA CAPA CON GEOTEXTIL	
inicio de la capa	0.2
fin de la capa	12
σ_h	0.45
σ_h	4.30
Σh	8.15
separación vertical	
Sv	4.13
Sv	0.43
Sv	0.23
sv verdadero	0.23
sv escogido	0.20
N capas	59.00
longitud geométrica de la zona de falla	
Lg	6.69
Lg	3.34
Lg	0.00

longitud de empotramiento de la capa	
Le	2.77
Le	1.00
Le	1.00
longitud de refuerzo	
LT	10.66
LT	5.54
LT	2.20
LT	10.66
L	14.25
LT	13.95

5. ANALISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA POR CARGA ESTATICA

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA	
B	14.25
estabilidad de deslizamiento	
fuerza cortante	
F.C.	241.95
relleno de confinamiento	
pa	149.74
Sobrecarga	
psc	4.82
factor de seguridad al deslizamiento	
Fsd	1.57
SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO	

Capacidad Portante		
Nc	32.40565861	
Nq	20.39438658	
Ny	17.41095138	
h profund cimentación	0.5	
Qult	198.61	
Qaplicado	31.45	
FSCP	6.32	SI SOPORTA EL PESO DEL MURO

6. ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGA DINAMICA

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGA DINAMICA		
Aa	0.25	
Ah	0.125	
Av	0.0875	
Ψ	7.80	
Kas	0.39	
estabilidad de deslizamiento		
fuerza cortante		
F.C.	241.95	
relleno de confinamiento		
Pa	190.68	
Sobrecarga		
Psc	5.79	

factor de seguridad al deslizamiento		
Fsd	1.23	SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO

ANALISIS DE ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO		
momento generado por sobrecarga		
MSC	101.53	
Momento generado por el propio peso del muro		
MPM	3091.63	
Determinación de los momentos actuantes		
Momento generado por la presión lateral de tierras		
MPT	953.38	
Momento generado por la sobrecarga		
MSC	43.43	
Factor de seguridad al volcamiento		
FSV	3.20	SI ES ESTABLE POR VOLCAMIENTO

Anexo 7 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de concreto reforzado en voladizo, para Ejemplo 4.

1. Inserte datos conocidos

Datos iniciales			
Altura del muro	H[m]		8
Número de capas del suelo	N[m]		1
Altura del Nivel Freático	N.F.[m]		0
SOBRECARGA	W[ton/m2]		1

2.

Inclinación del suelo	$\beta=$	0
inclinación de la cara	θ	0

interna del muro		
Capa 1	$\varphi=$	30.9
	$\gamma[\text{ton/m}^3]=$	1.8
	Altura capa[m]=	8
	$c[\text{Kg/cm}^2]=$	0.25
	$\gamma_{\text{sat}}[\text{ton/m}^3]$	2.03
inserte la altura del límite superior de la capa a la altura del N.F		0

3.

Concreto	$f'c[\text{Mpa}]=$	21
	$f_y[\text{Mpa}]=$	420
	Peso concreto[ton/m ³]=	2.4

Asumir:	Espesor base[m]=	0.8
Cara frontal del tallo	Inclinación =	0.066666667

Suelo Base de fundación	$c[\text{Kg/cm}^2]=$	0.25
	$\varphi=$	30.9
	$\gamma_{\text{sat}}[\text{ton/m}^3]=$	2.03
	$\gamma[\text{ton/m}^3]=$	1.8
	Altura capa Df[m]=	0
$Q_{\text{admisible}}[\text{Kg/cm}^2]=$		4.5

4. Predimensionamiento del tallo

Cálculo de los coeficientes de presión activa K_a , de las diferentes capas del suelo de relleno y del suelo base.

$K_{a1}=$	0.32
K_{a4}	0.32

Presiones ejercidas por el suelo, donde fricciona el suelo de relleno y el tallo del muro.

PARA UNA CAPA CON NIVEL FREATICO		
Presiones[ton/m ²]		Altura[m]
Pa1	-2.51	0.00
Pa2	0.14	8.00

Q verdadero[ton/m]=	0.54
----------------------------	-------------

Calculando el cortante admisible

VcP[ton/m2]=	42.17
---------------------	--------------

Predimensionamiento del tallo:

tb[m]=	0.01
tt[m]=	-0.47

Recalculando

tt[m]=	0.20
tb[m]=	0.68

5. Pre dimensionamiento de la base (punta y talón)

B[m2]=	20.57
---------------	--------------

B[ft2]	221.43
---------------	---------------

Combinaciones posibles de la figura

b[ft]=	11.48
a[ft]=	6.56
b[m]=	3.50
a[m]=	2.00

B[m]=	5.50
Punta[m]=	1.66
Talón[m]=	3.16

6. Cálculo de la estabilidad del Muro.

6.1. Cálculo del empuje activo

Calculando la estabilidad del muro

PARA UNA CAPA		
Presiones[ton/m ²]	Altura[m]	
Pa1	-2.51	0.00
Pa2	0.14	8.00

Pa verdadero[ton/m]=	0.54
----------------------	------

Hallando el pto de aplicación de Pa

Yc para una capa[m]=	2.67
----------------------	------

Fuerza y punto de aplicación verdadero

Pa[ton/m]=	0.54
Yc[m]=	2.67

6.2. Cálculo de presión ejercida por el agua y su punto de aplicación.

Pw[ton/m]=	32.00
Yw[m]=	2.67

6.3. Cálculo de la fuerza sísmica y su punto de aplicación

Aa	0.25
Aah	0.13
Aav	0.09
Ψ	7.80

Δ	20.6
KAE	0.38
Δpae[ton/m]=	3.69

Datos reales

Yae[m]=	5.33
Δpae [ton/m]=	3.69
H	8.00

Fuerza sísmica del peso propio del muro

FSP	2.28
Ycg	1.81

7. Chequeo a la resistencia de Volcamiento

Fzas Desestabilizantes	ΣFd [ton]	Yi[m]	Pi x Yi
Pa o componente de Pa	0.54	2.67	1.44
Δpae	3.69	5.33	19.67
FSP	2.28	1.81	4.12
Pw	32.00	2.67	85.33
ΣFd [ton]=	38.51	ΣMd [ton*m]=	110.56

Fuerzas resistentes

Fzas Resistentes	ΣFr [ton]	Yi	Pi x Yi
Parte del tallo rect	3.51	1.98	6.95
Parte del tallo triang	4.15	2.24	9.29
Base	10.56	2.75	29.04
Sobrecarga	3.36	3.92	13.18
Suelo1	68.90	3.92	270.16
Suelo2	0.00	0.00	0.00
Suelo3	0.00	0.00	0.00
Comp. Vertical de Pa	0.00	0.00	0.00
Comp. Vertical de Δpae	0.00	0.00	0.00
ΣFr [ton]=	90.48	ΣMr [ton*m]=	328.61

7.1. Calculo del factor de seguridad de volcamiento:

F.S (volcamiento)=	2.97	>	1.50	CUMPLE
--------------------	------	---	------	--------

7.2. Chequeo de la excentricidad

Momento Neto[ton*m]=	218.05	
\dot{X} [m]=	2.41	CUMPLE
Excentricidad de la resultante[m]=	0.34	CUMPLE

8. Chequeo a la resistencia de deslizamiento

K_p =	3.11
---------	------

Presiones[ton/m ²]		Altura[m]
Pp1	8.82	0.00
Pp2	8.82	0.00

P_p [ton/m]	0.00
---------------	------

P_p [ton/m]=	0.00	
F_f [ton/m]=	44.32	
ΣF_r [ton/m]=	44.32	
F.S(deslizamiento)=	1.15	< 1.50 NO CUMPLE, Debe diseñar una llave

Como el factor de seguridad es menor a 1.5, se debe diseñar una llave o tacón.

Diseñando la llave SIN PP

V/H=	2.35
Θ =	5.00
$B \tan \Theta$ [m]=	0.48

Presiones[ton/m ²]	
Pp1	8.82
Pp2	12.93

P_p [ton/m]	13.93
---------------	-------

Recalculando el Factor de Seguridad (F.S) al deslizamiento:

Replantando el F.S(deslizamiento)=	
$\Sigma Fr=[\text{ton/m}]$	58.25
F.S(deslizamiento)=	1.51

CUMPLE

9. Calculo de los esfuerzos en el extremo izquierdo de la punta y el extremo derecho del talón

q punta[ton/m]=	22.56	<	qadm[ton/m]=	45.00	CUMPLE
q talón[ton/m]=	10.35	<	qadm[ton/m]=	45.00	CUMPLE

10. Calculo del refuerzo para la punta y el talón

FACTOR MAYORACION	1.60
--------------------------	------

Refuerzo

Peso suelo base=	0.00
qf[ton/m] punta =	1.92
qh[ton/m] talón=	23.74

En la punta

q=	20.64	-	2.22	X	
Q=	20.64	x	-	1.11	x ²
M=	-10.32	x ²	+	0.37	x ³

En el Talón

Peso suelo base= 68.90

q=	13.39	-	2.22	x	
Q=	13.39	x	-	1.11	x ²
M=	-6.69	x ²	+	0.37	x ³

10.1. Evaluación de cortante y momentos en el extremo derecho de la punta y el extremo izquierdo del talón.

Para la punta:

Evaluando en x[m]=	1.66
Q=	31.17
M=	-26.69
M AMPLIFICADO	-42.70

Para el talón:

Evaluando en x[m]=	3.16
Q=	31.22
M=	-55.12
M AMPLIFICADO	-88.20

10.2. Calculo del Área de refuerzo del talón y punta

Recubrimiento[m]=	0.05			
ϕ [in]	1/2			
Diámetro barra[m]=	0.0127			
d[m]=	0.74			
v[ton]talón=	41.98	<	VcP[ton/m2]=	42.17
Área de barra[cm2]=	1.27			CUMPLE

VC [ton]	48.55	CUMPLE
----------	-------	---------------

Punta	
k[ton/cm2]=	0.0077
M=	23.53
ρ =	0.0019
As punta[cm2]=	15.04
No Barras punta=	11.87
Separación punta[m]=	0.11

CUMPLE

Talón	
K[ton/cm2]=	0.0159
M=	23.53
ρ =	0.0040
As Talón[cm2]=	31.87
No Barras talón=	25.16
Separación talón[m]=	0.10

CUMPLE

11. Cálculo del acero del tallo

ϕ [in]	5/8						M	23.5 3					
Diámetro barra[m]=	0.0159	SOLICITACIONES MAXIMA											
H(mts)	pa	Pa	EMPUJE	MOMENTO	EMPUJE AMPLIFICADO	MOMENTO O AMPLIFICADO	hb(mts)	d(mts)	ϕ_{vc}	K[ton/cm2]=	ρ	As Tallo[cm2]=	
0.00	-2.51	-2.51	0.00		0.00	0.00	0.20	0.15	10.00	0.0000	0.0000	0.00	
1.00	-2.18	-2.18	-2.29	-1.15	-3.67	-1.84	0.27	0.22	14.35	0.0038	0.0018	4.86	
2.00	-1.85	-1.85	-3.76	-4.17	-6.02	-6.68	0.34	0.29	18.71	0.0081	0.0020	6.67	
3.00	-1.52	-1.52	-4.87	-8.46	-7.80	-13.54	0.40	0.35	23.06	0.0109	0.0027	10.76	
4.00	-1.19	-1.19	-5.65	-13.62	-9.04	-21.80	0.47	0.42	27.41	0.0124	0.0031	14.35	
5.00	-0.86	-0.86	-6.11	-19.30	-9.77	-30.88	0.54	0.49	31.76	0.0130	0.0032	17.32	
6.00	-0.53	-0.53	-6.26	-25.16	-10.01	-40.26	0.60	0.55	36.11	0.0132	0.0033	19.65	
7.00	-0.20	-0.20	-6.12	-30.92	-9.79	-49.47	0.67	0.62	40.47	0.0129	0.0032	21.33	
7.20	-0.13	-0.13	-6.03	-31.61	-9.65	-50.57	0.68	0.63	41.34	0.0126	0.0031	21.30	

Anexo 8 : Hoja de Cálculo de excel para Diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos, para Ejemplo 4.

1. DETERMINAR LA GEOMETRIA DEL MURO

Geometría del muro	
altura máxima	8
inclinación de la cara	Vertical
NUMERO DE REFUERZOS	1
Θ	0
B	0

2. INSERTAR DATOS CONOCIDOS

suelo de material de relleno	
C'[T/M2]	2.5
Φ' [GRADOS]	30.9
γ_t [T/M3]	1.8
γ_t sat[T/M3]	2.03

suelo de ladera	
C'[T/M2]	2.5
Φ' [GRADOS]	30.9
γ_t [T/M3]	1.8
γ_t sat[T/M3]	2.03

Ka	0.32
Δ	24.72

EVALUACIÓN DE CARGA	
q (t/m2)	1

factor de seguridad	
fs	1.3

3. INSERTAR DATOS DEL AMATERIAL DE REFUERZO

DATOS DEL MATERIAL DE REFUERZO
$T_{adm} = (T_{ult} / (F_{rid} * F_{Rf1} * F_{Rdqb}))$

REFUERZO 1		
Tult[KN/M]	64	
FRid	1.2	
FRfl	2.2	
FRdqb	1	
	KN/m	T/m
Tadm	24.24242424	2.424242424

4. DETERMINAR LA ESTABILIDAD INTERNA

PRIMERA CAPA CON GEOTEXTIL	
inicio de la capa	0.2
fin de la capa	8
σ_h	0.45
σ_h	3.00
Σh	5.54
separación vertical	
Sv	4.13
Sv	0.62
Sv	0.34
sv verdadero	0.34
sv escogido	0.30
N capas	26.00
longitud geométrica de la zona de falla	
Lg	4.42
Lg	2.21
Lg	0.00

longitud de empotramiento de la capa	
Le	2.77
Le	1.00
Le	1.00
longitud de refuerzo	
LT	8.50
LT	4.51
LT	2.30
LT	8.50
L	7.20
LT	8.50

5. ANALISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA POR CARGA ESTATICA

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA	
B	7.19631636
estabilidad de deslizamiento	
fuerza cortante	
F.C.	75.11
relleno de confinamiento	
Pa	42.59
Sobrecarga	
Psc	2.57
factor de seguridad al deslizamiento	

Fsd	1.66	SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO
------------	-------------	--

ANALISIS DE ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

momento generado por sobrecarga

MSC	25.89
------------	--------------

Momento generado por el propio peso del muro

MPM	420.51
------------	---------------

Determinación de los momentos actuantes

Momento generado por la presión lateral de tierras

MPT	113.58
------------	---------------

Momento generado por la sobrecarga

MSC	10.28
------------	--------------

Factor de seguridad al volcamiento

FSV	3.60	SI ES ESTABLE POR VOLCAMIENTO
------------	-------------	--------------------------------------

Capacidad Portante

Nc	32.40565861
Nq	20.39438658
Ny	17.41095138
h profund cimentación	0.5

Qult	149.49	
Qaplicado	17.24	

FSCP	8.67	SI SOPORTA EL PESO DEL MURO
-------------	-------------	------------------------------------

6. ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGA DINAMICA

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA CON CARGA DINAMICA	
Aa	0.25
ah	0.125
av	0.0875
Ψ	7.80
Kas	0.39
estabilidad de deslizamiento	
fuerza cortante	
F.C.	75.11
relleno de confinamiento	
pa	54.24
Sobrecarga	
psc	3.09
factor de seguridad al deslizamiento	
Fsd	1.31
SI ES ESTABLE POR DESLIZAMIENTO	

ANALISIS DE ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO	
momento generado por sobrecarga	
MSC	25.89
Momento generado por el propio peso del muro	
MPM	420.51
Determinación de los momentos actuantes	

Momento generado por la presión lateral de tierras

MPT 144.63

Momento generado por la sobrecarga

MSC 12.35

Factor de seguridad al volcamiento

FSV 2.84 **SI ES ESTABLE POR VOLCAMIENTO**