

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“ESTUDIO COMPARATIVO DEL MURO DE HORMIGÓN ARMADO Y DEL
MURO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS PARA LA ESTABILIDAD
DEL TALUD EN EL SITIO CRÍTICO DE LA VÍA ZHUD – COCHANCAY –
EL TRIUNFO DE LA PROV. CAÑAR KILOMETRO 44 +680”**

TESINA DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

Dioselina Rosero Bohórquez

Daniel Falquez Torres

Diego Noboa Campuzano

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2010

AGRADECIMIENTOS

A Dios. A mis padres Galo y Josefina que han sido inspiración en mi vida. A mis hermanos David y Néstor que con su apoyo incondicional, me dieron la fortaleza para alcanzar mis metas.

“Dioselina Rosero”

A mis padres Arleigh y Annabel por su constante apoyo en mi desarrollo personal y profesional.

“Daniel Falquez”

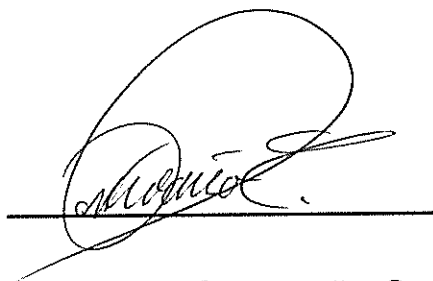
A mis padres Rodolfo e Hilda por enseñarme que la perseverancia rinde frutos. A mis hermanos y a todos los que me han ayudado a lo largo de mi carrera.

“Diego Noboa”

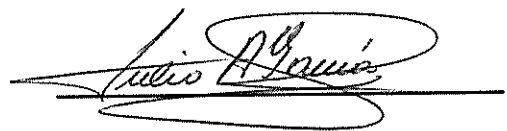
DEDICATORIA

A nuestros padres, amigos,
compañeros y profesores que nos
apoyaron en todo momento

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

A handwritten signature in black ink, featuring a large, stylized 'G' and 'P' that loop together, with the name 'Gastón Proaño' written in a cursive script below them. The signature is positioned above a solid horizontal line.

Msc. Gastón Proaño C.

A handwritten signature in black ink, featuring a stylized 'J' and 'G' that loop together, with the name 'Julio García' written in a cursive script below them. The signature is positioned above a solid horizontal line.

Ing. Julio García

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de este Trabajo Final de Graduación, nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL.”

(Reglamento de Graduación de la Espol).

Dioselina Rosero Bohórquez

Diego Noboa Campuzano

Daniel Falquez Torres

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS.....	2
CAMPO DE ACCIÓN.....	3
PROBLEMAS A RESOLVER.....	3
CAPITULO 1	4
DATOS GENERALES DEL PROYECTO	4
1.1. Descripción del Proyecto	4
1.1.1 Localización del Proyecto Vial	5
1.1.2 Límites Geográficos	6
1.1.3 Ubicación de la Zona Inestable	6
1.2. Descripción de la Inestabilidad en el Sitio Crítico 44+680.....	9
1.3. Descripción litológica del sustrato.....	9
1.4. Clasificación de los movimientos.....	9
CAPITULO 2	12
GEOSINTETICOS	12
2.1. Aspectos Generales	12
2.2. Clasificación de Los Geosintéticos	13
2.2.1 Geotextiles	13
2.2.2 Geomallas.....	14
2.2.3 Geomembranas.....	15
2.2.4 Geoceldas.....	15
2.2.5 Geoestructuras.....	16
2.2.6 Geomantas	17
2.3. Introducción a los Geotextiles	18
2.3.1 Clasificación Según su Método de Fabricación	18
2.3.2 Clasificación de los Geotextiles Según su Composición.....	19
2.3.3 Funciones y Aplicaciones	20
CAPITULO 3	28
MUROS DE CONTENCIÓN	28
3.1. Introducción.....	28
3.2. Consideraciones fundamentales	29
3.3. Tipos de Muros de Contención.....	33
3.3.1 Muros de Gravedad	33
3.3.2 Muros de Voladizo o en Ménsula	34
3.3.3 Muros con Contrafuerte	35
3.4. Drenajes	36
3.5. Estabilidad.....	37

CAPÍTULO 4	38
MURO DE HORMIGÓN ARMADO	38
4.1. Diseño Del Muro De Hormigón Armado.....	38
4.1.1 Límites De Diseño.....	39
4.2. Evaluación de la Estabilidad del Muro.....	41
4.2.1 Empuje Activo	42
4.2.2 Empuje Pasivo	43
4.2.3 Estabilidad de Deslizamiento	45
4.2.4 Estabilidad al Volcamiento.....	46
4.2.5 Capacidad portante.....	47
4.3 Detallamiento Del Muro De Hormigón Armado.....	49
4.4 Especificaciones Generales.....	50
4.4.1 Hormigón	50
4.4.2 Acero de Refuerzo.....	50
4.4.3 Material de Relleno.....	50
4.4.4 Material de Fundación	50
4.4.5 Equipo	51
4.5 Proceso Constructivo	51
4.5.1 Tareas Previas	51
4.5.2 Replanteo	53
4.5.3 Encofrado y Colocación de Hierro.....	53
4.5.4 Hormigonado	55
4.5.5 Trabajos de Desencofrado	56
4.5.6 Juntas	57
4.5.7 Curado.....	57
4.6 Condiciones Para el Recibo de los Trabajos	58
4.7 Unidad de Medida	59
CAPITULO 5	60
MURO DE CONTENCIÓN REFORZADO CON GEOSINTETICO	60
5.1. Diseño del Muro	60
5.1.1 Límites De Diseño.....	63
5.2 Análisis de Estabilidad.....	65
5.2.1 Análisis de Estabilidad Interna	65
5.2.2 Estabilidad De Deslizamiento.....	73
5.2.3 Estabilidad al Volcamiento.....	76
5.2.4 Capacidad Portante.....	77
5.3. Detallamiento del Muro	80
5.4. Especificaciones Generales de Construcción.....	81
5.4.1 Geotextil.....	81
5.4.2 Material de relleno	81
5.4.3 Material de Fundación	82
5.4.4 Equipo	83
5.5. Proceso Constructivo	83

5.5.1	Preparación de la Fundación.....	83
5.5.2	Construcción del Sistema de Drenaje	84
5.5.3	Colocación del Geotextil	86
5.5.4	Colocación del Material de Relleno	88
5.5.5	Construcción de las capas.....	89
5.5.6	Recubrimiento De la Cara Del Muro	91
5.6.	Condiciones para el Recibo de los Trabajos	93
5.7.	Medidas	94
CAPITULO 6		95
	ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y ESTABILIDAD DE AMBOS DISEÑOS	95
6.1	Costo del muro de contención en hormigón armado	96
6.2	Costo del muro de contención reforzado con geotextiles	97
6.3	Comparación de Estabilidad	98
CONCLUSIONES		99
RECOMENDACIONES.....		101
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		102
ANEXOS.....		103

INDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Características del Terreno y el Muro –Pág.40

Tabla 4.2 Resumen de Fuerzas Desestabilizantes –Pág.44

Tabla 4.3 Resumen de Fuerzas Estabilizante - Pág.45

Tabla 5.1 Resumen de Fuerzas Vivas con respecto a la profundidad -Pág.64

Tabla 5.2 Resumen de σ_h con respecto a la profundidad -Pág.67

Tabla 5.3 Resumen de S_v con respecto a la profundidad. -Pág.69

Tabla 5.4 Resumen resultados de cantidad de Geotextil usado por capa. -Pág.73

Tabla 5.5 Factores de Seguridad recomendados por la AASHTO -Pág.74

Tabla 5.6 Profundidades mínimas de cimentación de muros en Suelo reforzado -Pág.78

Tabla 5.7 Especificaciones Generales del material para la construcción de terraplenes-Pág.82

Tabla 5.8 Especificaciones de Suelo de Relleno, según la FHWA -Pág.82

Tabla 6.1 Presupuesto Muro de Hormigón Armado -Pág.96

Tabla 6.2 Presupuesto Muro Reforzado con Geosintéticos -Pág.97

Tabla 6.3. Resumen de factores de Seguridad en ambos sistemas de estabilización. -Pág.98

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1.Deslizamiento lado derecho de la vía –Pág.7

Fig.1.2. Ubicación del muro en la Vía Javín-Cochancay Km 44+680 –Pág.8

Fig.1.3 Esquema de deslizamiento tipo rotacional. (Tomado de Cornforth,2005) –Pág.10

Fig. 1.4 Erosión en carcava del talud inferior de la vía en la salida de la alcantarilla existente, a la izquierda se observa la cañada de tipo torrencial. –Pág.11

Figura 2.1 Geotextil –Pág.14

Figura 2.2 Geomalla –Pág.14

Figura 2.3 Geomembrana –Pág.15

Figura 2.4 Geocelda –Pág.16

Figura 2.5 Geoestructuras –Pág.17

Figura 2.6 Geomantas –Pág.17

Figura 2.7 Separación de dos capas de suelo –Pág.21

Figura 2.8 Difusión y repartición de las tensiones locales –Pág.22

Figura 2.9 Drenaje Planar en un Geotextil –Pág.23

Figura 2.10 Geotextil como Filtro –Pág.24

Figura 2.11 Geotextil protegiendo Geomembrana de perforaciones o roturas –Pág.26

Figura 2.12 Geotextil Impregnado con asfalto. Función Impermeabilización –Pág.27

Fig.3.1 Muro de contención elaborado en roca –Pág.29

Fig.3.2 Fuerzas sobre el Talud –Pág.30

Fig.3.3 Muro de sostenimiento –Pág.31

Fig.3.4 Esquema del empuje activo –Pág.31

Fig.3.5 Esquema del empuje nulo sobre el muro –Pág.32

Fig.3.6 Esquema del empuje pasivo –Pág.32

Fig.3.7 Esquema del empuje de reposo –Pág.33

Fig.3.8 Esquema del muro de gravedad –Pág.33

Fig.3.9 Esquema del muro de voladizo –Pág.34

Fig.3.10 Esquema del muro con contrafuerte –Pág.35

Fig.3.11 Muro con contrafuerte –Pág.35

Fig.3.12 Esquema del drenaje en muros –Pág.36

Figura 4.1. Predimensionamiento Muros en Voladizo –Pág.39

Figura 4.2 Muro con dentellón en base –Pág.40

Figura 4.3 Dimensiones Definitivas del Muro –Pág.41

Figura 4.4 Empuje Activo –Pág.42

Figura 4.5 Presión de contacto inducido por el muro de contención, análisis estático –Pág.47

Figura 4.6 Presión de contacto admisible tomado del estudio de suelos –Pág.47

Figura 4.7 Detallamiento del muro del Hormigón. –Pág.49

Figura 4.8 Figura de encofrado del muro de hormigón. –Pág.53

Figura 4.9 Figura de la colocación del acero de refuerzo en el muro HA –Pág.55

Figura 5.1 Esquema Muro Mecánicamente Estabilizado –Pág.61

Figura 5.2 Conceptos de presión de suelos y teoría de muros con Geotextil –Pág.63

Fig. 5.3 Resumen de Fuerzas Desestabilizantes –Pág.65

Figura 5.4 Detalle de las capas –Pág.70

Fig.5.5 Cálculo de la longitud de empotramiento del refuerzo –Pág.71

Fig.5.6 Detallamiento del Muro Reforzado con Geosintéticos –Pág.80

Figura 5.7 Preparación del terreno de Fundación –Pág.83

Figura 5.8 Colocación del Subdren en el espaldón –Pág.84

Figura 5.9 Zanja de 60cmX40cm en el espaldón del muro –Pág.85

Figura 5.10 Geodrenes Planares –Pág.86

Figura 5.11 Esquema de Lloraderos –Pág.86

Figura 5.12 Colocación del Geotextil –Pág.87

Figura 5.13 Ejemplo de formaleta –Pág.87

Figura 5.14 Colocación del Material de Relleno –Pág.88

Figura 5.15 Compactación manual de la primera capa de relleno –Pág.88

Figura 5.16 Cara frontal cubierta con Mampostería –Pág.91

Figura 5.17 Cara frontal del Muro expuesta –Pág.92

Figura 5.18 Cara Frontal del Muro cubierta con Vegetación –Pág.92

INTRODUCCIÓN

La tecnología de los geosintéticos se ha convertido en una alternativa para solucionar los problemas, especialmente de estabilización de suelos de los proyectos de ingeniería, pero su implementación se ha hecho, en la mayoría de los casos, de forma empírica aplicando resultados obtenidos en proyectos anteriores. Bajo este concepto, en muchas ocasiones los geosintéticos han sido una solución exitosa pero en otras, la falta de conocimiento y de una metodología de diseño que permita definir los requerimientos de estos materiales de acuerdo con las condiciones particulares de cada proyecto, no ha permitido que los beneficios de esta tecnología sean aprovechados de manera eficiente.

En este trabajo se pretende demostrar que la tecnología de los geosintéticos puede ser utilizada como una opción a las soluciones ingenieriles tradicionales para la contención de suelos, obteniendo beneficios tales como disminución de tiempo de ejecución de la obra y transporte de material, lo cual aumenta la eficiencia del proceso constructivo y por ende genera una disminución de los costos finales de obra.

El estudio se centra en la descripción de cada uno de los procesos de diseño y construcción para dos opciones: muro de contención de concreto reforzado y muro de contención reforzado con geotextiles, demostrando que ambos diseños cumplan las condiciones de estabilidad y factibilidad.

OBJETIVOS

- El objetivo principal de este proyecto será el de determinar la solución más viable, tanto técnica como económicamente, comparando dos sistemas de contención: El primer sistema consistirá en la estabilización del talud mediante la construcción de un muro de hormigón armado, el segundo sistema comprenderá la estabilización del talud mediante la conformación de capas de suelo compactado reforzados con geosintéticos.
- Se analizarán las ventajas y desventajas de cada sistema y se recomendará la mejor solución para la zona cítrica antes mencionada.

CAMPO DE ACCIÓN

Ambos diseños están desarrollados para el Proyecto Vial ZHUD – COCHANCA Y - EL TRIUNFO Kilómetro 44+680, específicamente en el sitio crítico donde fue necesario el diseño de un muro para la estabilización del talud.

Al finalizar se ilustrará los resultados de ambos diseños y se procederá a hacer una comparación de costos de ambas propuestas de diseño.

PROBLEMAS A RESOLVER

El proyecto vial ZHUD – COCHANCA Y - EL TRIUNFO comprende la rehabilitación de la carretera que comunica a estos tres poblados. Entre las obras de ingeniería concernientes al proyecto se tiene prevista la construcción de muros de contención, bien sea para la conservación de las dimensiones de la banca o para la contención de suelos en zonas propensas a deslizamientos.

CAPITULO 1

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1. Descripción del Proyecto

Previamente a la ejecución de los trabajos se realizaron estudios geotécnicos a lo largo de la vía para determinar las zonas más vulnerables que requerirían ser estabilizadas. El resultado de los estudios a lo largo de este proyecto vial determinó que era de carácter imperativo la estabilización de los taludes en la abscisa 44+680 (3 +850 del tramo Javin-Cochancay).

El proyecto consiste en determinar la solución más viable, comparando los dos sistemas de contención:

- El primer sistema consistirá en la estabilización de los taludes mediante la construcción de un muro de hormigón armado
- El segundo sistema comprenderá la estabilización de los taludes mediante la conformación de capas de suelo compactado reforzados con geosintéticos.

1.1.1 Localización del Proyecto Vial

La carretera del proyecto se encuentra ubicada en el cantón La Troncal, en el extremo occidental de la provincia del Cañar, perteneciente a la región costa. Forma parte de las sub - cuencas hidrográficas de los ríos Bulu Bulu y Cañar, afluentes de los ríos Taura y Naranjal respectivamente, y que desembocan en el sistema hidrográfico del Océano Pacífico.

La Troncal es una de las siete jurisdicciones cantonales que conforman la provincia del Cañar y está constituido por tres parroquias: La Troncal, Manuel J. Calle y Pancho Negro.

Se localiza entre las siguientes coordenadas geográficas: $2^{\circ} 28'22''$ y $2^{\circ} 30'05''$ latitud Sur y entre los $79^{\circ} 14'14''$ y $79^{\circ} 31'45''$ longitud Oeste.

La altitud cantonal se encuentra entre los 24 y 200 m.s.n.m., entre el recinto Puerto Inca y las estribaciones Andinas respectivamente, con

una diferencia de 176 m de altitud, para un desarrollo longitudinal de alrededor de 35 Km, lo que significa una pendiente media de 0,52%, que desciende en el sentido Este - Oeste.

1.1.2 Límites Geográficos

De acuerdo al Instituto Geográfico Militar, el límite cantonal corresponde al Norte con la parroquia El Triunfo del cantón del mismo nombre perteneciente a la provincia del Guayas; al Este con las parroquias Chontamarca del cantón Cañar y el cantón Suscal, ambos de la provincia del Cañar; al Sur con las parroquias San Antonio del cantón Cañar perteneciente a la provincia del mismo nombre, y la parroquia San Carlos del Cantón Naranjal, de la provincia del Guayas; y al Oeste, con las parroquias de El Triunfo del cantón del mismo nombre y la parroquia Taura del cantón Naranjal, ambos de la provincia del Guayas.

1.1.3 Ubicación de la Zona Inestable

La zona de inestabilidad a la que nos referiremos en este trabajo resultó del estudio de estabilidad de taludes en la abcisa 44 + 680. Tiene una longitud de 16 metros y una altura promedio de 5.5 metros.



Fig.1.1.Deslizamiento lado derecho de la vía considerando que se recorre la vía desde Javin hacia Cochancay

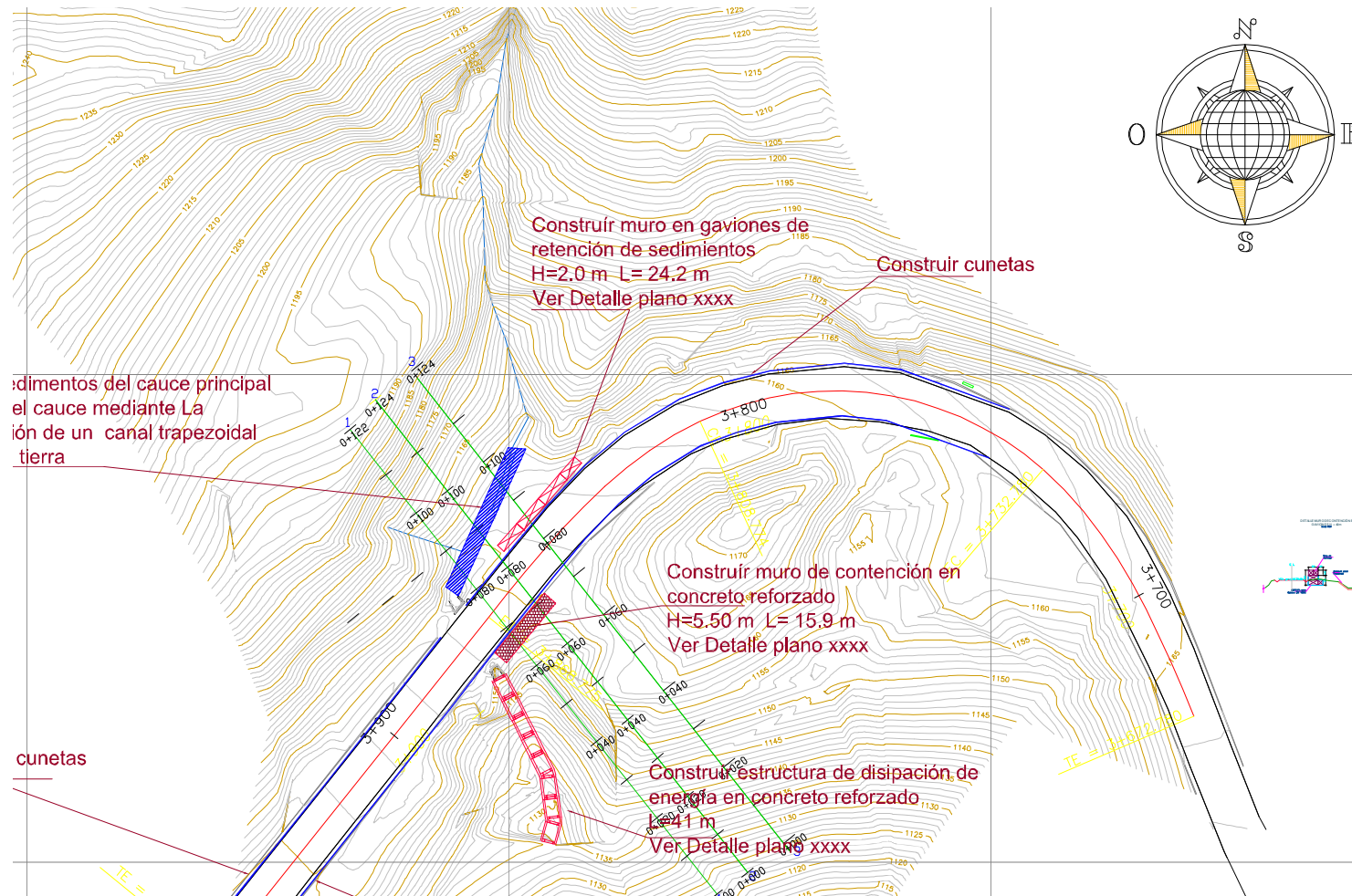


Fig.1.2. Ubicación del muro en la Vía Javín-Cochancay Km 44+680

1.2. Descripción de la Inestabilidad en el Sitio Crítico 44+680

El problema está relacionado con el deficiente manejo de las aguas provenientes de una de las cañadas localizadas arriba de la vía. En este sitio los flujos de tipo torrencial frecuentemente superan la capacidad de la alcantarilla existente y erosionan los taludes inferiores.

1.3. Descripción litológica del substrato

En el talud interno hay flujo de escombros que son mezcla de suelos y bloques de roca ígnea de diverso tamaño, producto de la erosión de los suelos naturales.

El substrato es una roca ígnea volcánica efusiva, muy cementada, masiva y dura.

1.4. Clasificación de los movimientos

En el sitio de estudio se presentan procesos erosivos de tipo “cárcavas”, en la cual los surcos, formados inicialmente por la entrega directa de las aguas de la alcantarilla al talud, se profundizan formando canales largos y profundos. Una vez formada la cárcava es muy difícil de suspender el proceso erosivo.

El avance progresivo de estas cárcavas genera pequeños deslizamientos de tipo rotacional, de velocidad rápida, los cuales se reactivan durante los periodos lluviosos por la saturación del suelo.

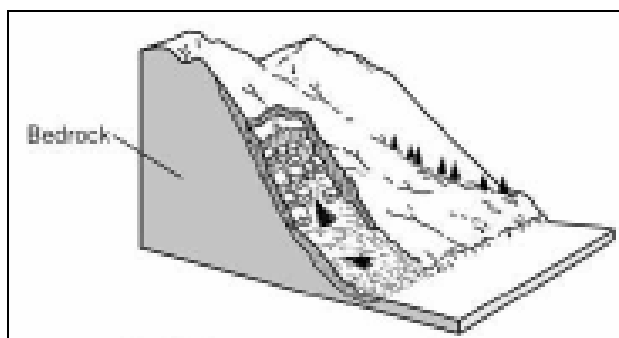


Fig.1.3 Esquema de deslizamiento tipo rotacional. (Tomado de Cornforth,2005)

Las áreas más susceptibles a erosión en cárcavas son aquellas de topografía de alta pendiente y mantos de suelo de gran espesor.

El sitio de estudio está conformado por un talud de alta pendiente que recoge las aguas de la parte alta de la cuenca y las entrega de forma directa a una superficie sin cobertura vegetal lo que ocasiona la formación de surcos y cárcavas de erosión.

Como agente detonante que generan los mayores problemas de inestabilidad están las aguas de escorrentía que vienen de una cañada de tipo torrencial localizada en el talud interno de la vía y cuyo caudal supera la capacidad de la alcantarilla y erosiona el talud externo de la vía.



Fig. 1.4 Erosión en carcava del talud inferior de la vía en la salida de la alcantarilla existente, a la izquierda se observa la cañada de tipo torrencial.

CAPITULO 2

GEOSINTETICOS

2.1. Aspectos Generales

Geosintético es un producto en el que, por lo menos, uno de sus componentes es a base de polímero sintético o natural, y se presenta en forma de filtro, manto, lámina o estructura tridimensional, y es usada en contacto con el suelo o con otros materiales dentro del campo de la geotecnia o de la ingeniería civil.

Existen varios campos de aplicación de los geosintéticos en el mundo de la construcción y la edificación tales como: obras viales, obras hidráulicas, sistemas de control de erosión, aplicaciones medioambientales, entre otras.

La fabricación de los geosintéticos comprende procedimientos principalmente de extrusión, tecnología textil y/o ambas tecnologías: textil y plástica.

Los geosintéticos se derivan de fibras artificiales, compuestos básicamente de polímeros como polipropileno, poliéster, poliamida y polietileno, siendo los 2 primeros los de mayor utilización en la actualidad.

2.2. Clasificación de Los Geosintéticos

Los tipos de geosintéticos más comunes utilizados en el campo de la ingeniería son los geotextiles, las geomallas, las geomembranas, las georedes y otros geocompuestos derivados de la unión de las características y cualidades de cada uno de los anteriores.

2.2.1 Geotextiles

Se definen como un material textil plano, permeable, polimérico (sintético o natural), que puede ser tejido o no tejido y que se utiliza en contacto con el suelo (tierra, piedras, etc.) u otros materiales en la ingeniería civil para aplicaciones geotécnicas.



Figura 2.1 Geotextil

2.2.2 Geomallas

Las geomallas son estructuras bidimensionales elaboradas a base de polímeros, que están conformadas por una red regular de costillas conectadas de forma integrada por extrusión, con aberturas de suficiente tamaño para permitir la trabazón con las partículas del suelo de relleno o suelo circundante. La principal función de las geomallas biaxiales es indiscutiblemente el refuerzo.

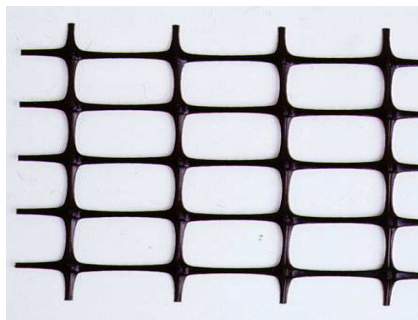


Figura 2.2 Geomalla

2.2.3 Geomembranas

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



Figura 2.3 Geomembrana

2.2.4 Geoceldas

Productos fabricados con polietileno de alta densidad -HDPE- y soldadura ultrasónica que en función del calor logran un material estructural, flexible y durable para formar estructuras celulares y encierros tridimensionales perfectos.

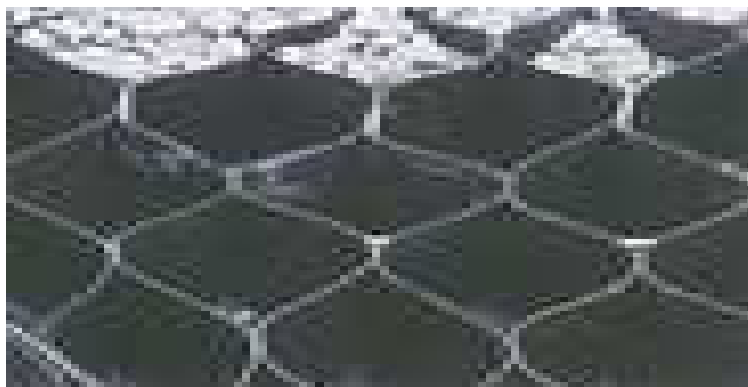


Figura 2.4 Geocelda

2.2.5 Geoestructuras

Las geoestructuras son contenedores de suelo encapsulado que pueden ser utilizadas para reemplazar la roca como material convencional en estructuras de ingeniería hidráulica. Las geoestructuras tienden a ser más estables hidráulica y geotécnicamente, ya que son unidades más pesadas y más grandes en tamaño, con una relación ancho a alto mayor y tienen además un área de contacto entre unidades mayores.

En muchos proyectos de ríos, lagos, costas, la roca puede estar a distancias que no resultan económicamente viables para su transporte y algunas veces, el uso de la roca puede resultar no deseado por el riesgo que representa a los buques de carga, mientras que las geoestructuras brindan un contacto suave.

Las Geoestructuras son a menudo la solución más competitiva en ingeniería marina e hidráulica, permitiendo el uso de materiales más

finos como su elemento principal de construcción para las estructuras marinas e hidráulicas.

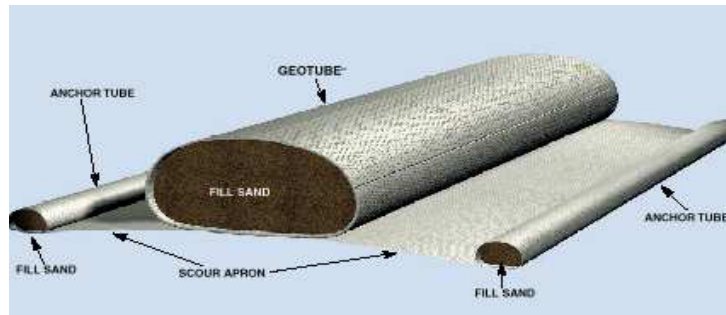


Figura 2.5 Geoestructuras

2.2.6 Geomantas

Materiales temporales degradables o permanentes no degradables fabricados en rollos y dirigidos a reducir la erosión de suelos y asistir el desarrollo, establecimiento y protección de la vegetación.



Figura 2.6 Geomantas

2.3. Introducción a 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.

2.3.1 Clasificación Según su Método de Fabricación

- Geotextiles Tejidos

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

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

Los Tricotados están fabricados con hilo entrecruzado en máquinas de tejido de punto. Su resistencia a la tracción puede ser multiaxial o biaxial según estén fabricados en máquinas tricotosas y circulares, o Ketten y Raschel. Su estructura es tridimensional.

- Geotextiles No Tejidos

Están formados por fibras o filamentos superpuestos en forma laminar, consolidándose esta estructura por distintos sistemas según cual sea el sistema empleado para unir los filamentos o fibras. Los geotextiles No Tejidos se clasifican a su vez en:

- Geotextiles No Tejidos ligados mecánicamente o punzonados por agujas.
- Geotextiles No Tejidos ligados térmicamente o termosoldados.
- Geotextiles No Tejidos ligados químicamente o resinados.

2.3.2 Clasificación de los Geotextiles Según su Composición

Las fibras que más se emplean son las sintéticas, siendo por ello que siempre tendemos a asociar al geotextil con fibras o filamentos sintéticos. Sin embargo al existir gran diversidad de aplicaciones, también se fabrican con fibras naturales y artificiales.

- Fibras Naturales

Pueden ser de origen animal (lana, seda, pelos...) vegetal (algodón, yute, coco, lino...) que se utilizan para la fabricación de geotextiles biodegradables utilizados en la revegetación de taludes, por ejemplo, en márgenes de ríos.

- Fibras artificiales

Son las derivadas de la celulosa. Son el rayón, la viscosa y el acetato.

- Fibras Sintéticas

Cuando al geotextil se le exige durabilidad, se fabrica con fibras o filamentos obtenidos de polímeros sintéticos.

Los geotextiles fabricados con estos polímeros son de gran durabilidad y resistentes a los ataques de microorganismos y bacterias.

Los más empleados son el polipropileno, poliéster, polietileno, poliamida y poliacrílico.

2.3.3 Funciones y Aplicaciones

El uso de los geotextiles en los diferentes campos de aplicación puede definirse mediante las funciones que va a desempeñar. En la mayoría de las aplicaciones el geotextil puede cumplir simultáneamente varias funciones, aunque siempre existirá una principal que determine la elección del tipo de geotextil que se debe utilizar.

A continuación se describen las distintas funciones y aplicaciones que pueden desempeñar los geotextiles, así como las exigencias mecánicas e hidráulicas necesarias para su desarrollo.

- Función de Separación

Esta función, desempeñada por los geotextiles consiste en la separación de dos capas de suelo de diferentes propiedades geomecánicas (granulometría, densidad, capacidad, etc.) evitando permanentemente la mezcla de material.

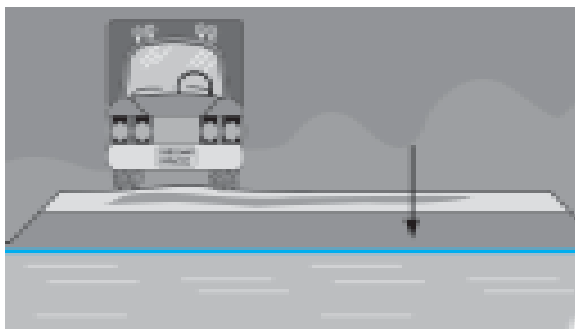


Figura 2.7 Separación de dos capas de suelo

Aplicaciones: Entre la subrasante y la base de piedra en caminos y pistas de aterrizaje no pavimentados, entre la subrasante y la base de piedra en caminos y pistas de aterrizaje pavimentados, entre la subrasante y el balasto en vías férreas, entre rellenos y capas de base de piedra, entre geomembranas y capas de drenaje de piedra, entre la cimentación y terraplenes de suelos como sobrecargas, entre la cimentación y terraplenes de suelos para rellenos de caminos, entre la cimentación y terraplenes de suelos para presas de tierra y roca, entre la cimentación y capas de suelo encapsuladas, entre los suelos de cimentación y muros de

retención rígidos, entre los suelos de cimentación y muros de retención flexibles, entre capas antiguas y nuevas de asfalto, etc.

- Función de Refuerzo

En esta función se aprovecha el comportamiento a tracción del geotextil para trabajar como complemento de las propiedades mecánicas del suelo, con el fin de controlar los esfuerzos transmitidos tanto en la fase de construcción como en la de servicio de las estructuras.

El geotextil actúa como un elemento estructural y de confinamiento de los granos del suelo, permitiendo difundir y repartir las tensiones locales. Estas acciones aumentan la capacidad portante y la estabilidad de la construcción.

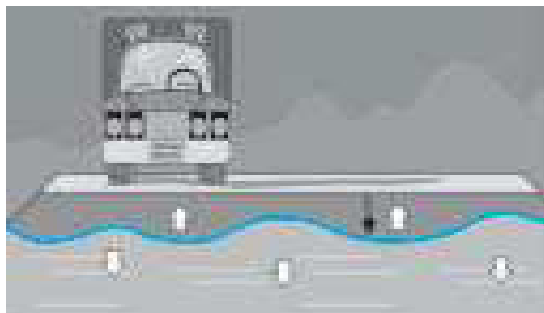


Figura 2.8 Difusión y repartición de las tensiones locales

Aplicaciones: Sobre suelos blandos para caminos no pavimentados, sobre suelos blandos para rellenos, sobre suelos heterogéneos, para construir muros en tela reforzada, para reforzar terraplenes, para ayudar en la construcción de taludes

pronunciados, para estabilización temporal de taludes, para reforzar pavimentos flexibles con juntas.

- Función de Drenaje

Consiste en la captación y conducción de fluidos y gases en el plano del geotextil.

La efectividad del drenaje de un suelo dependerá de la capacidad de drenaje del geotextil empleado y del gradiente de presiones a lo largo del camino de evacuación del fluido.

Para realizar el drenaje satisfactoriamente el espesor debe ser suficiente al aumentar la tensión normal al plano de conducción. Adicionalmente el geotextil debe impedir el lavado ó transporte de partículas finas, las cuales al depositarse en él, reducen su permeabilidad horizontal. Además debe garantizar el transporte de agua en su plano sin ocasionar grandes pérdidas de presión.

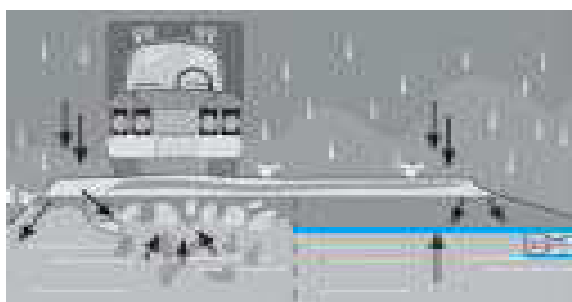


Figura 2.9 Drenaje Planar en un Geotextil

Aplicaciones: Como un dren chimenea en una presa de tierra, como una galería de drenaje en una presa de tierra, como un

interceptor de drenaje para flujo horizontal, como un dren detrás de un muro de retención, como un dren de agua debajo de geomembranas, como un dren de gas debajo de geomembranas, como un dissipador de presión de poros en rellenos de tierra.

- Función Filtro

Esta función impide el paso a través del geotextil de determinadas partículas del terreno (según sea el tamaño de dichas partículas y el del poro del geotextil) sin impedir el paso de fluidos o gases.

En la práctica se utiliza el geotextil como filtro en muchos sistemas de drenaje. En los embalses con sistema de drenaje en la base, a fin de localizar posibles fugas, se utiliza como filtro en los tubos de drenaje a fin de evitar el taponamiento de los orificios de drenaje de dichos tubos.

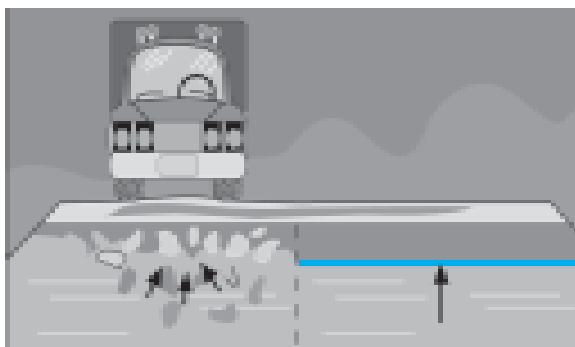


Figura 2.10 Geotextil como Filtro

Aplicaciones: En lugar de filtro de suelo granular, debajo de base de piedras para caminos y pistas de aterrizaje no pavimentados,

alrededor de piedra picada que rodea los subdrenes, alrededor de piedra picada sin subdrenes (Drenes franceses), debajo de rellenos sanitarios para los lixiviados, como protección contra los sedimentos, como un encofrado flexible para contener arena, inyección o concreto en sistemas de control de erosión.

- Función Protección

Previene o limita un posible deterioro en un sistema geotécnico. En los embalses impermeabilizados este sistema geotécnico se denomina pantalla impermeabilizante y está formado por el geotextil y la geomembrana. El geotextil protege a la geomembrana de posibles perforaciones o roturas, al formar una barrera antipunzonante bajo la acción de la presión de la columna de agua durante la explotación del embalse, del paso de personal y maquinaria durante la construcción, mantenimiento, posibles reparaciones, etc. También evita las perforaciones que podría ocasionar el crecimiento de plantas debajo de la pantalla impermeabilizante.

De igual forma, protege a la geomembrana del rozamiento con el soporte que se produce durante las sucesivas dilataciones y contracciones que experimenta por efecto de las variaciones térmicas. La lámina impermeabilizante se adapta a las irregularidades del terreno. Las irregularidades pronunciadas

implican una tensión en la lámina la cual a su vez causa una pérdida de espesor en la misma dando origen a puntos débiles en los que se podrían producir posibles perforaciones o roturas causadas por objetos punzantes del terreno. La interposición del geotextil evitará la pérdida de estanqueidad que se produciría por todas estas causas.

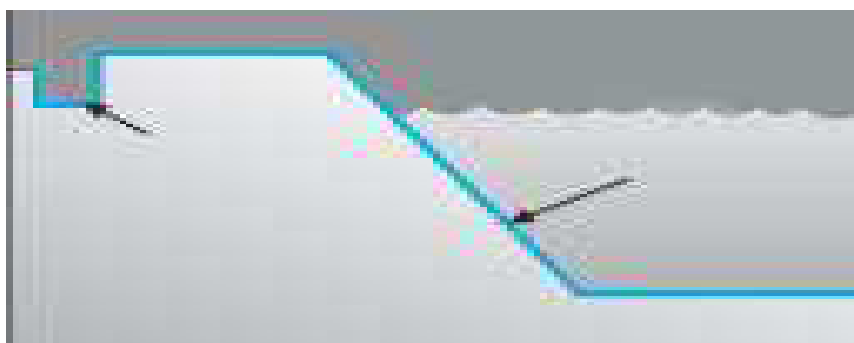


Figura 2.11 Geotextil protegiendo Geomembrana de perforaciones o roturas

- Función de Impermeabilización

Esta función se consigue desarrollar mediante la impregnación del geotextil con asfalto u otro material impermeabilizante sintético.

El geotextil debe tener la resistencia y rigidez necesaria para la colocación del mismo, así como la capacidad de deformación suficiente para compensar las tensiones térmicas.



Figura 2.12 Geotextil Impregnado con asfalto. Función Impermeabilización

CAPITULO 3

MUROS DE CONTENCIÓN

3.1. Introducción

La función principal de los muros de contención es la de resistir las presiones laterales ó empujes producidos por el material retenido detrás de ellos como pueden ser terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados. La estabilidad del muro se debe principalmente al peso propio y al peso del material que se coloca sobre su fundación.

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.



Fig.3.1 Muro de contención elaborado en roca

3.2. Consideraciones fundamentales

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, colocado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

Las partículas resbalan a lo largo del talud A-B o talud natural de las tierras, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio.

En la figura 3.2, se muestra un volumen de tierra derramado libremente y las fuerzas que origina una partícula sobre el talud. Considerando un elemento de peso $\mathbf{p}$ que reposa sobre el talud, la componente según el talud vale: $\mathbf{p} \cdot \text{Sen}(\phi)$, y el equilibrio se establece entre dicha componente y la fricción que se desarrollaría por el efecto

de la componente normal al talud: $p \cdot \cos(\phi)$, al ponerse en movimiento dicha partícula.

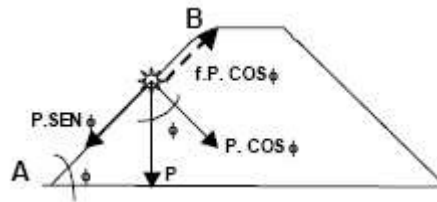


Fig.3.2 Fuerzas sobre el Talud

Si designamos f el coeficiente de fricción de las tierras consigo mismas, la fuerza de fricción originada por el peso de la partícula en la dirección del talud A- es: $f \cdot p \cdot \cos \phi$. En el equilibrio:

$$p \cdot \text{Sen} \phi = f (p \cdot \text{Cos} \phi)$$

$$f = \text{Tan} \phi$$

Por lo tanto la tangente del ángulo del talud natural es igual a la fricción interna de las tierras. El ángulo ϕ y el peso específico de los suelos γ , son variables y dependen del tipo de suelo y del estado de humedad, etc.

Si por cualquier circunstancia es preciso dar a las tierras un talud mayor que ϕ , será necesario evitar su derrumbamiento, colocando un muro de sostenimiento o de contención, que constituye un soporte lateral para las masas de suelo (Fig. 3.3).

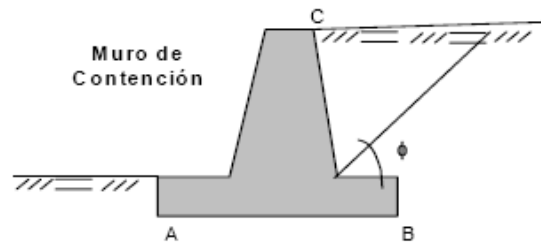


Fig.3.3 Muro de sostenimiento

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de la tierra (Fig. 3.4).

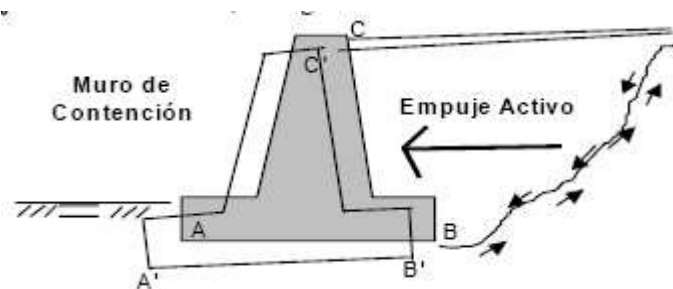


Fig.3.4 Esquema del empuje activo

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo (Fig. 3.5).

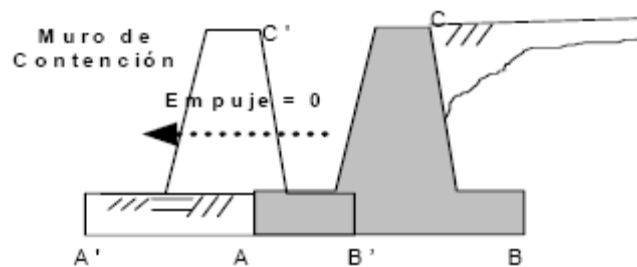


Fig.3.5 Esquema del empuje nulo sobre el muro

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, la tierra así comprimida en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de la tierra (Fig. 3.6).

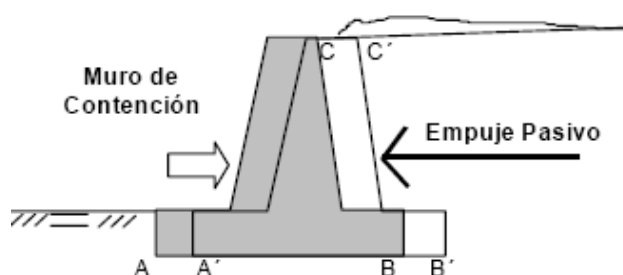


Fig.3.6 Esquema del empuje pasivo

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo de la tierra (Fig.3.7).

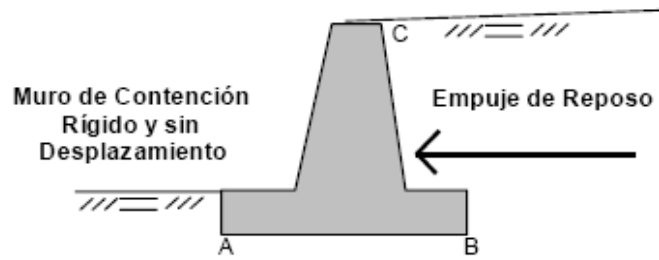


Fig.3.7 Esquema del empuje de reposo

El empuje de reposo es una condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo.

3.3. Tipos de Muros de Contención

3.3.1 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; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m. No requieren de refuerzo.

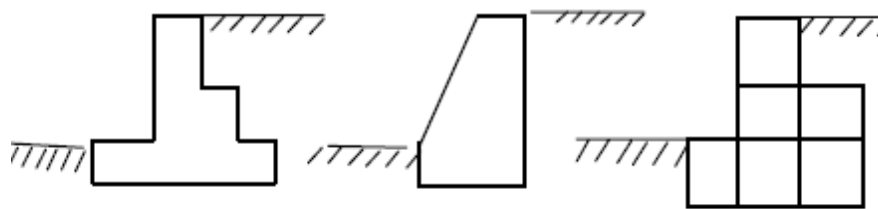


Fig.3.8 Esquema del muro de gravedad

3.3.2 Muros de Voladizo o en Ménsula

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos.

Suelen ser más económicos para alturas menores de 10 metros. 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 pero el agua debe eliminarse con sistemas de drenajes. Si el terreno esta drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

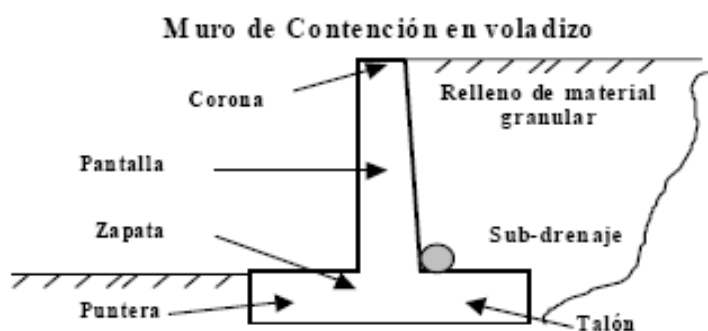


Fig.3.9 Esquema del muro de voladizo

3.3.3 Muros con Contrafuerte

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.

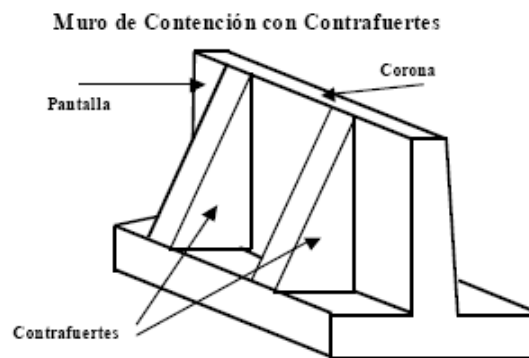


Fig.3.10 Esquema del muro con contrafuerte



Fig.3.11 Muro con contrafuerte

3.4. Drenajes

En muchos casos los muros de contención fallan por la mala condición del suelo de fundación y por un inadecuado sistema de drenaje.

Resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior.

En condiciones estables de humedad, las arcillas contribuyen a disminuir el empuje de tierra, sin embargo, si estas se saturan, generan empujes muy superiores a los considerados en el análisis; por ello es conveniente colocar material granular ($\phi > 0$) como relleno en los muros de contención

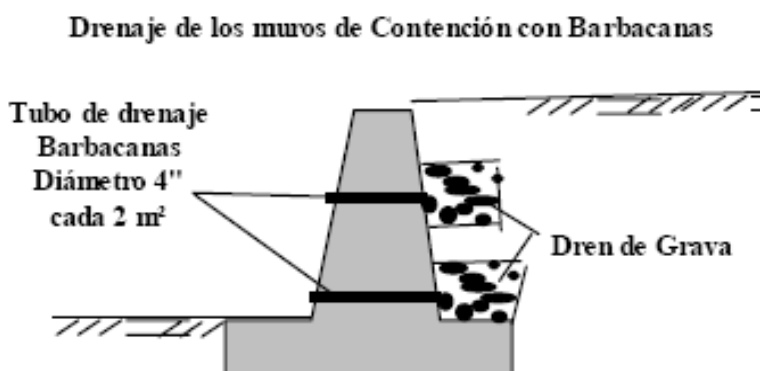


Fig.3.12 Esquema del drenaje en muros

3.5. Estabilidad

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas, con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

La fuerza debido al peso propio del muro actúa en el centro de gravedad de la sección. La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

En un muro pueden fallar las partes individuales por no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, para diseñar contra esta posibilidad se requiere la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes. En el caso de muros de contención de concreto armado, se puede emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por el Código ACI.

CAPÍTULO 4

MURO DE HORMIGÓN ARMADO

4.1. Diseño Del Muro De Hormigón Armado

Para el cálculo de los factores de seguridad mediante el método de equilibrio límite se utiliza la teoría de Mohr-Coulomb. De esta manera los parámetros básicos del modelo son cohesión y el ángulo de fricción interna del material.

Para aumentar el factor de seguridad ante deslizamiento del talud se propone construir un muro de contención en concreto reforzado para garantizar el confinamiento lateral de la vía. Con esta estructura se busca mejorar el factor de seguridad a deslizamiento y controlar los procesos erosivos existentes.

4.1.1 Límites De Diseño

El predimensionado de los muros de contención en voladizo se hace en función de la altura H del muro, pueden ser necesarias varias iteraciones si se pretende lograr la estabilidad y la optimización de la estructura. En la figura 4.1 se indican las recomendaciones para el predimensionado de muros en voladizo en general, el diseñador puede proponer dimensiones razonables según su experiencia, dimensiones que luego deberá verificar.

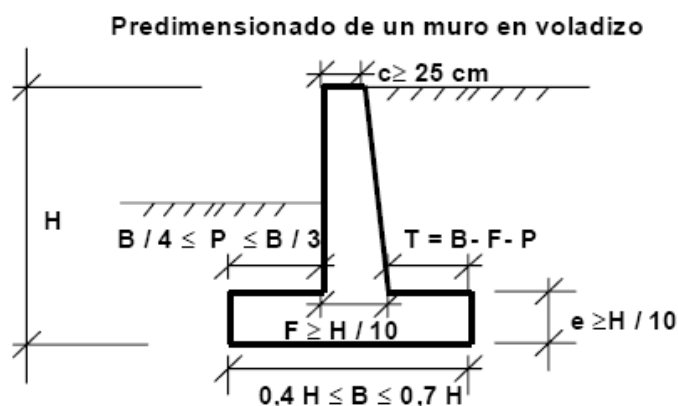


Figura 4.1. Predimensionamiento Muros en Voladizo

Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, una alternativa es colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo-muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia $2H_d$ medida desde el extremo de la puntera, H_d es la altura del

dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

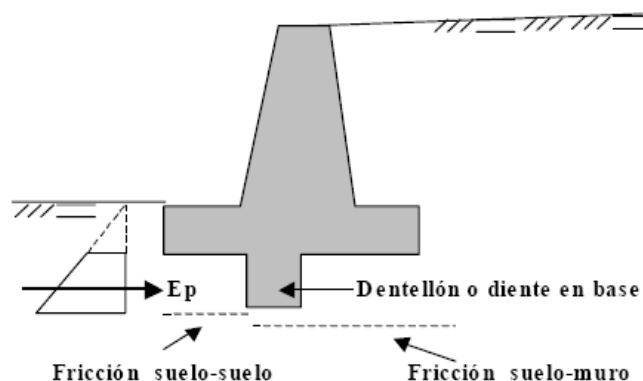


Figura 4.2 Muro con dentellón en base

Para estabilizar la banca de la vía se diseñó un muro de 5.50 metros de altura y 3.20 de base.

Las características del terreno y del muro son las siguientes:

Tabla 4.1 Características del Terreno y el Muro. Datos que se ingresan en el software Prokon

Dimensiones del Muro				Cargas Vivas sin mayorar		Parámetros Generales		Parámetros de Diseño	
H1 (m)	5.5	C (m)	0.5	W (kN/m ²)		Fricción del Suelo ϕ	34	F. S. Sobrecarga	2
H2 (m)	0.5	F (m)	0.5	P (kN)		Talud del Terraplen β	0	F. S. Deslizamiento	1.5
H3 (m)	0.3	Xf (m)	1	Xp (m)		Fricción del Muro δ	22	DL factor	1.2
Hw(m)	3	At (m)	0.4	L (kN/m)	15	ρ Concreto kN/m ³	24	LL Factor	1.6
Hr (m)	0	Ab (m)	0.7	xl (m)	1	ρ Suelo kN/m ³	18	Pmax (kPa)	20
B (m)	1	Cobertura pared mm	50	Lh (kN/m)		f'c (MPa)	20	Relación de Poisson del Suelo	0.3
D (m)	1.5	Cobertura base mm	50	X (m)		Fy (MPa)	450	Factor DL Sobrecarga	1

En la figura 4.3 podemos apreciar cuales son cada uno de los parámetros que se ingresan en el software ProKon.

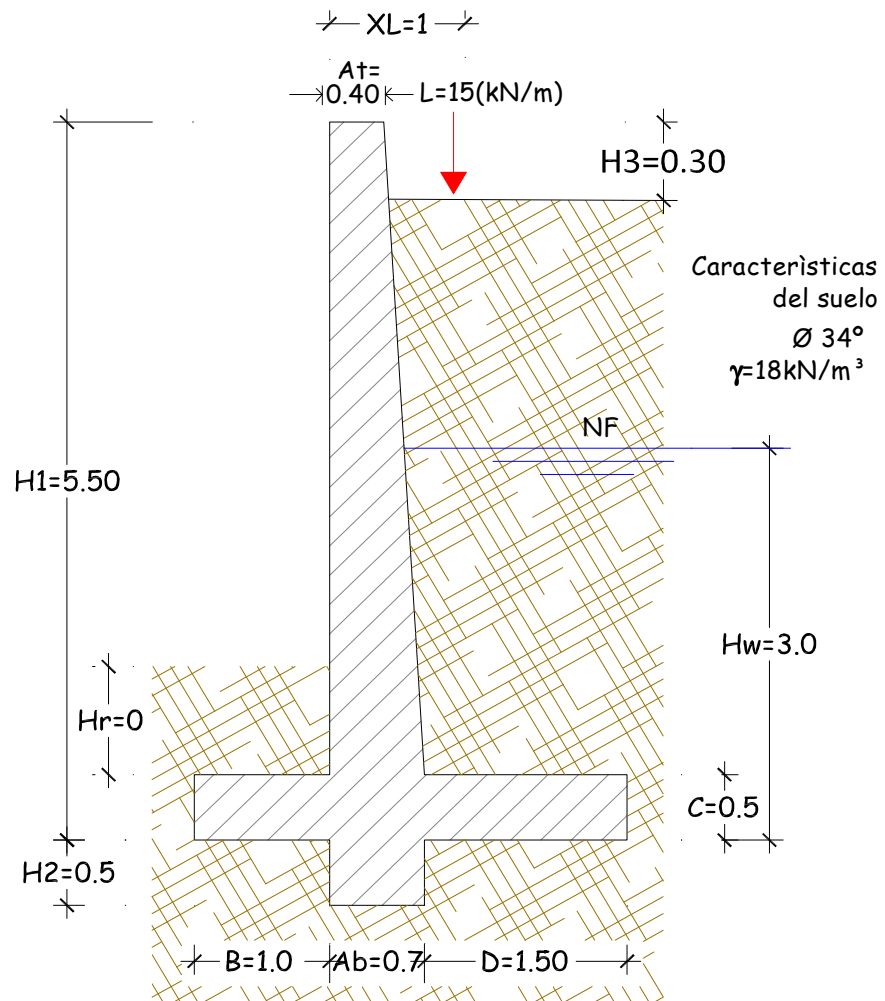


Figura 4.3 Dimensiones Definitivas del Muro

4.2. Evaluación de la Estabilidad del Muro

Los análisis de los estados límite de falla del muro comprenden la evaluación de los factores de seguridad por volteo, deslizamiento y falla por capacidad de carga. Para la evaluación de la presión activa el primero es el criterio o análisis de COULOMB, mediante el algoritmo o programa PROKON.

4.2.1 Empuje Activo

Cuando la parte superior de un muro se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total **Ea**, aplicada en el tercio inferior de la altura.

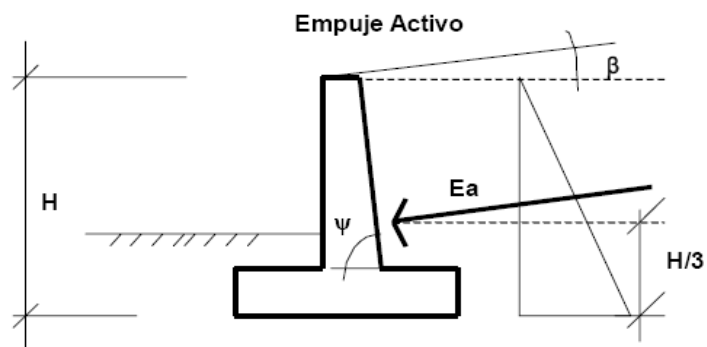


Figura 4.4 Empuje Activo

ψ = Ángulo de cara interna del muro con la horizontal

β = Ángulo del relleno con la horizontal.

δ = Ángulo de fricción suelo-muro.

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a * \cos \omega \quad (\text{Empuje Horizontal})$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a * \sin \omega \quad (\text{Empuje Vertical})$$

$$\omega = 90 + \delta - \psi$$

K_a = Coeficiente de presión activa.

γ = Peso específico del suelo a contener

H = Altura del muro

El coeficiente de presión activa se puede determinar con las teorías de Coulomb para suelos granulares; conduce a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi)}{\text{Sen}^2(\psi) * \text{Sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\psi - \delta) * \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Desarrollando las ecuaciones, el valor del coeficiente del empuje activo para el muro 5.50m y el empuje activo es:

$$\mathbf{K_a=0.279}$$

$$\mathbf{E_a= 61.412 \text{ KN}}$$

4.2.2 Empuje Pasivo

Cuando un muro empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra **Ep**, la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor Límite superior **Ep**, la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_p$$

Kp = Coeficiente de presión pasiva.

La presión pasiva en suelos granulares, se puede determinar con la siguiente expresión:

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi)}{\text{Sen}^2(\psi)\text{Sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta)\text{Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\psi + \delta)\text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

El valor del coeficiente y del empuje pasivo esta dado por la intervención del dentellón y es:

$$K_p = 8.641$$

$$E_p = 19.442 \text{ KN}$$

Resumen de Fuerzas Desestabilizantes

Tabla 4.2 Resumen de Fuerzas Desestabilizantes

Descripción	F Horizontal Izq (+)	Brazo	F Vertical Abajo (+)	Brazo
Presión Activa	61.412	1.733	29.205	1.600
Presión Hidrostática	31.809	1.000		
Resultado de la línea de carga L	4.034	4.123	0.242	1.483

Resumen de Fuerzas Estabilizantes

Tabla 4.3 Resumen de Fuerzas Estabilizantes

Descripción	F Horizontal Izq (+)	Brazo z	F Vertical Abajo (+)	Brazo x
Presión Pasiva	-19.442	0.167		
Peso muro			112.800	1.395
Peso suelo en base			100.202	2.364
Presión Hidrostatica en la base			36.788	2.450
Línea de Carga 15 KN/m			15.000	2.000

4.2.3 Estabilidad de Deslizamiento

Suma de fuerzas verticales **Pv**= 294.24 KN

Resistencia de Fricción **Pf**= 198.46 KN

Presión pasiva = 58.33 KN

Presión pasiva en la base = 19.44 KN

→ Total fuerza horizontal. Resistencia **Fr** = 276.23 kN

Fuerza de deslizamiento horizontal en el muro **Fh** = 97.26 KN

→ Total Fuerza de deslizamiento horizontal **Fh** = 97.26 kN

Factor de seguridad contra el Deslizamiento

$$Fr / Fh = 2.84$$

4.2.4 Estabilidad al Volcamiento

Momento de Volcamiento M_o .

$$M_o = \sum F.Horizontales * z - \sum F.Verticales * x$$

$$\sum F.Horz.*z = (61.412 * 1.733) + (31.809 * 1) + (4.034 * 4.123)$$

$$\sum F.Horz.*z = (106.427) + (31.809) + (16.632) = 154.868$$

$$\sum F.Verticales * x = (29.205 * 1.6) + (0.242 * 1.483)$$

$$\sum F.Verticales * x = (46.728) + (0.359) = 47.087$$

$$M_o = 154.868 - 47.087 = 107.80 \text{ KN} - m$$

Momento Estabilizante M_r

$$M_r = - \sum F.Horz.*z + \sum F.vert * x$$

$$\sum F.Horz.*z = -(-19.442 * 0.167) = 3.25$$

$$\sum F.Vert * x = (112.8 * 1.395) + (100.202 * 2.364) + (36.788 * 2.45) + (15 * 2)$$

$$\sum F.Horz.*z = (157.37) + (236.88) + (90.13) + (30) = 514.4$$

$$M_r = 517.65 \text{ KN} - m$$

Factor de seguridad contra el Volcamiento

$$M_r/M_o = 4.802$$

4.2.5 Capacidad portante

Los resultados del programa PROKON dieron presiones de contacto entre 12 y 21 Ton/m².

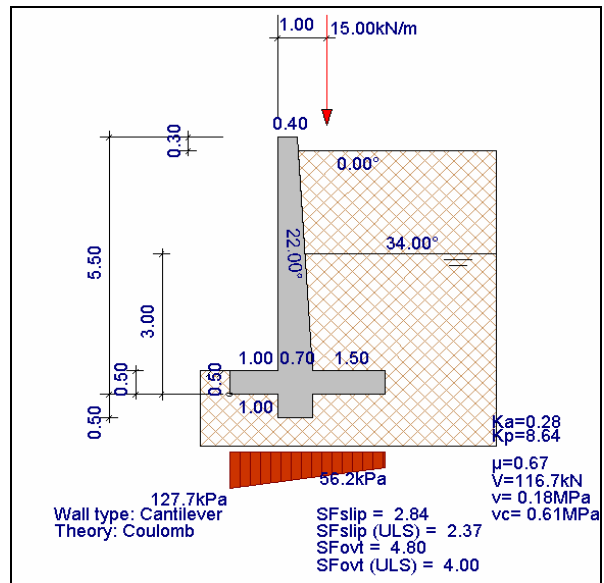


Figura 4.5 Presión de contacto inducido por el muro de contención, análisis estático.

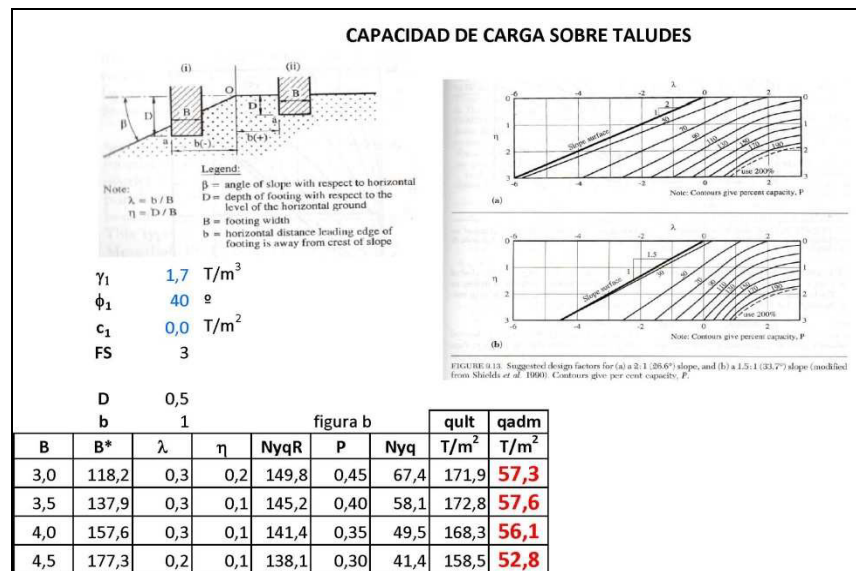


Figura 4.6 Presión de contacto admisible tomado del estudio de suelos

El muro es estable y los valores de capacidad admisible a compresión del suelo son mayores a las demandas obtenidas en los modelos de análisis del programa PROKON.

Factor de seguridad de la Capacidad Portante

$$Q_a / Q_u = 2.4$$

El diseño del muro se lo realizó con el Código ACI 318-2005

4.4 Especificaciones Generales

Las propiedades requeridas del hormigón y del acero de refuerzo, deben estar en función de un diseño.

4.4.1 Hormigón

El hormigón de resistencia a la compresión a los 28 días $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

4.4.2 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo con punto de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. El acero debe ser corrugado sin corrosión o recubrir con epóxico.

4.4.3 Material de Relleno

Para ayudar al drenaje de las aguas y evitar presiones hidrostáticas se utiliza material filtrante en la cara del muro

- Arena Gruesa
- Piedra Triturada

4.4.4 Material de Fundación

Se debe determinar las propiedades ingenieriles del suelo de fundación, tales como:

- Parámetros de resistencia **C_u , c' y ϕ'** .
- Pesos unitarios **γ_T , γ_d** y las propiedades índices del material.
- Localización del nivel freático.

4.4.5 Equipo

Se deberá disponer de los equipos necesarios para cargar, transportar, colocar y compactar el Hormigón Fresco sin afectar su composición ni su resistencia, evitando la segregación de los áridos y la formación de oquedades.

4.5 Proceso Constructivo

4.5.1 Tareas Previas

Comprobar el Replanteo y las Cotas de la Zapata

Antes de la construcción del muro de hormigón, debe comprobarse que el replanteo y la cota superior de la zapata coincidan con los planos del proyecto con un margen de error de ± 2 cm. De manera que para comenzar con el muro, debe estar ejecutada la zapata y con las esperas en posición y la longitud correspondiente prevista en la documentación técnica.

El encofrado a emplear estará perfectamente limpio y tratado con desencofrante para garantizar su puesta en obra y el correcto acabado del muro.

Hormigón

Deberá analizarse para su aprobación la planta de fabricación y verificar las fórmulas de trabajo propuestas, como así también los materiales componentes del hormigón; se verificarán los resultados de rotura a compresión obtenidos y se verificarán los equipos de transporte, de colocación y de vibrado.

Verificar que la trabajabilidad del hormigón corresponda con los métodos de colocación previstos, que no se originen ratoneras ni se demoren los tiempos de colocación por alguna dificultad en la puesta en obra.

Encofrado

Con la documentación técnica de la obra, deberá comprobarse el dimensionado, si resiste el peso del hormigón, su peso propio y el peso de los encofradores, y otras posibles sobrecargas accidentales que actúen sobre los mismos. Las cimbras deben resistir una acción horizontal del orden del 2% de la carga vertical que incida sobre ellas.

Los elementos componentes del encofrado (madera, metal) como así también sus uniones, deberán tener la rigidez suficiente para poder resistir las presiones del hormigón fresco y los efectos de la compactación, sin sufrir deformaciones apreciables.



Figura 4.8 Figura de encofrado del muro de hormigón.

4.5.2 Replanteo

Sobre la zapata hormigonada, se marca el replanteo del arranque del encofrado. Se marcan las juntas del hormigonado, que deberán tener una distancia entre ellas que no supere los 15 m. Si se desplazan levemente las varillas de las zapatas, pueden doblarse como máximo en 1 cm.

4.5.3 Encofrado y Colocación de Hierro

Para el arranque de los encofrados se colocan tablones o tabloncillos sobre la zapata hormigonada para su nivelación.

Se verifica que no existan deformaciones ni roturas en los encofrados, se limpian cuidadosamente, se les aplica desencofrante y se realiza el montaje de los mismos. Nunca deberá usarse gasóleo o grasa normal.

Colocada la cara posterior del muro, a continuación se disponen las armaduras según indican los planos.

Los separadores (galletas) tendrán las dimensiones adecuadas a fin de lograr los recubrimientos exigidos por proyecto.

Las piezas hormigonadas contra el terreno tendrán un recubrimiento mayor o igual a 7 cm.

Se observará con cuidado la longitud mínima de anclaje y el traslape de las varillas.

Cuando las varillas llevan un tiempo expuestas a la intemperie, deben examinarse, limpiarse y observar que no hayan sido atacadas por la corrosión.

Se efectúa el atado de las armaduras con el objeto de obtener la rigidez necesaria para que no se produzcan movimientos o desplazamientos durante el hormigonado y se disponen los separadores (galletas) necesarios para lograr los recubrimientos previstos, controlando esto antes de hormigonar.

Se procede a limpiar el fondo eliminando productos nocivos y cualquier material suelto.

Finalmente se cierra la cara del encofrado faltante arriostrando las dos caras, se apuntala dejando firme y rígido el conjunto perfectamente aplomado con un margen de tolerancia de ± 2 cm.

Marcar el nivel del hormigonado con clavos u otro sistema.

No permitir que los empalmes de los paneles tengan resaltos que superen más de 1 cm.



Figura 4.9 Figura de la colocación del acero de refuerzo en el muro HA

4.5.4 Hormigonado

Antes de iniciar los trabajos de hormigonado, se monta un caballete o andamio para permitir el acceso a parte superior del muro a los operarios.

El vertido se efectúa en caída libre a una distancia aproximada a 1,5 metros, siempre tratando que no aparezcan disgregaciones. Este vertido de hormigón se realiza en forma continua o en capas y de tal modo que los encofrados y armaduras no sufran desplazamientos,

evitando la formación de coqueras (ratoneras), juntas y planos de debilidad en estas secciones.

Para la compactación del hormigón se emplean vibradores de inmersión, cuidando de introducir la aguja en la masa en forma vertical, profunda y rápidamente y extraerla lentamente y a velocidad constante hasta que fluya la lechada sobre la superficie.

El hormigón se compacta en capas no mayores a 60 cm. Al hormigonar por capas, la aguja del vibrador debe penetrar en la capa inferior entre 10 y 15 cm.

4.5.5 Trabajos de Desencofrado

Después de hormigonar deberá esperarse al menos 24 horas para comprobar el estado del hormigón. Se tendrá especial cuidado en que no se produzcan oquedades (ratoneras); en caso en que aparezcan, se procede de acuerdo al tamaño de las mismas y si el hormigón es visto o no.

Retirar todo elemento de encofrado que impida el libre juego de juntas de dilatación o de retracción.

Los anclajes y alambres del encofrado que quedaron fijos durante el hormigonado se cortan a ras del muro.

4.5.6 Juntas

Todas las juntas deben preverse en el proyecto. Cuando aparece alguna junta que no se ha previsto, se ejecutará en la dirección de los esfuerzos máximos, y si esto no puede realizarse, se formará con ella el mayor ángulo que sea posible.

Cuando por alguna razón se interrumpe el hormigonado, sin poder tener una continuación en un lapso menor a las 6 horas, se debe limpiar la junta con un chorro a presión de agua y aire o con otro sistema que permita la limpieza de la lechada superficial, de los áridos sueltos, para que quede el árido visto.

4.5.7 Curado

En último término se efectúa el curado en toda la superficie expuesta mediante riego de agua por un período de 7 días, o con un líquido especial para curado.

El curado se realiza de inmediato a continuación del vibrado y enrasado de la superficie final para impedir así la formación de fisuras de retracción plástica frente a la pérdida de humedad. Si se emplea película filmógena, la misma se extiende sobre la superficie húmeda y saturada pero libre de encharcados (si aparecen deben ser eliminados).

Los muros encofrados se curan inmediatamente después de desencofrarlos.

Cuando se efectúan curados con agua, el proceso dura como mínimo 4 días; si existen baja temperatura ambiente, se extiende el curado a 7 días.

4.6 Condiciones Para el Recibo de los Trabajos

- Armaduras: debe vigilarse el estado de las armaduras, que los separadores se encuentren firmes y bien atados para que no se desplacen o se muevan cuando se realiza el hormigonado.
- Verificar antes del hormigonado que los pasatubos y huecos estén en la posición correcta, como así también las placas de anclaje que pudiera contener el muro de hormigón. Todo permanecerá sujeto evitando todo movimiento durante el hormigonado.
- Se hormigonará en forma continua, sin interrupciones donde puedan aparecer juntas.
- Vigilar que la consistencia del hormigón sea la esperada, tendrá que ser uniforme para todo el hormigonado. No agregar agua al hormigón cuando se encuentra en el camión hormigonera.
- El vibrador no debe tocar las armaduras.

- Cuidar que el vibrado alcance el fondo, los vértices y las aristas, siendo conveniente la inmersión en puntos próximos y diferentes y no aumentar el tiempo de vibrado colocando el vibrador a distancias mayores.
- Tener en cuenta las deformaciones previsibles de los encofrados, realizando las capas en el orden establecido.
- Con temperaturas altas, debe agregarse al hormigón la humedad necesaria para un curado efectivo, hasta que alcance el 70% de su consistencia.
- Elegir los vibradores adecuados en diámetro para poder introducirlos en la masa de hormigón sin problemas; reservar siempre vibradores de repuesto.

4.7 Unidad de Medida

- **Hormigón:** se mide por volumen, en m^3 , según documentación técnica.
- **Encofrado:** se mide por superficie, en m^2 , según documentación técnica.
- **Acero Corrugado:** se mide por peso, en **Kg**, según documentación técnica.

CAPITULO 5

MURO DE CONTENCIÓN REFORZADO CON GEOSINTETICO

5.1. Diseño del Muro

Al incluir un material con resistencia a la tensión dentro de una masa de suelo que debe soportar una serie de empujes, se logra aumentar la resistencia general del conjunto, básicamente por el esfuerzo cortante desarrollado entre el geosintético y las capas de suelo adyacentes.

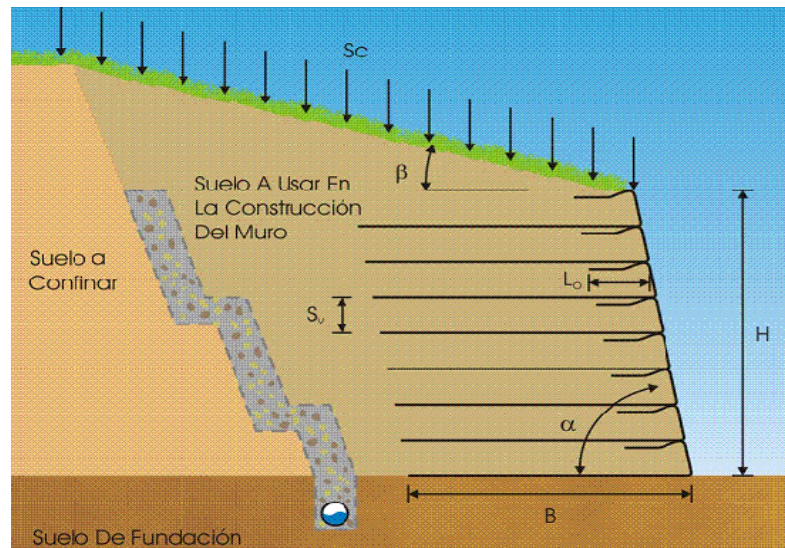


Figura 5.1 Esquema Muro Mecánicamente Estabilizado

Se requiere construir una estructura en suelo reforzado, para obtener una superficie adicional y conformar la bancada de una vía de doble carril, que soportará tráfico pesado en los dos sentidos.

La Geometría del muro es la siguiente:

Altura Máxima	: 5.5 m
Longitud	: 16 m
Inclinación de la cara	: Vertical

El suelo a utilizarse como material de relleno en la zona reforzada tiene las siguientes características y propiedades geomecánicas:

Ángulo de Fricción Interna:	34°
Cohesión	: 1 T/m²

Peso Unitario	: 1.8 T/m³
Limite Líquido	: 25
Limite Plástico	: 15
Pasa Tamiz 200	: 24.46 %

El suelo de la ladera que servirá al tiempo como fundación, tiene las características similares que las del suelo de relleno.

De acuerdo a los estudios realizados (Determinación de la distribución granulométrica y de los Límites de Atterberg) a el tipo de suelo ubicado en la abscisa 44 + 680, se observa que si cumplen con las especificaciones mínimas exigibles para los materiales de relleno.

Se tiene además una estructura de pavimento con los siguientes espesores y sus respectivos pesos unitarios:

Sub-base granular: 40 cm, 1.9 T/m³

Base granular : 20 cm, 2.0 T/m³

Carpeta asfáltica : 10 cm, 2.2 T/m³

Los geotextiles utilizados en la realización de este proyecto son:

Geotextil tejido T1700

Geotextil tejido T2100

5.1.1 Límites De Diseño

- Determinar la altura máxima del muro. **(H)**
- Determinar la inclinación de la cara del muro en relación con la horizontal. Se define 70° como la inclinación mínima para los muros de contención, de lo contrario el caso sería el de un terraplén o un talud **(α)**.
- Evaluar las cargas externas y su ubicación

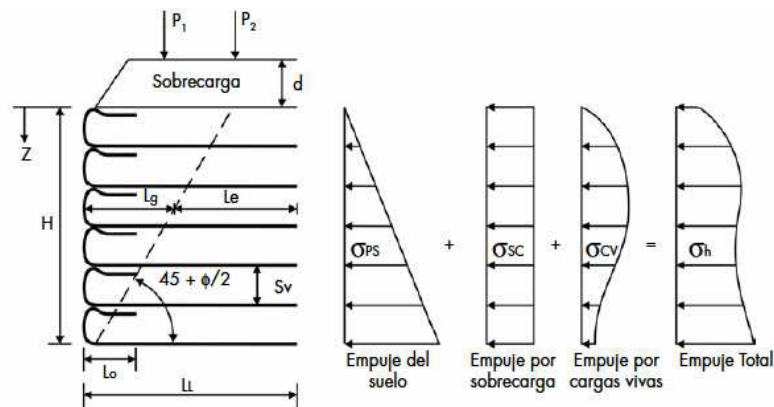


Figura 5.2 Conceptos de presión de suelos y teoría de muros con Geotextil

- En el caso de existir un terraplén sobre el muro, determinar la inclinación β con respecto a la horizontal y definirlo como una sobrecarga.

Como no encontramos ningún terraplén sobre el muro, solo actuará como sobrecarga la estructura del pavimento y la carga de tráfico.

Procedemos a calcular la sobrecarga uniforme creada por la estructura de pavimento:

$$q = \Sigma (\gamma * d)$$

$$q = 0.4m * 1.9T/m^2 + 0.2m * 2.0T/m^2 + 0.1m * 2.2T/m^2$$

$$q = 1.38 T/m^2$$

A través del programa GEOSOFTE PAVCO V 2.0 procedemos a calcular las cargas vivas generadas por el tráfico. El programa se encarga de calcular los incrementos de carga generados por cada rueda y de graficar el esfuerzo horizontal total producido por todas las llantas sobre la cara del muro con respecto a la profundidad. Se obtiene lo siguiente:

- Cálculo de distribución de esfuerzos por cargas vivas con respecto a la profundidad:

Tabla 5.1 Resumen de Fuerzas Vivas con respecto a la profundidad

Z (m)	Esfuerzos (kPa)
0.0	0
0.5	1.315
1.0	3.641
1.5	4.921
2.0	4.958
2.5	4.361
3.0	3.596
3.5	2.876
4.0	2.269
4.5	1.782
5.0	1.401
5.5	1.106

- Esfuerzo Verticales debido a las cargas vivas

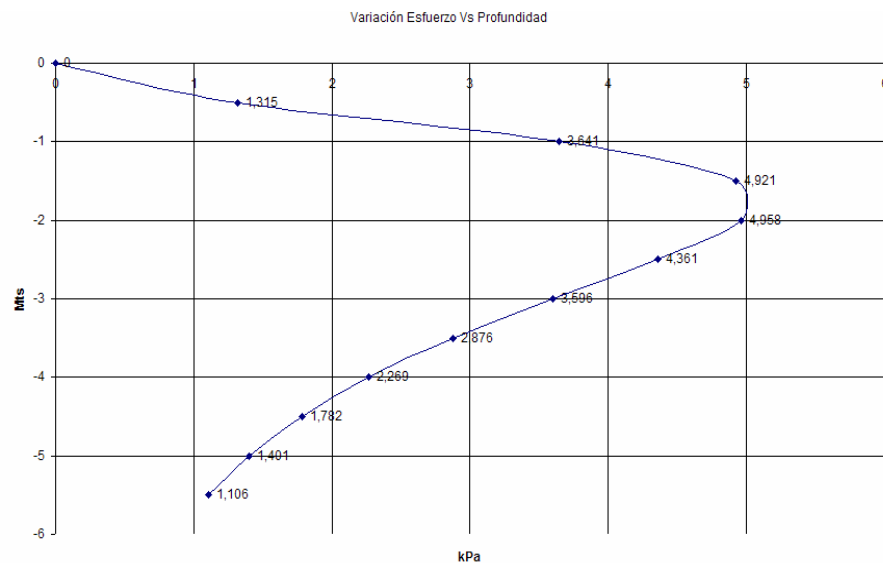


Fig. 5.3 Resumen de Fuerzas Desestabilizantes

5.2 Análisis de Estabilidad

5.2.1 Análisis de Estabilidad Interna

- Determinar las dimensiones preliminares del muro. Que para nuestro caso es:

H= 5.5 m.

B= 4.4 m.

- Desarrollar los diagramas de presión lateral de tierras para la sección reforzada.
- Calcular los máximos esfuerzos horizontales en cada capa de refuerzo.

Para esto evaluamos primero las presiones de tierra originadas por la presión del suelo, de las cargas, de las sobrecargas y las cargas vivas. Para este efecto el programa GEOSOFTE PAVCO V 2.0 emplea las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}\sigma_{PS} &= K_a * \gamma * z \\ \sigma_{SC} &= K_a * q \\ \sigma_{CV} &= P (x^2z / R^5) \\ \sigma_h &= \sigma_{PS} + \sigma_{SC} + \sigma_{CV}\end{aligned}$$

Donde:

σ_{PS} = Presión debida al suelo

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

ϕ = Ángulo de resistencia al corte del suelo de relleno en la zona reforzada

γ = Peso unitario del suelo de relleno

z = Profundidad desde la superficie hasta la capa en estudio

σ_{SC} = Presión debida a sobrecargas

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

D = Profundidad del suelo de sobrecarga

σ_{CV} = Presión debida a las cargas vivas

P = Cargas concentradas

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

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

Como ilustración calculamos **σ_h** para una profundidad de **z= 5m**.

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad \sigma_h = K_a * \gamma * z + K_a * q + \sigma_{CV}$$

$$K_a = 0.283 \quad \sigma_h = 2.734T/m^2 + \sigma_{CV}$$

Donde **σ_{CV}** es originado por las cargas vehiculares a **z= 5mts**.

$$\sigma_{CV} = 0.143 T/m^2$$

Entonces

$$\sigma_h = 2.877 T/m^2 = 28.77 \text{ kPa.}$$

Haciendo este procedimiento para cada capa, el programa arroja los siguientes resultados:

*Tabla 5.2 Resumen de **σ_h** con respecto a la profundidad*

Z (m)	σ_h (kPa)
0.0	3.826
0.5	6.321
1.0	8.817
1.5	11.312
2.0	13.807
2.5	16.302
3.0	18.797
3.5	21.293
4.0	23.788
4.5	26.283
5.0	28.778
5.5	31.274

Una vez determinados estos esfuerzos, procedemos a calcular la Separación Vertical (**Sv**) o también llamado el espesor de cada capa. El programa utiliza las siguientes ecuaciones para dicho cálculo:

$$\begin{aligned} \mathbf{Tadm} &= \mathbf{Tult} / \mathbf{FS} \\ \mathbf{FS} &= (\mathbf{FRID} * \mathbf{FRFL} * \mathbf{FRDQB}) \\ \mathbf{SV} &= \mathbf{Tadm} / (\sigma h * \mathbf{FSg}) \end{aligned}$$

Donde:

Tult = Resistencia última del geotextil por el método de la tira ancha.

FRID = Factor de Reducción por daños durante la instalación (1.2).

FRFL = Factor de Reducción por carga continua sobre el geotextil (2.2).

FRDQB = Factor de Reducción por degradación química/biológica (1.0)

SV = Separación vertical (Espesor de cada capa)

Tadm = Esfuerzo admisible del geosintético

σh = La presión lateral total en la profundidad total

FSg = Factor de seguridad global (usar 1.3 a 1.5)

Continuamos con la ilustración para el cálculo de **SV**.

El Esfuerzo Admisible (**Tadm**) para el geotextil tejido T2100 es de:

$$\mathbf{14.4kN/m = 1.5 T/m}$$

Con un Factor de Seguridad Global:

$$\mathbf{FSg = 1.3}$$

Se obtiene una separación vertical **SV** para esta capa de:

$$\mathbf{SV} = T_{adm} / (\sigma_h * FS_g)$$

$$\mathbf{SV} = 0.356 \text{ m} = 0.30 \text{ m}$$

Con el programa obtenemos lo siguiente:

*Tabla 5.3 Resumen de **SV** con respecto a la profundidad.*

Z (m)	Geosintetico	Sv Diseño (mts)	Sv Calculado
0.1	T1700	0.1	1.903
0.6	T1700	0.5	1.015
1.1	T1700	0.5	0.661
1.5	T1700	0.4	0.538
1.9	T1700	0.4	0.478
2.3	T1700	0.4	0.439
2.7	T1700	0.4	0.409
3.1	T2100	0.4	0.486
3.4	T2100	0.3	0.464
3.7	T2100	0.3	0.44
4	T2100	0.3	0.424
4.3	T2100	0.3	0.406
4.6	T2100	0.3	0.388
4.9	T2100	0.3	0.372
5.2	T2100	0.3	0.356
5.5	T2100	0.3	0.341

Cálculo de las longitudes de desarrollo del Geosintético. Estas se componen por tres longitudes que sumadas dan la longitud total a utilizarse por capa en la sección transversal del muro.

- Longitud Geométrica hasta la zona de falla, **L_g**:

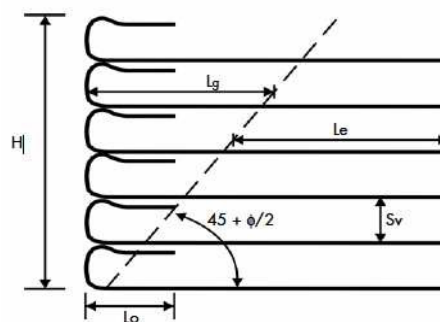


Figura 5.4 Detalle de las capas.

Utilizamos la siguiente ecuación:

$$L_g = (H-z) * \tan (45 - \phi/2)$$

$$L_g = (5.5 - 5.2) * \tan (45-17)$$

$$L_g = 0.16m$$

- Longitud de empotramiento, **L_e**:

Esta corresponde a la superficie de empotramiento por detrás de la zona de falla, donde debido a la interacción de suelo-geotextil o suelo-geomalla se desarrollan las fuerzas resistentes.

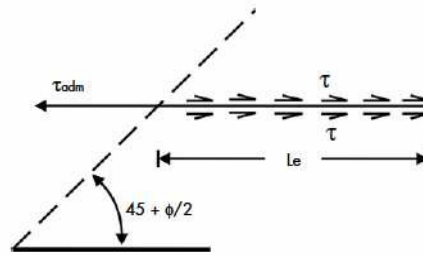


Figura 5.5 Cálculo de la Longitud de empotramiento del refuerzo

Utilizamos la siguiente ecuación:

$$Le = \sigma_h * S_v * FS / 2 (c + \sigma * \tan \delta)$$

Donde δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el geosintético de refuerzo. Obtenido por medio del método de ensayo de la norma ASTM D 5321, con el cual se determina la resistencia al corte entre suelo–geosintético ó entre geosintético–geosintético. Podemos tomar un valor de δ entre 0.7ϕ y 0.85ϕ , siendo 0.7ϕ el valor más conservador.

$$Le = 1.33/2 * (1 + 1.8*5*0.514)$$

$$Le = 0.12 \text{ m}$$

Como **Le** no puede ser menor a 1 metro, tomamos este valor para el diseño de la capa:

$$L_{\min} = 1.00 \text{ m}$$

Por lo que la longitud del refuerzo para la capa $z = 5\text{m}$ es igual a:

$$L_t = L_g + L_e$$

$$L_t = 0.16 + 1$$

$$L_t = 1.16 \text{ m.}$$

Debido a que no solo se debe garantizar la estabilidad interna del muro sino también la estabilidad externa, el Instituto Nacional de Vías de los Estados Unidos de América y la FHWA en su documento “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines” recomienda que la longitud mínima del refuerzo en este tipo de estructuras sea mayor o igual a 0.7 veces la altura del muro y que la longitud del refuerzo sea la misma en toda la altura del muro, por lo que:

$$L_t = 5.5 * 0.80 = 4.4 \text{ m.}$$

La longitud total de geotextil a usar en esta capa sería la siguiente:

$$L_T = L_t + L_o + S_v \text{ donde } L_o \text{ siempre es igual a 1m.}$$

$$L_T = 4.4 + 1 + 0.30 = 5.70 \text{ m.}$$

Haciendo este análisis para cada capa, se obtiene:

Tabla 5.4 Resumen resultados de cantidad de Geotextil usado por capa.

Z [m]	Geosintético	Sv Diseño [m]	Sv Calculado [m]	Le minimo [m]	Lg [m]	L [m]	Lo [m]	L a Usar [m]	Lt [m]
0,1	T1700	0,1	1,903	1,0	2,871	3,871	1,0	4,4	5,5
0,6	T1700	0,5	1,015	1,0	2,605	3,605	1,0	4,4	5,9
1,1	T1700	0,5	0,661	1,0	2,34	3,34	1,0	4,4	5,9
1,5	T1700	0,4	0,538	1,0	2,127	3,127	1,0	4,4	5,8
1,9	T1700	0,4	0,478	1,0	1,914	2,914	1,0	4,4	5,8
2,3	T1700	0,4	0,439	1,0	1,701	2,701	1,0	4,4	5,8
2,7	T1700	0,4	0,409	1,0	1,489	2,489	1,0	4,4	5,8
3,1	T2100	0,4	0,486	1,0	1,276	2,276	1,0	4,4	5,8
3,4	T2100	0,3	0,464	1,0	1,117	2,117	1,0	4,4	5,7
3,7	T2100	0,3	0,444	1,0	0,957	1,957	1,0	4,4	5,7
4,0	T2100	0,3	0,424	1,0	0,798	1,798	1,0	4,4	5,7
4,3	T2100	0,3	0,406	1,0	0,638	1,638	1,0	4,4	5,7
4,6	T2100	0,3	0,388	1,0	0,479	1,479	1,0	4,4	5,7
4,9	T2100	0,3	0,372	1,0	0,319	1,319	1,0	4,4	5,7
5,2	T2100	0,3	0,356	1,0	0,16	1,16	1,0	4,4	5,7
5,5	T2100	0,3	0,341	1,0	0,0	1,0	1,0	4,4	5,7

5.2.2 Estabilidad De Deslizamiento

Los factores que se mencionan a continuación son los factores mínimos recomendados por la AASHTO para el cálculo y diseño de

muros en suelo reforzado para accesos a puentes según los lineamientos de la FHWA.

Tabla 5.5 Factores de Seguridad recomendados por la AASHTO

Tipo De Análisis	Factor De Seguridad
Deslizamiento	1,5
Volcamiento	2,0
Capacidad Portante	3,0
Estabilidad Global	1,3
Asentamientos	Según los requerimientos del proyecto

Se debe verificar que las fuerzas horizontales externas no vayan a originar un desplazamiento al muro.

$$Fsd = \frac{\Sigma \text{Fuerzas Horizontales Resistentes}}{\Sigma \text{Fuerzas Horizontales Actuales}}$$

La fuerza horizontal resistente es la fuerza cortante producida por la interacción entre el suelo de fundación y el geotextil en la zona reforzada, y el suelo de fundación con el de relleno en la zona donde no hay refuerzo.

$$\tau = c + \sigma v \cdot \tan \delta$$

$$\sigma v = 1.38 \text{ T/m}^2 + 5.5 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ T/m}^3$$

$$\sigma v = 11.28 \text{ T/m}^2$$

$$\delta = 0.8 \varphi$$

$$\delta = 0.8 \cdot 34$$

$$\delta = 27.2$$

$$\tau = c + \sigma v \cdot \tan \delta$$

$$\tau = 1 \text{ T/m}^2 + 11.28 \text{ T/m}^2 \cdot \tan 27.2$$

$$\tau = 6.80 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Fuerza cortante} = \tau \cdot L$$

$$\text{Fuerza cortante} = 6.80 \text{ T/m}^2 \cdot 4.4 \text{ m}$$

$$\text{Fuerza cortante} = 29.92 \text{ T/m}$$

Determinación de las Fuerzas Horizontales Actuantes del relleno de confinamiento:

$$Pa = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$$

$$Pa = \frac{1}{2} \cdot 1.8 \text{ T/m}^3 \cdot 5.5^2 \text{ m}^2 \cdot 0.283$$

$$Pa = 7.70 \text{ T/m}$$

De la sobrecarga:

$$Psc = q \cdot Ka \cdot H$$

$$Psc = 1.38 \text{ T/m}^2 \cdot 0.283 \cdot 5.5 \text{ m}$$

$$Psc = 2.15 \text{ T/m}$$

De las cargas vivas:

$$Pcv = 0.75 \cdot (Qp / H)$$

$$Pcv = 0.75 \cdot (2.28 \text{ T} / 5.5 \text{ m})$$

$$Pcv = 0.31 \text{ T/m}$$

Factor de seguridad al deslizamiento:

$$Fsd = 56.36 / (7.70 + 2.15 + 0.31)$$

$$Fsd = 29.92 / 10.1$$

Factor de Seguridad

$$\underline{Fsd = 2.96 > 1.5 \text{ OK}}$$

5.2.3 Estabilidad al Volcamiento

Se debe revisar que el momento producido por las fuerzas horizontales actuantes, comparadas con los momentos resistentes no vaya a ocasionar un volcamiento del muro. El análisis se hace tomando momentos en relación con el extremo inferior izquierdo de la sección transversal del muro.

$$F_{sv} = \frac{\Sigma \text{Momentos Resistentes}}{\Sigma \text{Momentos Actuantes}}$$

Determinación de los Momentos Resistentes generados por la sobrecarga:

$$\mathbf{M_{sc} = q * L * L/2}$$

$$\mathbf{M_{sc} = 1.38 \text{ T/m}^2 * 4.4\text{m} * 2.2\text{m}}$$

$$\mathbf{M_{sc} = 13.36 \text{ T m/m}}$$

Del generado por el propio peso del muro:

$$\mathbf{M_{pm} = H * L * \gamma * L / 2}$$

$$\mathbf{M_{pm} = 5.5\text{mts} * 4.4\text{m} * 1.8 \text{ T/m}^3 * 2.2\text{m}}$$

$$\mathbf{M_{pm} = 95.83 \text{ T m/m}}$$

Determinación de los Momentos Actuantes generados por la presión lateral de tierras:

$$\mathbf{M_{pt} = 1/3 * H * P_a}$$

$$\mathbf{M_{pt}} = 1/3 * 5.5\text{m} * 7.70\text{T/m}$$

$$\mathbf{M_{pt}} = 14.12 \text{ T m/m}$$

Determinación de los Momentos Actuantes generados por la sobrecarga

$$\mathbf{M_{sc}} = 1/2 * H * P_{sc}$$

$$\mathbf{M_{sc}} = 1/2 * 5.5\text{m} * 2.15 \text{ T/m}$$

$$\mathbf{M_{sc}} = 5.91 \text{ T m/m}$$

Determinación de los Momentos Actuantes generados por las cargas vivas:

$$\mathbf{M_{cv}} = 0.55 * H * P_{cv}$$

$$\mathbf{M_{cv}} = 0.55 * 5.5\text{m} * 0.31\text{T/m}$$

$$\mathbf{M_{cv}} = 0.94 \text{ T m/m}$$

Factor de Seguridad al Volcamiento

$$\mathbf{F_{sv}} = (13.36 + 95.83) / (14.12 + 5.91 + 0.94)$$

$$\mathbf{F_{sv}} = 109.19 / 20.97$$

Factor de Seguridad al Volcamiento

$$\mathbf{F_{sv}} = 5.21 > 2 \text{ OK}$$

5.2.4 Capacidad Portante

Se revisa que la capacidad portante del terreno sea lo suficientemente competente para soportar las cargas producidas por la construcción

del muro. Un muro de suelo reforzado se asemeja a un cimiento continuo.

La profundidad de la cimentación debe tener un valor mínimo, con el fin de garantizar una estabilidad general de la estructura y la minimización de asentamientos debido a la carga del muro. Al tener en cuenta una profundidad de cimentación se incrementa el factor de seguridad contra el deslizamiento de la estructura.

Tabla 5.6 Profundidades mínimas de cimentación de muros en Suelo reforzado

Profundidades mínimas de cimentación de muros en suelo reforzado y taludes

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

Teniendo en cuenta lo anterior se realiza el cálculo de la capacidad portante del muro como se muestra a continuación:

$$\sigma_{ult} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_\gamma = 12.54$$

Donde **Nc**, **Nq**, **Ny** son los factores de carga planteados por Vesic (1973) para la ecuación general de capacidad portante, para la profundidad de la cimentación se tomó una profundidad de 1.0 m. Con base a estos datos se calcula la capacidad portante del suelo de fundación sobre el cual se construirá el muro en suelo reforzado.

$$\sigma_{ult} = 1 \cdot 22.25 + 1.8 \cdot 1 \cdot 11.85 + \frac{1}{2} \cdot 1.8 \cdot 4.4 \cdot 12.54$$

$$\sigma_{ult} = 93.24 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_v = 22.98 \text{ T/m}^2$$

Factor Seguridad Capacidad Portante

$$F_{Scp} = 93.24 / 22.98$$

$$F_{Scp} = 4.05 > 3 \text{ OK}$$

Con todos estos análisis comprobamos que el diseño pasó por todos los estados límites.

5.3. Detallamiento del Muro

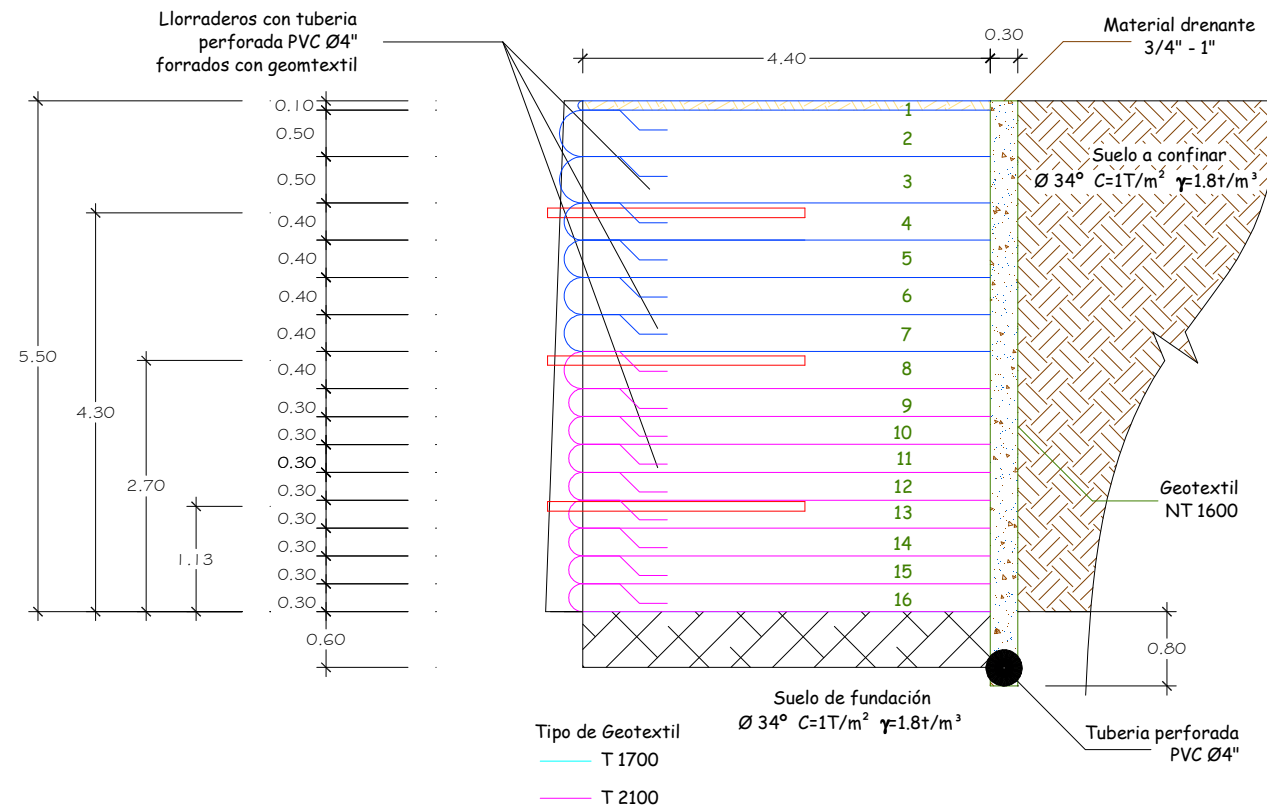


Fig.5.6 Detallamiento del Muro Reforzado con Geosinteticos

5.4. Especificaciones Generales de Construcción

Las propiedades requeridas del geotextil para refuerzo, así como el número de capas de geotextil a usar, deben estar en función de un diseño. El tipo de geotextil a usar depende de las condiciones geomecánicas del suelo de relleno, de las propiedades mecánicas del geotextil necesarias según el diseño y de las cargas impuestas durante la ejecución de los trabajos, permitiendo en todo momento el libre paso del agua.

5.4.1 Geotextil

Las propiedades de resistencia de los geotextiles dependen de los requerimientos del diseño y las condiciones particulares de supervivencia e instalación. Estas propiedades corresponden a condiciones normales de instalación.

5.4.2 Material de relleno

Una de las ventajas más importantes de este tipo de sistema de refuerzo es la capacidad de poder trabajar con los mismos materiales que se encuentran en el sitio de la obra. Sin embargo se debe tener en cuenta los procedimientos de compactación del suelo y hacer énfasis en el sistema de drenaje a utilizar.

El material más apropiado para ser utilizado en Muros en Suelo Reforzado, es aquel de tipo granular con un mínimo de finos, sin embargo es posible utilizar materiales con una fracción granular menor

a 50% y baja a mediana plasticidad. En el caso de utilizar estos materiales se deben obtener los análisis completos del material para determinar el comportamiento del sistema en suelo reforzado, con respecto a las deformaciones a largo plazo según el uso o aplicación que se le vaya a dar al muro.

El estudio o análisis de estos comportamientos, generados principalmente por los asentamientos y consolidación del material de relleno, pueden ser medidos en un programa de elementos finitos.

Tabla 5.7 Especificaciones Generales del material para la construcción de terraplenes

Suelos	Seleccionados	Adecuados	Tolerables
Aplicación	Corona, Núcleo, Cimiento	Corona, Núcleo, Cimiento	Núcleo, Cimiento
Tamaño Máximo	75mm	100mm	150mm
Pasa Tamiz No. 200	≤ 25% en peso	≤ 35% en peso	≤ 35% en peso
CBR de laboratorio	≥ 10.0%	≥ 5.0%	≥ 3.0%
Expansión de prueba CBR	0%	< 2.0%	< 2.0%
Contenido de materia orgánica	0%	< 1.0%	< 2.0%
Límite líquido	< 30	< 40	< 40
Índice de plasticidad	< 10	< 15	-

Tabla 5.8 Especificaciones de Suelo de Relleno, según la FHWA

Tamaño Del Tamiz	% Pasa
4"	100%
No. 4	0 a 60%
No. 200	0 a 15%

5.4.3 Material de Fundación

Se debe determinar las propiedades ingenieriles del suelo de fundación, tales como:

- Parámetros de resistencia **Cu**, **c'** y **φ'**.

- Pesos unitarios γ_T , γ_d y las propiedades índices del material.
- Localización del nivel freático.

5.4.4 Equipo

Se deberá disponer de los equipos necesarios para cargar, transportar, colocar y compactar el material.

5.5. Proceso Constructivo

5.5.1 Preparación de la Fundación

- Los cortes se deben realizar al tercio con el objetivo de garantizar la estabilidad de la banca del muro, la altura de estos cortes no debe ser mayor a 40 metros.



Figura 5.7 Preparación del terreno de Fundación

- Excavar de 30 a 60 cm. por debajo del nivel inicial de la primera capa.
- Rellenar con material granular seleccionado.

5.5.2 Construcción del Sistema de Drenaje

- El sistema de drenaje debe estar compuesto por un medio filtrante (Geotextil no tejido punzonado por agujas), uno drenante (material granular o georredes) y como elemento de evacuación una tubería perforada con un diámetro mínimo de 4". Se debe excavar una zanja de 60 x 30 cm en la parte inferior del espaldón del muro.



Figura 5.8 Colocación del Subdren en el espaldón



Figura 5.9 Zanja de 60cmX40cm en el espaldón del muro

- Se introduce el geodrén con tubería en la zanja.
- Se coloca el geodrén planar en el espaldón del muro de manera que el traslapo con el geodrén con tubería sea el geotextil del extremo que no tiene red, buscando que quede a tope red con red.
- Rellenar los 40 cm con material granular seleccionado.
- Se debe colocar lloraderos hasta la zona reforzada con Geotextil para evitar un exceso en las presiones hidrostáticas dentro de la masa de suelo reforzado. La separación horizontal entre cada lloradero debe ser de 2.0 a 3.0 m y la vertical de 1.0 a 1.5 m; los cuales se deben colocar de manera intercalada. Estos lloraderos pueden hacerse con tubería perforada envuelta en geotextil no tejido, material granular envuelto en geotextil no tejido o con geodrén planar.



Figura 5.10 Geodrenes Planares

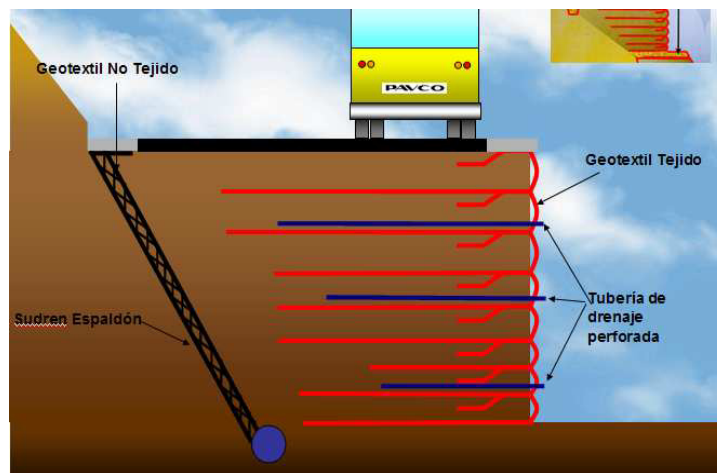


Figura 5.11 Esquema de Lloraderos

5.5.3 Colocación del Geotextil

- El rollo de Geotextil deberá colocarse de la longitud determinada en el diseño y buscando que no queden traslapos paralelos a la cara del muro sino perpendiculares a ésta. Estos traslapos deben ser de 30 cm como mínimo.



Figura 5.12 Colocación del Geotextil

- El Geotextil debe asegurarse en el sitio de tal manera que se prevenga cualquier movimiento durante la colocación del material de relleno.
- Para la conformación de la cara se utiliza una formaleta en forma de “L” compuesta por ménsulas metálicas y contrafuertes, la cara vertical está compuesta por un tablón.



Figura 5.13 Ejemplo de formaleta

5.5.4 Colocación del Material de Relleno

- El material de relleno debe colocarse directamente sobre el geotextil. Debe evitarse al máximo cualquier movimiento o conformación de pliegues o arrugas del geotextil durante la colocación del material de relleno.



Figura 5.14 Colocación del Material de Relleno

- Se debe compactar una primera capa de 15 cm de espesor con equipos manuales (benitines o ranas).



Figura 5.15 Compactación manual de la primera capa de relleno

- Debe compactarse hasta la mitad del espesor de la capa, usando compactadores manuales en los 60 cm más cercanos a la cara.
- El grado de compactación máxima deberá ser del 95% de la densidad máxima obtenida en el laboratorio para el ensayo de Proctor Modificado.
- Una vez compactada la capa hasta la mitad, se procede a construir un montículo de 30 a 60 cm de ancho.
- 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.

5.5.5 Construcción de las capas

- Colocar el rollo de Geotextil directamente sobre el suelo de fundación o sobre el manto drenante. Para conformar la cara del muro 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 de la capa que esté conformando.

- Se debe prever que al menos 1 m de Geotextil esté por fuera de la formaleta, para luego poder conformar el pliegue superior de cada una de las capas de refuerzo.
- Colocar el material de relleno, según el proceso mencionado en el punto anterior.
- Construir un montículo de 30 a 60 cm. de ancho a partir de la cara del muro. 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 de Geotextil que se había dejado suelto para realizar el pliegue superior, se coloca sobre el montículo hasta 1.0 m de longitud.
- Se coloca el material de relleno faltante para alcanzar la altura de diseño de la capa, y posteriormente se compacta.
- Se retira la formaleta, procediendo primero con los tablones y posteriormente con las ménsulas. Esta misma formaleta se usará para continuar con las capas superiores.

5.5.6 Recubrimiento De la Cara Del Muro

Para proteger el muro de la acción ambiental (radiación ultravioleta), de actos vandálicos o de la posible acción de roedores, éste se debe cubrir con elementos rígidos o flexibles, tales como:

- Mampostería: se puede pensar en utilizar cualquier tipo de bloques para conformar la fachada, la cual no es elemento estructural ni 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.

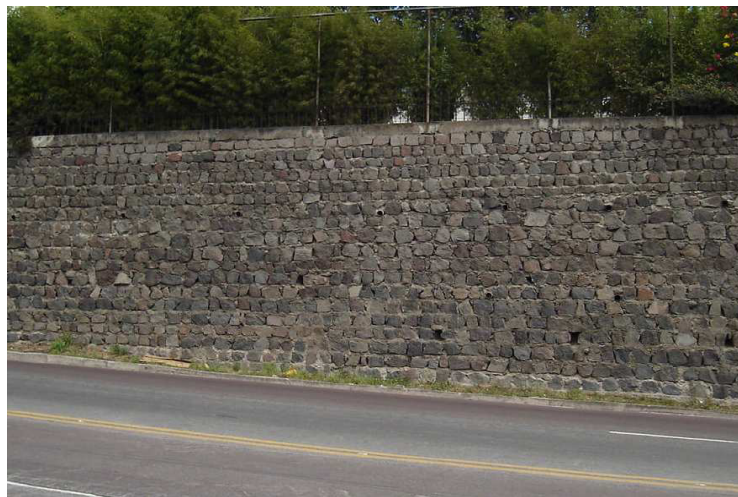


Figura 5.16 Cara frontal cubierta con Mampostería

- Para una inclinación de la cara del muro de 70° , esta se podrá cubrir con vegetación, existen varias alternativas para la revegetación de un muro en suelo reforzado.

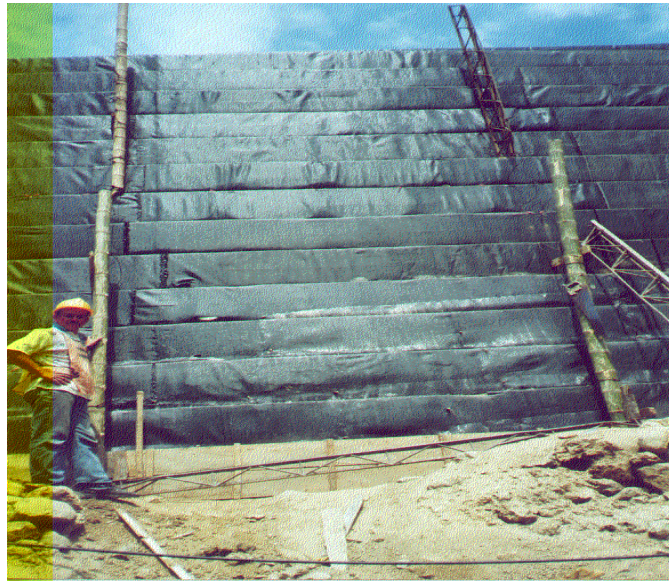


Figura 5.17 Cara frontal del Muro expuesta



Figura 5.18 Cara Frontal del Muro cubierta con Vegetación

5.6. Condiciones para el Recibo de los Trabajos

Durante la ejecución de los trabajos, el Interventor/Supervisor/Inspector adelantará los siguientes controles:

- Verificar el estado y funcionamiento de todo el equipo empleado por el Constructor.
- Verificar que el terreno se prepare adecuadamente y que se cumplan las dimensiones de ancho del muro señaladas en los diseños o las ordenadas por él, antes de autorizar la colocación del geotextil.
- Verificar que el material de relleno cumpla las especificaciones del diseño durante el período de ejecución de la obra y que cumpla con los requisitos exigidos por las normas técnicas.
- Supervisar la correcta aplicación del método aceptado, en cuanto a la preparación del terreno, la colocación del geotextil y la colocación de las capas de relleno.
- Verificar que cada rollo de geotextil tenga en forma clara la información del fabricante, el número del lote y la referencia del producto.
- Comprobar que durante el transporte y el almacenamiento, los geotextiles tengan los empaques que los protejan de la acción de los rayos ultravioleta, agua, barro, polvo, y otros materiales que puedan afectar sus propiedades.

- Para efectos de pago, medir las cantidades de obra ejecutadas a satisfacción.

5.7. Medidas

La unidad de medida del geotextil será el metro cuadrado (m^2), aproximado al décimo del metro cuadrado de geotextil medido en obra, colocado de acuerdo con los planos y esta especificación, sin incluir traslapos, debidamente aceptado por el Interventor/Supervisor/Inspector.

CAPITULO 6

**ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y
ESTABILIDAD DE AMBOS DISEÑOS**

Costo del Muro de HA= \$41,756.67

Costo del MSW= \$27,953.26

Ahorro=\$13,803.41

6.3 Comparación de Estabilidad

Tabla 6.3. Resumen de factores de Seguridad en ambos sistemas de estabilización.

FACTORES DE SEGURIDAD		
	Muro HA	Muro Geo.
Deslizamiento	2.84	2.96
Volcamiento	4.80	5.21
Capacidad Portante	2.40	4.05

Hemos comprobado que ambos diseños de estabilización tienen factores de seguridad mayores a los mínimos admisibles.

CONCLUSIONES

- Al realizar el análisis de precios unitarios de los muros en suelo reforzado se obtuvo un costo total de \$27,953.26. El muro en concreto con la misma altura longitud y sobrecarga tiene un costo total de \$41,756.67, por lo tanto la diferencia en costos entre las dos alternativas es de \$13803.41 es decir, el muro en suelo reforzado resultó ser un 33% más económico que un muro en concreto.
- Además del ahorro en dinero que se obtuvo con este tipo de muro, se debe tener en cuenta también el ahorro en tiempo que se logra, puesto que además de ser más rápidos y ágiles en su construcción, requieren únicamente del acarreo del geotextil y geodrén, el resto de materiales ya están dispuestos en la obra; diferente al muro en concreto en el cual se requiere transportar hasta la obra todos los materiales necesarios para su construcción como el cemento, la arena, los agregados, el refuerzo y los aditivos; lo que genera un posible retraso si estos no están a tiempo en la obra, además del espacio que se debe aprovisionar para ponerlos mientras esperan a ser utilizados y el tiempo requerido para ubicarlos.

- La construcción de un muro en suelo reforzado es menos compleja y los controles en obra no son tan rígidos como puede llegar a ser con otro sistema constructivo como un muro en concreto, en donde para garantizar una adecuada resistencia se debe tener un buen control a la hora de realizar la mezcla, el vaciado y vibrado del concreto, además del tiempo que se debe tener en cuenta para garantizar un curado adecuado del concreto. Conjuntamente, en la construcción de un muro en concreto se requiere contar con una buena formaleta, la cual debe ser colocada con todas las especificaciones del caso para así poder garantizar la geometría del muro, lo cual se debe cumplir también con la colocación del refuerzo.
- Todo lo anterior lleva consigo a la disminución del impacto ambiental que se genera al construir un muro en suelo reforzado, puesto que a diferencia del muro en concreto no requiere del acarreo de material que puede contaminar el ambiente durante su transporte a la obra, además de la contaminación que genera el medio de transporte como las volquetas por si solas. Además, con un muro en suelo reforzado se está utilizando el material de excavación de la obra, el cual si no se fuera a utilizar para esto se tendría que buscar un sitio donde depositarlo, lo cual perjudica el medio ambiente.

RECOMENDACIONES

- En cada proyecto civil a realizarse deben tomarse en cuenta distintos tipos de diseños para escoger el que tenga la relación costo-beneficio más alta.
- Impulsar el uso de nuevas tecnologías de construcción, las cuales podrían llevar a cabo el proyecto con un costo mucho menor que los métodos tradicionales.
- Para cada aplicación y para cada proyecto: definir el tipo de geosintético adecuado por medio de un diseño o de una recomendación técnica.
- Los geotextiles deben ser almacenados de tal manera que no estén expuestos a la luz solar.
- Durante la construcción del muro de tierra armada se debe dar instrucciones claras a los operarios, como: conocimiento de los materiales, sentido de corte e instalación del geotextil, manejo de los traslajos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado

Rafael Ángel Torres Beliandra

Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, 2008

Peck, Hanson y Thornburn; Ingeniería de Cimentaciones, 2 edición, Editorial LIMUSA, S.A., México, D.F., 1994.

Bowles, Joseph E.; Foundation Analysis and Design, 4 ed., McGRAW-HILL Book Company, Singapore, 1988

Manual de Diseño de Geosintéticos

Capítulo X Muros de Contención Reforzados con Geosintéticos

Departamento de Ingeniería Geosistemas Pavco, 7ma edición

Koerner R. B. "Designing with geosynthetics", Ed. Prentice Hall, 4th Ed. 1998.

ANEXOS

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 4.1 Características del Terreno y el Muro –Pág.40</i>
<i>Tabla 4.2 Resumen de Fuerzas Desestabilizantes –Pág.44</i>
<i>Tabla 4.3 Resumen de Fuerzas Estabilizante - Pág.45</i>
<i>Tabla 5.1 Resumen de Fuerzas Vivas con respecto a la profundidad -Pág.64</i>
<i>Tabla 5.2 Resumen de oh con respecto a la profundidad -Pág.67</i>
<i>Tabla 5.3 Resumen de Sv con respecto a la profundidad. -Pág.69</i>
<i>Tabla 5.4 Resumen resultados de cantidad de Geotextil usado por capa. -Pág.73</i>
<i>Tabla 5.5 Factores de Seguridad recomendados por la AASHTO -Pág.74</i>
<i>Tabla 5.6 Profundidades mínimas de cimentación de muros en Suelo reforzado -Pág.78</i>
<i>Tabla 5.7 Especificaciones Generales del material para la construcción de terraplenes-Pág.82</i>
<i>Tabla 5.8 Especificaciones de Suelo de Relleno, según la FHWA -Pág.82</i>
<i>Tabla 6.1 Presupuesto Muro de Hormigón Armado -Pág.96</i>
<i>Tabla 6.2 Presupuesto Muro Reforzado con Geosintéticos -Pág.97</i>
<i>Tabla 6.3. Resumen de factores de Seguridad en ambos sistemas de estabilización. -Pág.98</i>

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1.Deslizamiento lado derecho de la vía –Pág.7

Fig.1.2. Ubicación del muro en la Vía Javín-Cochancay Km 44+680 –Pág.8

Fig.1.3 Esquema de deslizamiento tipo rotacional. (Tomado de Cornforth,2005) –Pág.10

Fig. 1.4 Erosión en carcava del talud inferior de la vía en la salida de la alcantarilla existente, a la izquierda se observa la cañada de tipo torrencial. –Pág.11

Figura 2.1 Geotextil –Pág.14

Figura 2.2 Geomalla –Pág.14

Figura 2.3 Geomembrana –Pág.15

Figura 2.4 Geocelda –Pág.16

Figura 2.5 Geoestructuras –Pág.17

Figura 2.6 Geomantas –Pág.17

Figura 2.7 Separación de dos capas de suelo –Pág.21

Figura 2.8 Difusión y repartición de las tensiones locales –Pág.22

Figura 2.9 Drenaje Planar en un Geotextil –Pág.23

Figura 2.10 Geotextil como Filtro –Pág.24

Figura 2.11 Geotextil protegiendo Geomembrana de perforaciones o roturas –Pág.26

Figura 2.12 Geotextil Impregnado con asfalto. Función Impermeabilización –Pág.27

Fig.3.1 Muro de contención elaborado en roca –Pág.29

Fig.3.2 Fuerzas sobre el Talud –Pág.30

Fig.3.3 Muro de sostenimiento –Pág.31

Fig.3.4 Esquema del empuje activo –Pág.31

Fig.3.5 Esquema del empuje nulo sobre el muro –Pág.32

Fig.3.6 Esquema del empuje pasivo –Pág.32

Fig.3.7 Esquema del empuje de reposo –Pág.33

Fig.3.8 Esquema del muro de gravedad –Pág.33

Fig.3.9 Esquema del muro de voladizo –Pág.34

Fig.3.10 Esquema del muro con contrafuerte –Pág.35

Fig.3.11 Muro con contrafuerte –Pág.35

Fig.3.12 Esquema del drenaje en muros –Pág.36

Figura 4.1. Predimensionamiento Muros en Voladizo –Pág.39

Figura 4.2 Muro con dentellón en base –Pág.40

Figura 4.3 Dimensiones Definitivas del Muro –Pág.41

Figura 4.4 Empuje Activo –Pág.42

Figura 4.5 Presión de contacto inducido por el muro de contención, análisis estático –Pág.47

Figura 4.6 Presión de contacto admisible tomado del estudio de suelos –Pág.47

Figura 4.7 Detallamiento del muro del Hormigón. –Pág.49

Figura 4.8 Figura de encofrado del muro de hormigón. –Pág.53

Figura 4.9 Figura de la colocación del acero de refuerzo en el muro HA –Pág.55

Figura 5.1 Esquema Muro Mecánicamente Estabilizado –Pág.61

Figura 5.2 Conceptos de presión de suelos y teoría de muros con Geotextil –Pág.63

Fig. 5.3 Resumen de Fuerzas Desestabilizantes –Pág.65

Figura 5.4 Detalle de las capas –Pág.70

Fig.5.5 Cálculo de la longitud de empotramiento del refuerzo –Pág.71

Fig.5.6 Detallamiento del Muro Reforzado con Geosintéticos –Pág.80

Figura 5.7 Preparación del terreno de Fundación –Pág.83

Figura 5.8 Colocación del Subdren en el espaldón –Pág.84

Figura 5.9 Zanja de 60cmX40cm en el espaldón del muro –Pág.85

Figura 5.10 Geodrenes Planares –Pág.86

Figura 5.11 Esquema de Lloraderos –Pág.86

Figura 5.12 Colocación del Geotextil –Pág.87

Figura 5.13 Ejemplo de formaleta –Pág.87

Figura 5.14 Colocación del Material de Relleno –Pág.88

Figura 5.15 Compactación manual de la primera capa de relleno –Pág.88

Figura 5.16 Cara frontal cubierta con Mampostería –Pág.91

Figura 5.17 Cara frontal del Muro expuesta –Pág.92

Figura 5.18 Cara Frontal del Muro cubierta con Vegetación –Pág.92

Cantidades del Muro de HA

Muro H=5.5 L=16.00m														
CARACTERISTICAS				DIMENSIONES (m)							Longitud		Peso	
Marca	Tipo	Cantidad	Diametro (mm)	a	b	c	d	e	f	g	Parcial (m)	Total (m)	Unitario (Kg)	Total (Kg)
MMS 016	C	81	18	0.34	5.44	1.70					7.48	605.88	1.998	1,210.55
MMS 017	L	81	18	0.64	1.47						2.11	170.91	1.998	341.48
MMS 018	C1	81	20	0.34	5.45	0.90					6.69	541.89	2.466	1,336.30
MMS 019	L2	81	12	3.35	0.62	0.64					4.61	373.41	0.888	331.59
MMS 020	C	162	16	0.44	3.14	0.44					4.02	651.24	1.578	1,027.66
MMS 021	L	2	16	0.3	4.70						5.00	10.00	1.578	15.78
MMS 022	L	2	16	0.3	5.55						5.85	11.70	1.578	18.46
MMS 023	L	30	14	0.3	11.70						12.00	360.00	1.208	434.88
MMS 024	L	30	14	0.3	5.45						5.75	172.50	1.208	208.38
MMS 025	L	56	12	0.30	11.70						12.00	672.00	0.888	596.74
MMS 026	L	56	12	0.30	5.35						5.65	316.40	0.888	280.96
TOTALES											Peso de Acero		5,802.77 Kg	
											Volumen Hormigon Total		77.18 m³	

CUANTIAS	
Peso de Acero total	5,802.77 Kg
Volumen Hormigon Total	77.18 m³

Cuantia	1.65 qq/m³
---------	------------

Tipo	Cantidad	Diametro (mm)	Parcial (m)	Varillas	Desperdicio
C	81	18	7.48	41 varillas de 12 m y	40 pedazos de 0,30m; 1
L	81	18	2.11	40 de 9 m	de 2,41m y 40 de 1,52m
C1	81	20	6.69	81 varillas de 12 m	81 pedazos de 2,31
L2	81	12	4.61	40 varillas de 12 m y 1 de 9 m	40 pedazos de 2,78m y
C	162	16	4.02	81 varillas de 12 m	1 de 4,39 m
L	2	16	5		81 pedazos de 0,96 m
L	2	16	5.85	2 varillas de 12m	2 pedazos de 1,15m
L	30	14	12	30 varillas de 12m	
L	30	14	5.75	15 varillas de 12 m	15 pedazos de 0,5 m
L	56	12	12	56 varillas de 12 m	
L	56	12	5.65	28 varillas de 12 m	28 pedazos de 0,7 m

Resumen			
mm	# varillas de 12 m	# varillas de 9 m.	Costo
12	124	1	1247.15
14	45	0	611.99
16	83		1474.52
18	41	40	1597.05
20	81		2248.76
Total costo de Acero de Refuerzo			7179.46

Precio Unitario del Acero de Refuerzo (Kg)	1.24	5802.77376
--	------	------------

DIAMETRO PESO UNITA costo varilla 1 costo varilla 9

8	0.395	4.45	3.34
10	0.617	6.95	5.21
12	0.888	10.00	7.50
14	1.208	13.60	10.20
16	1.578	17.77	13.32
18	1.998	22.49	16.87
20	2.466	27.76	20.82
22	2.984	33.59	25.20
25	3.853	43.38	32.53
28	4.834	54.42	40.82
32	6.313	71.07	53.30
36	7.99	89.95	67.46
40	9.865	111.06	83.30

Hormigon
Volumen Totà Costo m3 Costo Total
77.18 106.7 8235.11

Precio Unitario del Hormigon	106.70
------------------------------	--------

Cantidades del Muro Reforzado con Geosintéticos

Z [m]	Geosintético	Sv Diseño [m]	Sv Calculado [m]	Le mínimo [m]	Lr [m]	L [m]	Lo [m]	L a Usar [m]	Lt [m]	Superficie Parcial	Superficie Total
0.1	T1700	0.1	1.903	1	2.871	3.871	1	4.4	5.5	88	648
0.6	T1700	0.5	1.015	1	2.605	3.605	1	4.4	5.9	94.4	
1.1	T1700	0.5	0.661	1	2.34	3.34	1	4.4	5.9	94.4	
1.5	T1700	0.4	0.538	1	2.127	3.127	1	4.4	5.8	92.8	
1.9	T1700	0.4	0.478	1	1.914	2.914	1	4.4	5.8	92.8	
2.3	T1700	0.4	0.439	1	1.701	2.701	1	4.4	5.8	92.8	
2.7	T1700	0.4	0.409	1	1.489	2.489	1	4.4	5.8	92.8	
3.1	T2100	0.4	0.486	1	1.276	2.276	1	4.4	5.8	92.8	822.4
3.4	T2100	0.3	0.464	1	1.117	2.117	1	4.4	5.7	91.2	
3.7	T2100	0.3	0.444	1	0.957	1.957	1	4.4	5.7	91.2	
4	T2100	0.3	0.424	1	0.798	1.798	1	4.4	5.7	91.2	
4.3	T2100	0.3	0.406	1	0.638	1.638	1	4.4	5.7	91.2	
4.6	T2100	0.3	0.388	1	0.479	1.479	1	4.4	5.7	91.2	
4.9	T2100	0.3	0.372	1	0.319	1.319	1	4.4	5.7	91.2	
5.2	T2100	0.3	0.356	1	0.16	1.16	1	4.4	5.7	91.2	
5.5	T2100	0.3	0.341	1	0	1	1	4.4	5.7	91.2	

DETERMINACION DE LA DISTRIBUCION GRANULOMETRICA DE SUELOS Y AGREGADOS GRUESOS Y FINOS

Proyecto :	Rehabilitación de la Vía Zhud - El Triunfo	Profundidad (m):	0.00 0.45
Localización :	Vía Zhud El Triunfo	Sondeo N°:	1
Solicitado por:	MTOP	Muestra N°:	1 Abscisa: 44+580
Descripción de la muestra (visual): Grava arena limosa con presencia de material vegetal de color café			

Ensayo de Contenido de Humedad	Material Serie	
	Gruesa	Fina
Recipiente N°		B-53
Masa de Recipiente + Muestra Húmeda (P1)		354.00
Masa de Recipiente + Muestra Seca (P2)		327.96
Masa de agua (P3 = P1 - P2)		26.10
Masa del Recipiente (P4)		71.19
Masa de Muestra Seca (P5 = P2 - P4)		256.71
% de Humedad (W = P3 x 100 ÷ P5)		10.17

OBSERVACIONES:

SERIE GRUESA

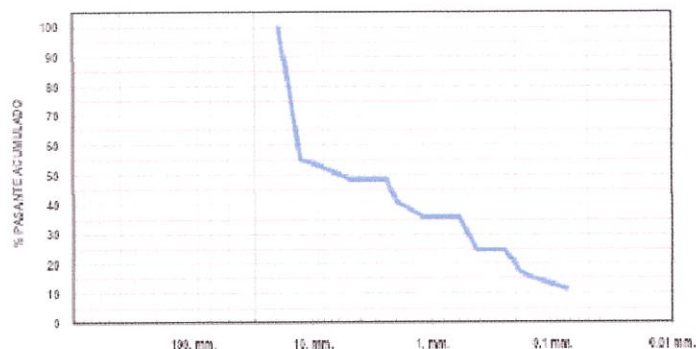
MEN 154 15.04
 MEN 154 15.02
 MEN 154 15.02
 ASTM C 117.05
 ASTM C 126.05
 ASTM C 136.02
 ASTM C 131.04
 ASTM C 131.04

Tamiz ASTM Abertura / N°		Masa Retenida		% Pasante Acumulado
		Parcial	Acumulada	
600 mm.	24 "			
300 mm.	12 "			
150 mm.	6 "			
75 mm.	3 "			
63 mm.	2 1/2 "			
50 mm.	2 "			
38.1 mm.	1 1/2 "			
25 mm.	1 "	52.90	52.90	79.39
19 mm.	3/4 "	25.60	78.50	100.00
12.5 mm.	1/2 "	36.50	115.00	55.20
9.5 mm.	3/8 "	4.00	119.00	53.64
4.75 mm.	No. 4	13.30	132.30	48.46
Pasa No. 4				

Tamiz ASTM Abertura / N°		Masa Retenida		% Pasante Acumulado	% Pasante Corregido
		Parcial	Acumulada		
2.0 mm.	No. 8		132.30	48.46	
2 mm.	No. 10		151.60	40.95	
1.18 mm.	No. 16		165.20	35.65	
0.85 mm.	No. 20		165.20	35.65	
0.60 mm.	No. 30		165.20	35.65	
0.425 mm.	No. 40	28.20	193.40	24.66	
0.3 mm.	No. 50		193.40	24.66	
0.25 mm.	No. 60		193.40	24.66	
0.18 mm.	No. 80	20.10	213.50	16.83	
0.15 mm.	No. 100	4.20	217.70	15.20	
0.075 mm.	No. 200	10.20	227.90	11.22	
Pasa No. 200					
Masa inicial del material para Lavado =					
Masa final corregida por Humedad de los fines =					
Masa Total del Material utilizado en para el Ensayo (gr)					

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

TAMICES ASTM (Abertura en milímetros)



Distribución del Tamaño de las Partículas
Valores expresados en Porcentajes

Pedregal Rodado		
Canto Rodado		
Grava	Gruesa	
	Fina	
Arena	Gruesa	
	Meda	
	Fina	
Fines		

Cu =
Cc =

Laboralista	Revisado por	Fecha Toma Muestra	Fecha Ensayo
Vicente Parrales	Laura Mendoza	Febrero 25/2010	Marzo 1/2010

DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG

Proyecto :	Rehabilitación de la Vía Zhud - El Triunfo	Profundidad (m) :	3,15-3,60
Localización :	Via Zhud El Triunfo	Sondeo N° :	1
Solicitado por :	MTOP	Muestra N° :	8
Descripción de la muestra (visual) :	Areno arcillo gravosa con poca presencia de grava de color café claro, compacidad relativa compacta		

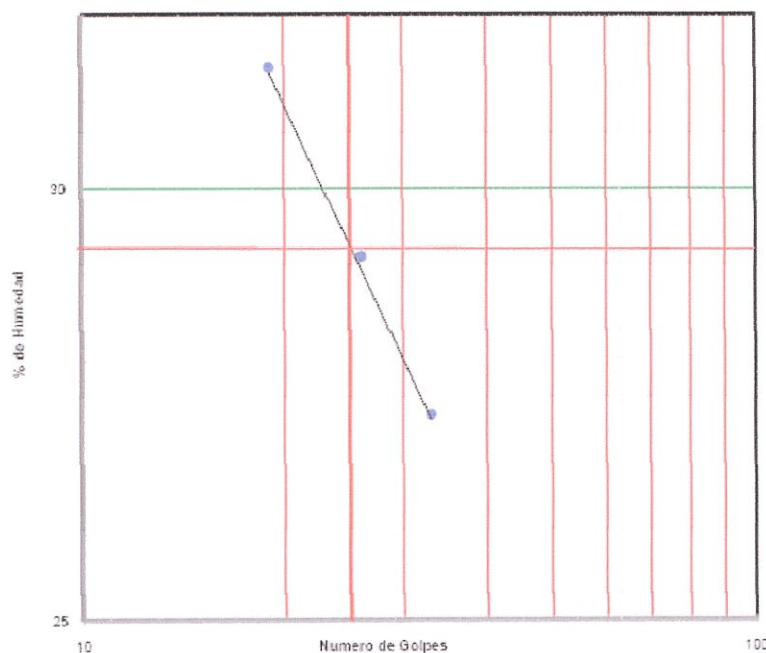
LÍMITE LÍQUIDO							
RECIPIENTE #	155	193	201				
MASA DE RECIPIENTE + MUESTRA HÚMEDA (P1)	17.30	15.20	16.08				
MASA DE RECIPIENTE + MUESTRA SECA (P2)	14.40	12.60	13.50				
MASA DE AGUA (P3 = P1 - P2)	2.90	2.60	2.58				
MASA DE RECIPIENTE (P4)	3.81	3.70	5.28				
MASA DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4)	10.59	8.90	8.22				
% DE HUMEDAD (W = P3 x 100 ÷ P5)	27.38	29.21	31.39				
# DE GOLPES	33	26	19				

LÍMITE PLÁSTICO				
RECIPIENTE #	172	182	229	
MASA DE RECIPIENTE + MUESTRA HÚMEDA (P1)	7.58	7.79	7.70	
MASA DE RECIPIENTE + MUESTRA SECA (P2)	7.00	7.36	7.10	
MASA DE AGUA (P3 = P1 - P2)	0.58	0.49	0.60	
MASA DE RECIPIENTE (P4)	3.85	4.61	3.84	
MASA DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4)	3.15	2.69	3.26	
% DE HUMEDAD (W = P3 x 100 ÷ P5)	18.41	18.22	18.40	

OBSERVACIONES :

Normas de Referencia

INEN 601-1992
INEN 602-1992
ASTM D 4318-95
AASHTO T 99-94
AASHTO T 90-94



RESULTADOS

Límite Líquido = 29

Límite Plástico = 18

Índice Plástico = 11

Clasificación Según
Carta de Plasticidad de
Casagrande =

Laboratorista :	Revisado por :	Fecha Toma Muestra :	Fecha Ensayo :
José Reyes.	Laura Mendoza	Febrero 25/2010	Marzo 1/2010

Retaining Wall Design : Ver W2.0.04 - 23 Mar 2004

Title :

Input Data

C14



Wall Dimensions				Unfactored Live Loads		General Parameters		Design Parameters	
H1 (m)	5.5	C	(m)	.5	W (kN/m ²)	Soil frict ϕ (°)	34	SF Overt.	2
H2 (m)	.5	F	(m)	.5	P (kN)	Fill slope β (°)	0	SF Slip	1.5
H3 (m)	.3	xf	(m)	1	xp (m)	Wall frict δ (°)	22	DL Factor	1.2
Hw (m)	3	At	(m)	.4	L (kN/m)	p Conc kN/m ³	24	LL Factor	1.6
Hr (m)		Ab	(m)	.7	xl (m)	p Soil kN/m ³	18	Pmax (kPa)	20
B (m)	1	Cov wall	mm	50	Lh (kN/m)	fc' (MPa)	20	Soil Poisson ν	.3
D (m)	1.5	Cov base	mm	50	x (m)	fy (MPa)	450	DL Factor Ovt.	1

Seepage not allowed

Active pressure NOT applied on back of shear key for sliding

Theory : Coulomb

Wall type : Cantilever

SEISMIC ANALYSIS SETTINGS:

Seismic Analysis ON/OFF:OFF

Hor Accel. (g)	.15
Vert Accel. (g)	.15
Include LL's	Y

VALUES OF PRESSURE COEFFICIENTS:

Active Pressure coefficient K_a :0.279
 Passive Pressure coefficient K_p :8.641
 Base frictional constant μ :0.675

FORCES ACTING ON THE WALL AT SLS:

All forces/moments are per m width

Description	FORCES (kN) and their LEVER ARMS (m)			
	F Horizontal left (+)	Lever arm	F Vertical down (+)	Lever arm
Destabilizing forces:				
Total Active pressure Pa	61.412	1.733	29.205	1.600
Triangular W-table press Pw	31.809	1.000	0.000	1.670
Hydrostatic pressure on bot of base: uniform portion			0.000	1.600
Hydrostatic pressure on bot of base: triangular portion			0.000	2.133
As a result of Line Load L	4.034	4.123	0.242	1.483
Stabilizing forces:				
Passive pressure on base Pp	-19.442	0.167		
Weight of the wall + base			112.800	1.395
Weight of soil on the base			100.202	2.364
Hydrostatic pressure on top of rear portion of base			36.788	2.450
Hydrostatic pressure on top of front portion of base			0.000	0.500
Line load of 15.00 kN/m on backfill			15.000	2.000

EQUILIBRIUM CALCULATIONS AT SLS

All forces/moments are per m width

1.Moment Equilibrium

Point of rotation: bottom front corner of base.

For Overturning moment M_o calculate as follows:

$$M_o = \text{Sum}(\text{hor. forces} \times \text{l.a.}) - \text{Sum}(\text{vert. forces} \times \text{l.a.})$$

For Stabilizing moment M_r calculate as follows:

$$M_r = -\text{Sum}(\text{hor. forces} \times \text{l.a.}) + \text{Sum}(\text{vert. forces} \times \text{l.a.})$$

where l.a. = lever arm of each force.

Stabilizing moment M_r : 517.65 kNm

Destabilizing moment M_o : 107.80 kNm

Safety factor against overturning = $M_r/M_o = 4.802$

2. Force Equilibrium at SLS

Sum of Vertical forces P_v : 294.24 kN

Frictional resistance P_{fric} : 198.46 kN

Passive Pressure on shear key : 58.33 kN

Passive pressure on base : 19.44 kN

=> Total Horiz. resistance F_r : 276.23 kN

Horizontal sliding force on wall F_{hw} : 97.26 kN

Horizontal sliding force on shear key F_{ht} : 0.00 kN

=> Total Horizontal sliding force F_h : 97.26 kN

Safety factor against overall sliding = $F_r/F_h = 2.840$

FORCES ACTING ON THE WALL AT ULS:

All forces/moments are per m width

Description	FORCES (kN) and their LEVER ARMS (m)			
	F Horizontal left (+)	Lever arm	F Vertical down (+)	Lever arm
Destabilizing forces:				
Total Active pressure P_a	73.695	1.733	35.046	1.600
Triangular W-table press P_w	38.171	1.000	0.000	1.670
Hydrostatic pressure on bot of base: uniform portion			0.000	1.600
Hydrostatic pressure on bot of base: triangular portion			0.000	2.133
As a result of Line Load L	6.454	4.123	0.387	1.483
Stabilizing forces:				
Passive pressure on base P_p	-19.442	0.167		
Weight of the wall + base			112.800	1.395
Weight of soil on the base			100.202	2.364
Hydrostatic pressure on top of rear portion of base			36.788	2.450
Hydrostatic pressure on top of front portion of base			0.000	0.500
Line load of 15.00 kN/m on backfill			15.000	2.000

EQUILIBRIUM CALCULATIONS AT ULS

All forces/moments are per m width

1. Moment Equilibrium

Point of rotation: bottom front corner of base.

For Overturning moment M_o calculate as follows:

$$M_o = \text{Sum}(\text{hor. forces} \times \text{l.a.}) - \text{Sum}(\text{vert. forces} \times \text{l.a.})$$

For Stabilizing moment M_r calculate as follows:

$$M_r = -\text{Sum}(\text{hor. forces} \times \text{l.a.}) + \text{Sum}(\text{vert. forces} \times \text{l.a.})$$

where l.a. = lever arm of each force.

Stabilizing moment M_r : 517.65 kNm

Destabilizing moment M_o : 135.87 kNm

Safety factor against overturning = $M_r/M_o = 3.810$

2. Force Equilibrium at ULS

Sum of Vertical forces P_v : 294.24 kN
Frictional resistance P_{fric} : 198.46 kN
Passive Pressure on shear key : 58.33 kN
Passive pressure on base : 19.44 kN
=> Total Horiz. resistance F_r : 276.23 kN

Horizontal sliding force on wall F_{hw} : 118.32 kN
Horizontal sliding force on shear key F_{ht} : 0.00 kN
=> Total Horizontal sliding force F_h : 118.32 kN

Safety factor against overall sliding = $F_r/F_h = 2.335$

SOIL PRESSURES UNDER BASE AT SLS

Maximum pressure : 127.65 kPa
Minimum pressure : 56.25 kPa
Maximum pressure occurs at left hand side of base

*** MAXIMUM PRESSURE EXCEEDS SPECIFIED ALLOWABLE PRESSURE BY 107.7 kPa ***

WALL MOMENTS (ULS) AND REINFORCEMENT TO ACI 318 - 1993

Position from base top (m)	Moment (kNm)	Front Reinforcing (mm ² /m)	Back Reinforcing (mm ² /m)	Minimum (mm ² /m)
0.00	133.93	0.00	517.37	1979.56
0.10	129.75	0.00	505.85	1961.18
0.20	121.38	0.00	477.47	1942.79
0.30	113.43	0.00	450.26	1924.40
0.40	105.90	0.00	424.20	1906.02
0.50	98.76	0.00	399.27	1887.63
0.60	92.00	0.00	375.45	1869.25
0.70	85.61	0.00	352.70	1850.86
0.80	79.58	0.00	331.00	1832.47
0.90	73.89	0.00	310.33	1814.09
1.00	68.53	0.00	290.65	1795.70
1.10	63.48	0.00	271.94	1777.32
1.20	58.74	0.00	254.16	1758.93
1.30	54.28	0.00	237.29	1740.54
1.40	50.11	0.00	221.29	1722.16
1.50	46.19	0.00	206.13	1703.77
1.60	42.52	0.00	191.76	1685.39
1.70	39.08	0.00	178.17	1667.00
1.80	35.87	0.00	165.30	1648.61
1.90	32.87	0.00	153.13	1630.23
2.00	30.06	0.00	141.60	1611.84
2.10	27.43	0.00	130.67	1593.46
2.20	24.97	0.00	120.31	1575.07
2.30	22.66	0.00	110.46	1556.68
2.40	20.50	0.00	101.08	1538.30
2.50	18.46	0.00	92.11	1519.91
2.60	16.53	0.00	83.51	1501.53
2.70	14.72	0.00	75.26	1483.14
2.80	13.01	0.00	67.34	1464.75
2.90	11.40	0.00	59.75	1446.37
3.00	9.89	0.00	52.46	1427.98
3.10	8.46	0.00	45.47	1409.59
3.20	7.12	0.00	38.76	1391.21
3.30	5.86	0.00	32.30	1372.82
3.40	4.67	0.00	26.10	1354.44
3.50	3.55	0.00	20.11	1336.05
3.60	2.50	0.00	14.34	1317.66
3.70	1.50	0.00	8.74	1299.28
3.80	1.06	0.00	6.24	1280.89

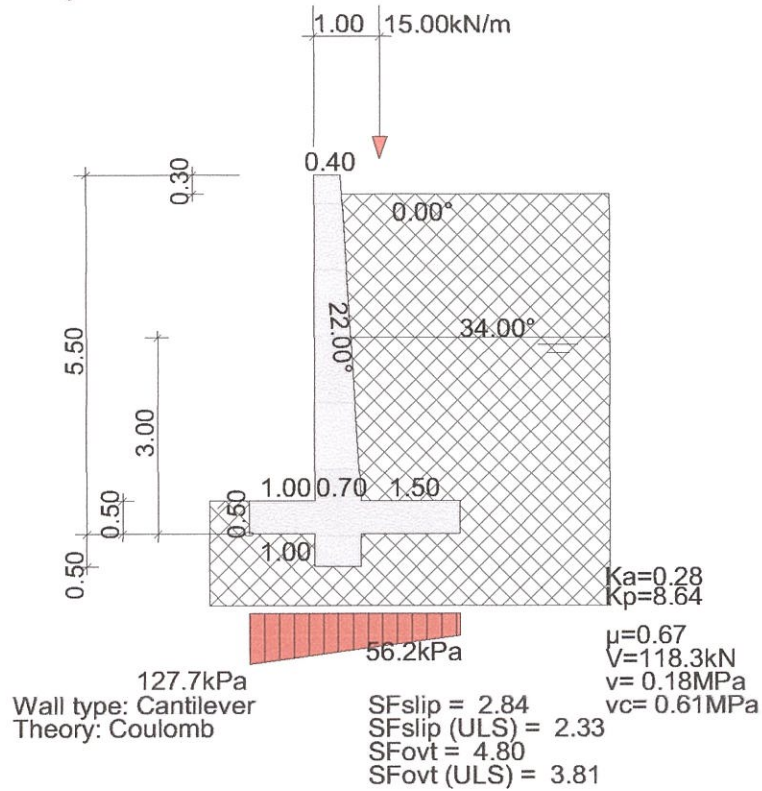
3.90	0.81	0.00	4.86	1262.51
4.00	0.61	0.00	3.71	1244.12
4.10	0.45	0.00	2.77	1225.73
4.20	0.32	0.00	2.03	1207.35
4.30	0.23	0.00	1.45	1188.96
4.40	0.16	0.00	1.01	1170.58
4.50	0.11	0.00	0.69	1152.19
4.60	0.07	0.00	0.47	1133.80
4.70	0.04	0.00	0.30	1115.42
4.80	0.03	0.00	0.17	1097.03
4.90	0.01	0.00	0.08	1078.65
5.00	0.00	0.00	0.02	1060.26

BASE MOMENTS (ULS) AND REINFORCEMENT TO ACI 318 - 1993

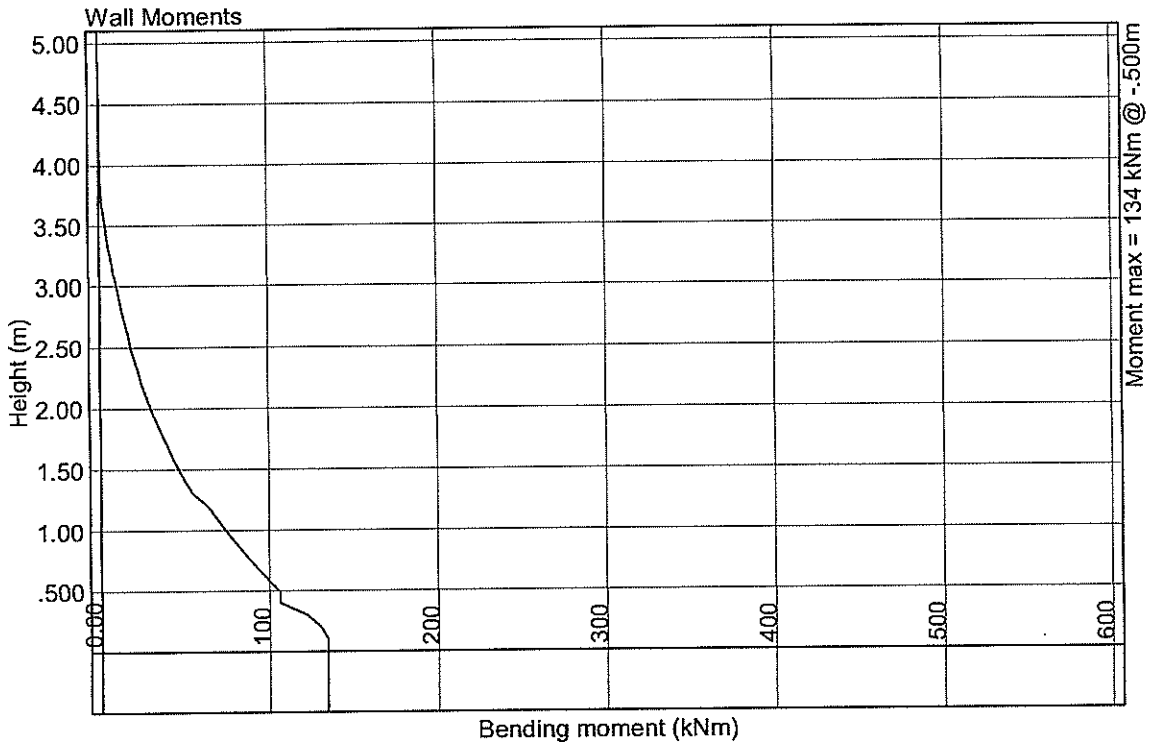
Position from left (m)	Moment (kNm)	Top Reinforcing (mm ² /m)	Bot Reinforcing (mm ² /m)	Minimum (mm ² /m)
0.06	-0.00	0.00	0.00	1348.31
0.13	-0.26	0.00	1.44	1348.31
0.19	-1.03	0.00	5.76	1348.31
0.26	-2.31	0.00	12.97	1348.31
0.32	-4.11	0.00	23.07	1348.31
0.38	-6.42	0.00	36.06	1348.31
0.45	-9.24	0.00	51.95	1348.31
0.51	-12.58	0.00	70.75	1348.31
0.58	-16.43	0.00	92.47	1348.31
0.64	-20.80	0.00	117.12	1348.31
0.70	-25.68	0.00	144.71	1348.31
0.77	-31.07	0.00	175.26	1348.31
0.83	-36.97	0.00	208.79	1348.31
0.90	-43.39	0.00	245.31	1348.31
0.96	-50.32	0.00	284.84	1348.31
1.02	-57.77	0.00	327.41	1348.31
1.09	-65.73	0.00	373.04	1348.31
1.15	-74.20	0.00	421.75	1348.31
1.22	-83.19	0.00	473.58	1348.31
1.28	-92.69	0.00	528.54	1348.31
1.34	-102.70	0.00	586.69	1348.31
1.41	-113.23	0.00	648.04	1348.31
1.47	-118.86	680.94	0.00	1348.31
1.54	65.51	371.78	0.00	1348.31
1.60	59.08	334.91	0.00	1348.31
1.66	54.94	311.19	0.00	1348.31
1.73	50.94	288.37	0.00	1348.31
1.79	47.10	266.44	0.00	1348.31
1.86	43.41	245.39	0.00	1348.31
1.92	39.86	225.23	0.00	1348.31
1.98	36.47	205.95	0.00	1348.31
2.05	33.23	187.55	0.00	1348.31
2.11	30.14	170.02	0.00	1348.31
2.18	27.20	153.37	0.00	1348.31
2.24	24.42	137.58	0.00	1348.31
2.30	21.78	122.67	0.00	1348.31
2.37	19.29	108.61	0.00	1348.31
2.43	16.96	95.42	0.00	1348.31
2.50	14.77	83.09	0.00	1348.31
2.56	12.74	71.62	0.00	1348.31
2.62	10.85	61.01	0.00	1348.31
2.69	9.12	51.25	0.00	1348.31
2.75	7.54	42.34	0.00	1348.31
2.82	6.10	34.29	0.00	1348.31
2.88	4.82	27.09	0.00	1348.31
2.94	3.69	20.73	0.00	1348.31
3.01	2.71	15.23	0.00	1348.31
3.07	1.88	10.58	0.00	1348.31
3.14	1.21	6.77	0.00	1348.31
3.20	0.68	3.81	0.00	1348.31

SHEAR CHECK AT WALL-BASE JUNCTION TO ACI 318 - 1993Shear force at bottom of wall $V = 118.3 \text{ kN}$ Shear stress at bottom of wall $v = 0.18 \text{ MPa}$ OKAllowable shear stress $vc = 0.61 \text{ MPa}$ (based on Wall tensile reinf.)**Sketch of Wall**

Design code: ACI 318 - 1993



Wall Bending Moments



Base Bending Moments

