



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN  
POR GRAVEDAD, EN VOLADIZO Y SUELO REFORZADO**

**Miguel Eduardo Leoncio Avalos**  
Asesorado por el Ing. Luis Enrique León Avalos

Guatemala, junio de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN  
POR GRAVEDAD, EN VOLADIZO Y SUELO REFORZADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**MIGUEL EDUARDO LEONCIO AVALOS**

ASESORADO POR EL ING. LUIS ENRIQUE LEÓN AVALOS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JUNIO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL I	
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Carlos Linares Cruz
EXAMINADOR	Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
EXAMINADOR	Ing. Alan Geovani Cosillo Pinto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD, EN VOLADIZO Y SUELO REFORZADO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha mayo de 2014.

  
**Miguel Eduardo Leoncio Avalos**

Guatemala, 21 de abril de 2015

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Respetado Ingeniero:

Por medio de la presente hago de su conocimiento, que como asesor de la tesis del estudiante universitario de la carrera de ingeniería civil, Miguel Eduardo Leoncio Avalos, procedí a revisar el Trabajo de Graduación titulado: **“Estudio comparativo de costos entre muros de contención de gravedad, en voladizo y suelo reforzado”**.

El presente tema se encuentra enfocado a solventar la problemática que se vive hoy en día en el país, en relación al alto precio de los materiales de construcción utilizados en los muros de contención.

Sin otro particular, me suscribo,

Atentamente,

Luis Enrique León Avalos.  
Ingeniero Civil  
Colegiado No. 7369



Luis Enrique León Avalos  
Ingeniero Civil,  
Colegiado No. 7369  
Asesor de tesis



**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,  
12 de mayo de 2015

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD, EN VOLADIZO Y SUELO REFORZADO, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Miguel Eduardo Leoncio Avalos, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Enrique León Avalos.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑANZA A TODOS

FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
PLANNAMIENTO  
USAC

Ing. Wuillian Ricardo Yon Chavarría  
Jefe Del Departamento de Planeamiento

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





**USAC**  
**TRICENTENARIA**  
 Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Enrique León Avalos y del Jefe del Departamento de Planeamiento, Ing. Wuillian Ricardo Yon Chavarría, al trabajo de graduación del estudiante Miguel Eduardo Leoncio Avalos, titulado ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD, EN VOLADIZO Y SUELO REFORZADO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2015

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD, EN VOLADIZO Y SUELO REFORZADO**, presentado por el estudiante universitario: **Miguel Eduardo Leoncio Avalos**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Angel Roberto Sic García  
Decano

Guatemala, junio de 2015



## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Mis padres</b>	Luis León y Blanca Avalos, por darme la vida y sobre todo, ser un excelente ejemplo de vida.
<b>Mis hermanos</b>	Luis y Carlos León, por ser parte de mi vida.
<b>Mi sobrino</b>	Luis Ángel León, por su cariño .
<b>Mis primas</b>	Rocío, Melissa y Karla Avalos, por su apoyo y motivación.
<b>Mis tíos</b>	Raquel León, Julio Sánchez, Carlos Avalos y Brenda Sánchez, por su colaboración y motivación.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Especialmente a la Facultad de Ingeniería, por su formación.
<b>Mis amigos</b>	Por su valiosa amistad y ayuda que me brindaron.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Mis padres</b>	Luis León y Blanca Avalos, por brindarme oportunidades en cada aspecto de mi vida.
<b>Ing. Luis León</b>	Por su valioso apoyo como asesor, por su ayuda y colaboración en el desarrollo de este trabajo.
<b>Mi familia en general</b>	Por sus buenos deseos y apoyo incondicional.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por brindarme conocimientos y experiencias que me han formado como profesional.

# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
GLOSARIO.....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS .....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. MUROS DE CONTENCIÓN .....	1
1.1. Reseña histórica .....	1
1.2. Tipos de muros de contención.....	3
1.2.1. Muro de contención por gravedad .....	4
1.2.1.1. Generalidades .....	4
1.2.1.2. Ventajas y desventajas.....	5
1.2.2. Muro de contención en voladizo .....	6
1.2.2.1. Generalidades .....	7
1.2.2.2. Ventajas y desventajas.....	8
1.2.3. Muros de suelo reforzado .....	9
1.2.3.1. Generalidades .....	10
1.2.3.2. Ventajas y desventajas.....	12
2. GENERALIDADES PARA DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN .....	15
2.1. Propiedades de los suelos.....	15
2.2. Características físicas y mecánicas de los suelos.....	16
2.2.1. Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ).....	16
2.2.2. Cohesión (c).....	17

2.2.3.	Peso volumétrico (Y) .....	17
2.2.4.	Plasticidad.....	17
2.2.5.	Permeabilidad hidráulica del suelo .....	18
2.2.6.	Resistencia al esfuerzo de corte (s).....	18
2.3.	Ensayos en suelos.....	19
2.3.1.	Prueba de corte directo.....	19
2.3.2.	Prueba triaxial .....	20
2.4.	Empuje de tierras.....	22
2.4.1.	Teoría de Rankine .....	24
2.4.2.	Teoría de Coulomb .....	27
3.	DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD .....	29
3.1.	Parámetros y especificaciones de diseño.....	29
3.1.1.	Dimensionamiento de muro por gravedad.....	31
3.1.2.	Diagrama de cuerpo libre.....	32
3.1.3.	Chequeo de estabilidad contra volteo.....	34
3.1.4.	Chequeo de estabilidad por deslizamiento .....	37
3.1.5.	Chequeo de capacidad soporte del suelo.....	38
3.2.	Detalles de muro por gravedad.....	40
4.	DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO.....	43
4.1.	Parámetros y especificaciones de diseño.....	43
4.1.1.	Dimensionamiento del muro en voladizo .....	44
4.1.2.	Diagrama de cuerpo libre.....	46
4.1.3.	Chequeo de estabilidad contra volteo.....	47
4.1.4.	Chequeo de estabilidad por deslizamiento .....	48
4.1.5.	Chequeo de capacidad soporte del suelo.....	49
4.2.	Diseño del acero .....	50
4.2.1.	Diseño del pie .....	50

	4.2.1.1.	Chequeo de corte .....	52
	4.2.1.2.	Chequeo por flexión.....	53
	4.2.1.3.	Armado del pie.....	55
	4.2.2.	Diseño del talón .....	55
	4.2.2.1.	Chequeo de corte .....	56
	4.2.2.2.	Chequeo por flexión.....	56
	4.2.2.3.	Armado del talón.....	57
	4.2.3.	Armado de pantalla.....	57
4.3.		Detalles de muro en voladizo.....	60
5.		DISEÑO DE MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLA	
		UNIAXIAL .....	63
5.1.		Parámetros y especificaciones de diseño.....	63
5.2.		Análisis de estabilidad interna .....	64
	5.2.1.	Espaciamiento vertical (Sv) .....	64
	5.2.2.	Longitud del refuerzo .....	66
	5.2.2.1.	Longitud geométrica (Lg).....	67
	5.2.2.2.	Longitud de empotramiento (Le).....	68
	5.2.2.3.	Longitud total (Lt).....	69
	5.2.2.4.	Longitud real (L).....	70
5.3.		Análisis de estabilidad externa .....	71
	5.3.1.	Chequeo de estabilidad al deslizamiento .....	71
	5.3.2.	Chequeo de estabilidad al volcamiento .....	73
	5.3.3.	Chequeo de capacidad soporte del suelo.....	74
5.4.		Fachada de muros de suelo reforzado .....	75
	5.4.1.	Comprobación de la estabilidad externa de la fachada .....	76
	5.4.1.1.	Chequeo de estabilidad por deslizamiento.....	77

	5.4.1.2.	Diseño de la conexión entre fachada con el refuerzo .....	80
5.5.		Detalles de MSE con geomalla .....	82
	5.5.1.	Relleno compactado .....	83
	5.5.2.	Cimentación de la fachada .....	84
	5.5.3.	Subdrenaje.....	84
	5.5.4.	Detalles de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial .....	86
6.		CUANTIFICACIÓN E INTEGRACIÓN DE COSTOS.....	89
6.1.		Costos directos .....	89
	6.1.1.	Cuantificación de muros por gravedad .....	89
	6.1.2.	Cuantificación de muro en voladizo .....	93
	6.1.3.	Cuantificación de MSE con geomalla uniaxial .....	97
	6.1.4.	Dosificación de materiales por volumen de concreto .....	99
6.2.		Precios unitarios de materiales de construcción.....	100
6.3.		Precios unitarios de mano de obra .....	102
6.4.		Cálculo del factor de ayudante .....	104
6.5.		Cálculo de costos prestaciones laborales.....	104
6.6.		Cálculo del factor de costos indirectos .....	106
6.7.		Cálculo de tiempos de construcción de muros .....	107
	6.7.1.	Programa de actividades de muro por gravedad...	109
	6.7.2.	Programa de actividades de muro en voladizo.....	114
	6.7.3.	Programa de actividades de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial .....	118
	6.7.4.	Análisis de programación para muro por gravedad .....	121
	6.7.5.	Análisis de programación para muro en voladizo ..	122

6.7.6.	Análisis de programación para muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial .....	123
6.8.	Presupuestos .....	125
6.9.	Análisis e interpretación.....	133
CONCLUSIONES.....		135
RECOMENDACIONES .....		137
BIBLIOGRAFÍA .....		139



# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Dimensiones mínimas recomendadas para muros de contención por gravedad.....	5
2.	Dimensiones mínimas recomendadas para muros de contención en voladizo.....	8
3.	Tipos de refuerzo para muros de suelo reforzado.....	10
4.	Geomalla uniaxial y biaxial .....	11
5.	Envoltorio de Mohr.....	19
6.	Representación gráfica de prueba triaxial consolidada no drenada.....	22
7.	Presión activa de Coulomb.....	28
8.	Talud a estabilizar.....	30
9.	Dimensionamiento de muro por gravedad.....	32
10.	Diagrama de cuerpo libre .....	33
11.	Dimensiones aumentadas de muro por gravedad.....	36
12.	Sección transversal de muro por gravedad.....	41
13.	Dimensionamiento de muro en voladizo.....	45
14.	Presiones sobre el pie del muro en voladizo.....	51
15.	Sección de armado de muro en voladizo de concreto armado .....	61
16.	Vista isométrica de conexión entre fachada y geomalla.....	82
17.	Detalles de MSE con geomalla.....	86
18.	Diagrama de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial.....	87
19.	Volumen de excavación de muro por gravedad .....	90
20.	Diseño de formaleta de muro por gravedad .....	91
21.	Diseño de refuerzos para formaleta de muro por gravedad .....	92

22.	Diseño de formaleta de muro en voladizo I .....	94
23.	Diseño de formaleta de muro en voladizo II .....	95
24.	Gantt para muro de contención por gravedad .....	113
25.	Gantt para muro de contención en voladizo .....	117
26.	Gantt para muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial .....	120
27.		

## TABLAS

I.	Ventajas y desventajas del uso de muros de contención por gravedad.....	6
II.	Ventajas y desventajas de los muros de contención en voladizo .....	9
III.	Ventajas y desventajas de los muros de suelo reforzado con geomalla uniaxial .....	12
IV.	Cálculo de fuerzas y momentos debidos al muro por gravedad.....	34
V.	Cálculo de fuerzas y momentos debidos al muro por gravedad, con dimensiones aumentadas.....	36
VI.	Valores de fuerzas y momentos debidos resistentes del muro por gravedad.....	47
VII.	Chequeo de cortante de pantalla.....	58
VIII.	Chequeo de momentos y determinación de requerimientos de acero de pantalla .....	59
IX.	Armado de pantalla.....	60
X.	Factores de reducción en geosintéticos con aplicación de refuerzo .....	65
XI.	Espesores y longitudes de capa de refuerzo de geomalla .....	70
XII.	Porcentajes que pasan exigidos por AASHTO, para rellenos compactados .....	83
XIII.	Precios unitarios de materiales de construcción .....	100
XIV.	Precios unitarios de mano de obra .....	102
XV.	Días no trabajados.....	105

XVI.	Cálculo del factor de costos indirectos .....	106
XVII.	Rendimientos de mano de obra.....	108
XVIII.	Estimación de tiempos por actividad de muro por gravedad.....	111
XIX.	Estimación de tiempos por actividad de muro en voladizo.....	114
XX.	Estimación de tiempos por actividad de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial .....	118
XXI.	Renglón de materiales y herramientas para concreto ciclópeo.....	125
XXII.	Renglón de materiales y herramientas para concreto 3 000 psi .....	126
XXIII.	Presupuesto para muro por gravedad .....	126
XXIV.	Presupuesto para muro en voladizo .....	128
XXV.	Presupuesto de un metro lineal de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial .....	131
XXVI.	Comparación de precios unitarios .....	133



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>H</b>	Altura completa del muro
<b>h</b>	Altura del muro enterrado
<b>b</b>	Ancho o longitud base
$\phi$	Ángulo de fricción interna
<b>As</b>	Área de acero
<b>Asmax</b>	Área de acero máxima, requerida por el ACI
<b>Asmin</b>	Área de acero mínima, requerida por el ACI
<b>Astemp</b>	Área de acero por temperatura, requerida por el ACI
<b>Css</b>	Capacidad soporte del suelo
<b>x</b>	Centroide de las cargas actuantes y resistentes en el sistema del muro de contención.
<b>Ka</b>	Coefficiente de presión activa del suelo
<b>Kp</b>	Coefficiente de presión pasiva del suelo
<b>c</b>	Cohesión o cohesión aparente
<b>db</b>	Diámetro de varilla de acero
$\sigma_3$	Esfuerzo de confinamiento, debido a cargas horizontales.
$\sigma_1$	Esfuerzo desviador en pruebas de corte, debido a cargas verticales.
$\sigma'$	Esfuerzo normal efectivo en el plano de corte
$\tau$	Esfuerzo normal sobre el suelo
<b>Sv</b>	Espaciamiento vertical
<b>t</b>	Espesor de losa

<b>e</b>	Excentricidad debida a momentos por cargas externas.
<b>FA</b>	Factor de ayudantes
<b>FI</b>	Factor de indirectos
<b>FP</b>	Factor de prestaciones
<b>FRf</b>	Factor de reducción debido a cargas continuas en MSE.
<b>FRd</b>	Factor de reducción debido a la degradación química y biologica en MSE.
<b>FRi</b>	Factor de reducción debido a la instalación en MSE
<b>FS</b>	Factor de seguridad utilizado como índice de estabilidad.
<b>Tadm</b>	Fuerza de tensión admisible en geomallas
<b>Tult</b>	Fuerza de tensión última resistida en geomallas
<b>Fah</b>	Fuerza realizada por el empuje de la presión activa horizontal.
<b>Fph</b>	Fuerza realizada por el empuje de la presión pasiva horizontal.
<b>Fas</b>	Fuerza realizada por el empuje de sobrecarga
<b>fr</b>	Fuerza resistente por fricción
<b>Vcr</b>	Fuerzas cortantes resistidas por el concreto
<b>Le</b>	Longitud de empotramiento del refuerzo de geomalla en MSE.
<b>Lg</b>	Longitud geometrica del refuerzo de geomalla en MSE.
<b>L</b>	Longitud real de geomalla en MSE
<b>Lt</b>	Longitud total teorica del refuerzo de geomalla en MSE.

<b>Mah</b>	Momento debido a la fuerza activa del empuje pasivo.
<b>Mph</b>	Momento debido a la fuerza horizontal del empuje pasivo.
<b>Mas</b>	Momento debido a la sobrecarga
<b>PP</b>	Pago diario a albañil
<b>PA</b>	Pago diario a peón
<b>d</b>	Peralte efectivo medido como la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
<b>Wt</b>	Peso total del muro de contención
<b>γ</b>	Peso volumétrico del suelo
<b>Pah</b>	Presión activa horizontal
<b>Pa</b>	Presión activa debida al suelo
<b>q</b>	Presión ejercida sobre el suelo
<b>q<sub>máx</sub></b>	Presión máxima sobre el suelo
<b>q<sub>mín</sub></b>	Presión mínima sobre el suelo
<b>Pp</b>	Presión pasiva debida al suelo
<b>Pph</b>	Presión pasiva horizontal
<b>Pas</b>	Presión por sobrecarga
<b>rec</b>	Recubrimiento del concreto al refuerzo
<b>f<sub>y</sub></b>	Resistencia a la fluencia del acero
<b>s</b>	Resistencia al esfuerzo cortante del suelo
<b>f'c</b>	Resistencia al esfuerzo de compresión del concreto
<b>Vu</b>	Sumatoria de las fuerzas cortantes mayoradas debidas a las cargas externas al muro de contención.
<b>Ma</b>	Sumatoria de los momentos actuantes debidos a las presiones del suelo.

<b>Mu</b>	Sumatoria de los momentos mayorados actuantes en el muro de contención.
<b>Mr</b>	Sumatoria de los momentos resistentes por el muro
<b>Cc</b>	Volumen de concreto ciclopeo
<b>Ve</b>	Volumen de excavación
<b>Vr</b>	Volumen de relleno
<b>Vrc</b>	Volumen de relleno compactado y controlado
<b>Vx</b>	Volumen excedente de la excavación

## GLOSARIO

<b>AASHTO</b>	American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes).
<b>ACI</b>	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
<b>ASTM</b>	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales).
<b>CGC</b>	Cámara Guatemalteca de la Construcción
<b>Consolidación</b>	Proceso por el cual un suelo sometido a determinadas cargas aumenta su peso volumétrico, sufre un asentamiento, sin embargo, posterior a una consolidación los asentamientos serán menores y la resistencia al corte habrá aumentado.
<b>Consolidación primaria</b>	Consolidación que se alcanza cuando el agua contenida en el suelo se ha disipado. En esta fase los asentamientos son debidos a la reducción del volumen que ocupaba el agua.

<b>Consolidación secundaria</b>	Consolidación que comienza justamente luego de disipar el agua del suelo y cuyos asentamientos son plásticos.
<b>Coextrusión</b>	Proceso usado en la fabricación de geomallas, por el cual se funden varios tipos de polímeros, de forma que se obtienen los beneficios de estos materiales.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Concreto en el cual, generalmente, se utiliza una proporción del 60% de cemento y el resto de piedra bola. Su característica principal es que utiliza agregado grueso de gran tamaño, sin agregado fino.
<b>Gaviones</b>	Elementos prismáticos que se forman de enrejados metálicos de malla hexagonal, ón pdos con alambre galvanizado. Estos se rellenan con piedra de cantera o cualquier material similar que se pueda obtener del entorno próximo.
<b>Granulometría</b>	Distribución de las partículas de un suelo, debido a que estas varían su tamaño y lo realizan de distintas formas es necesario realizar un análisis granulométrico.
<b>IGSS</b>	Instituto Guatemalteco de Seguridad Social.
<b>Intecap</b>	Instituto Técnico de Capacitación y Productividad.
<b>Irtra</b>	Instituto de Recreación de los Trabajadores.

<b>Isotrópico</b>	Material que al someterse a cargas, posee el mismo comportamiento en los distintos ejes.
<b>Muro de contención</b>	Elementos estructurales, cuya función principal es retener suelos propensos a deslaves o deslizamientos. Existen diferentes tipos de muros de contención, entre los más conocidos se encuentran los muros de contención por gravedad y en voladizo.
<b>Muros de contención tradicionales</b>	También conocidos por muros convencionales. Engloban a los muros de contención por gravedad, en voladizo, anclados y apuntalados, entre otros. Y tienen la característica de usar, fundamentalmente, materiales tradicionales como concreto y mampostería.
<b>PAVCO</b>	Empresa fabricante de productos plásticos, dentro de los cuales interesa la geomalla uniaxial.
<b>Piedra bola</b>	Roca extraída de los ríos. Su nombre se deriva de su forma redondeada.
<b>Presión de poros</b>	También llamada presión de poros o neutra a la debida al agua contenida en un suelo y su valor será cercano a cero cuando se permita el drenaje, es decir, se evacúe el agua contenida en la masa de suelo.

<b>Presión intergranular</b>	Presión ejercida por los granos o partículas que se encuentran en contacto inmediato y que aportan la resistencia del suelo.
<b>Sobrecarga</b>	Carga adicional que actúa sobre el muro, es decir, a la altura de la corona o sobre esta.
<b>Subdrenaje</b>	En los muros de contención son el medio por el cual se logra transportar agua hacia un punto de evacuación. Se componen de un medio filtrante y un medio drenante, para el primero se tiene la función de retener suelo, pero no líquidos y el segundo tiene la función de conducir el agua que ha pasado por el filtro.

## RESUMEN

Los muros de contención son elementos estructurales que proveen seguridad, protegiendo otras obras civiles y, primordialmente, la vida humana. Como muchas otras obras civiles sus características varían grandemente con respecto al sistema de funcionamiento y los materiales empleados, asimismo, los costos, y es deber del ingeniero civil buscar alternativas económicas, sin afectar el grado de seguridad.

En el presente trabajo se realizó un estudio comparativo de costos entre muros de contención, empleando dos sistemas que utilizan concreto como materia principal y un sistema alternativo que utiliza geomalla uniaxial. Los diseños realizados parten de la experiencia de fuentes fiables, estos buscan cumplir, en su valor mínimo, con los factores de seguridad de la entidad normalizadora competente, para salvaguardar un mismo talud, lo cual permitirá una comparación objetiva.

Los presupuestos obtenidos para los muros de contención, buscaron determinar el precio unitario por metro lineal de cada muro de contención, realizando para ello un cronograma de trabajo, cuantificación de materiales y renglones de actividades. Con lo cual se logra conocer cuál es la solución más económica.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Comparar los costos de construcción entre muros de contención en voladizo de concreto armado, por gravedad de concreto ciclópeo y suelo reforzado con geomalla uniaxial.

### **Específicos**

1. Determinar ventajas y desventajas del uso de cada uno de los sistemas constructivos.
2. Realizar el diseño más económico posible, cumpliendo con los factores de seguridad mínimos, para cada uno de los sistemas constructivos.
3. Determinar cuál de los muros es el más económico, según la integración de costos.



## INTRODUCCIÓN

En Guatemala, el uso de muros de contención se hace necesario debido a que posee un exuberante relieve, por lo que es habitual localizar taludes propensos a deslaves o deslizamientos. La construcción de carreteras, condominios, pasos peatonales y muchas otras obras civiles, requiere obligatoriamente la construcción de muros de contención, los cuales son obras que proveerán seguridad.

En la actualidad, el uso excesivo de sistemas tradicionales con concreto y que, por ende emplean arena, grava y cemento, como los muros por gravedad y en voladizo, ha elevado su costo. De forma que el ingeniero busca llevar a cabo las obras civiles, pero empleando el sistema más económico, optimizando los recursos de las comunidades, y a la vez, que no exista la explotación excesiva de un material en específico.

Es por ello que, en el presente documento se realiza un estudio comparativo de costos entre muros de contención, presentando dos sistemas tradicionales: muros por gravedad con concreto ciclópeo y en voladizo con concreto reforzado y la alternativa, el muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial.

En la primera parte se da a conocer una reseña histórica sobre los muros de contención y su desarrollo. Posteriormente se muestran las dimensiones recomendadas por una fuente fiable y las ventajas y desventajas que han experimentado los ingenieros.

En la segunda parte se muestran las propiedades generales del suelo a estabilizar, las pruebas necesarias para su obtención y las teorías que permiten conocer el comportamiento de los suelos sobre los muros de contención, empleadas posteriormente en su diseño.

La tercera parte presenta el diseño propio de los muros de contención, con sus detalles y planos de construcción.

En la cuarta parte se realizan los presupuestos, iniciando con la cuantificación de materiales, iión de renglones y cálculo de los factores de prestación, de ayudante y de indirectos, posteriormente se realizan cronogramas de trabajo, que permiten estimar adecuadamente el factor de prestaciones y se integran los presupuestos, determinando el precio unitario de cada muro de contención, para finalmente realizar el análisis de costos y determinar la alternativa más económica.

# 1. MUROS DE CONTENCIÓN

## 1.1. Reseña histórica

Los muros de contención han existido desde épocas muy antiguas, inicialmente se utilizaba la mampostería de piedra como material principal. Se tienen pruebas de obras realizadas en el año 4000 A. C., las cuales eran monumentos megalíticos que finalmente tenían la intención de proporcionar un soporte lateral a masas de tierra. Este tipo de construcciones nacieron en la costa atlántica de Europa y en el Mediterráneo Occidental.

Un ejemplo de muro de contención del año 3200 A. C., construido en Irlanda, utilizó una estructura cilíndrica de 82 m de diámetro, en su contorno se utilizaron cilindros de 4,2 m de altura, hechos enteramente de grava y rellenos con piedra redondeada.

Se conoce que los muros de carga existieron en el antiguo Egipto, cerca del año de 2686 A. C., durante el reinado del faraón Jasejemuy. Las obras que se realizaron en este período fueron de gran escala y los materiales predominantes fueron, el adobe y la piedra.

Se debe destacar la construcción realizada en los muros de contención de las terrazas que soportaban el templo de Deméter en Pergamon, hacia el segundo siglo antes de Cristo, ya que se consideran las mejores estructuras de contención del mundo antiguo. Estos muros poseían 14 m de altura y una longitud de 80 m, soportados por 15 contrafuertes externos y separados entre sí a 5 m.

Debido al desarrollo de la civilización, las obras civiles progresaron. Los muros de contención obtuvieron grandes alturas y empezaron a utilizarse de muchas formas en los imperios de Grecia y Roma.

En la edad Media se continuó con la investigación y desarrollo de los muros de contención, tan sutilmente que no se reconocen avances. En 1684, Marshal de Vauban publica que el espesor de la base ha de estar en función de su altura, es una de las publicaciones de mayor relevancia. No hubo una evolución significativa hasta la aparición del concreto en el siglo XIX.

El concreto permitió que se construyeran obras civiles hasta antes pensados como imposibles, uno de los sistemas constructivos de muros de contención desarrollo tuvo fue el de por gravedad, sin embargo, se percataron de las limitaciones de altura, con lo que se desarrollaron sistemas con concreto armado y se alcanzaron grandes alturas, las cuales a su vez, son más esbeltas.

Con el desarrollo del concreto en la obra civil, su encarecimiento y sobreexplotación, los ingenieros civiles han tenido que desarrollar sistemas constructivos que usen materiales alternativos, por lo que se desarrollan nuevos métodos constructivos y nuevos elementos estructurales.

Las tecnificación de polímeros, en Francia, cerca del año de 1960, llevadas a cabo por la empresa "Rhone-Poulenc", mejoraron significativamente las propiedades mecánicas de los productos, con lo cual el uso de materiales sintéticos comenzó a tener auge en los distintos ámbitos de la ingeniería civil, entre ellos la estabilización de taludes.

El francés Henri Vidal creó y patentó la técnica denominada: Tierra Armada, en el año de 1963, en la actualidad junto con las denominaciones:

suelo reforzado y suelo armado, se usan indistintamente. En un principio, la técnica consistía en la construcción de un terraplén reforzado mediante tiras metálicas y recubierto en su exterior, con placas prefabricadas de concreto.

En 1972, en Fontainebleau Sand, Versailles, se utilizó la técnica de suelo armado, para estabilizar un talud de corte de 70° de inclinación y 18 m de altura. En 1982, la empresa Netlon Ltd., del Reino Unido comenzó a producir geomalla, luego en 1982, Tensar en Estados Unidos. Actualmente, son muchas las empresas alrededor del mundo que producen geosintéticos como material de construcción para muros de contención.

Hoy son muchas las entidades que poseen regulaciones de los muros de contención y que detallan su comportamiento, por ejemplo Standard Specifications for Highway Bridges (Especificaciones Estándar para Puentes de Carreteras), creado por American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

## **1.2. Tipos de muros de contención**

Son estructuras de seguridad que permiten la retención de taludes propensos a la falla, de modo que puedan resguardarse carreteras, viviendas u otras obras. Existe una gran diversidad de sistemas constructivos, cada uno de los cuales tiene ventajas y desventajas sobre otros, debido al uso de distintos materiales, técnicas constructivas o equipos.

La selección del tipo de muro de contención depende, principalmente de dos puntos de vista: técnico y económico; para el técnico deberá tomarse en cuenta el análisis de dimensiones y de estabilidad; en cambio para el económico, se toma en cuenta los materiales, analizando cantidades y costos

de los mismos. Aunque siempre se debe buscar que la obra pueda cumplir con su función bajo adecuados factores de seguridad, debe entenderse que estos pueden lograrse a distintos costos y es criterio del ingeniero diseñador determinar cuál es la mejor selección.

### **1.2.1. Muro de contención por gravedad**

Se les llama así a los muros cuya estabilidad depende de su propio peso y del suelo que descansa sobre el mismo. Son sencillos de analizarse y económicos, hasta alturas de 4,5 m.

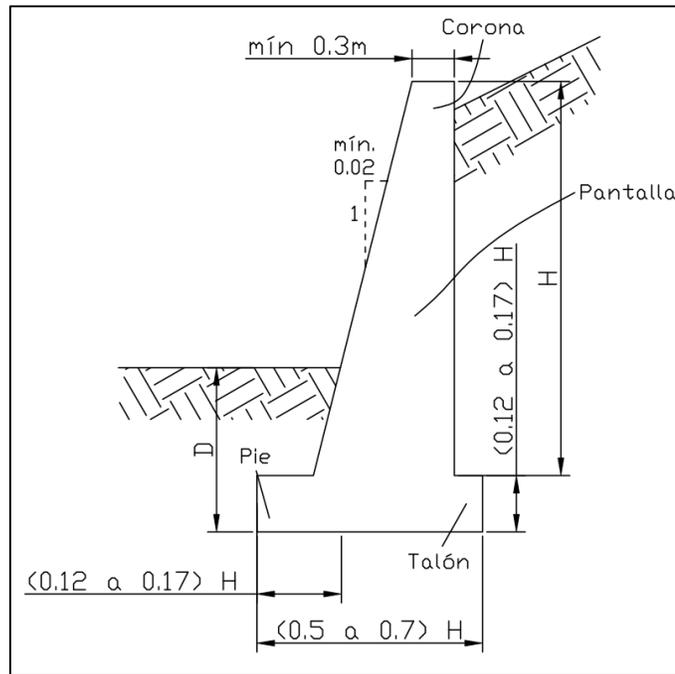
Los muros de gravedad son diversos, ya que existen distintas formas constructivas, sin embargo, la más utilizada se muestra en la figura 1, en ella se nombran las partes.

#### **1.2.1.1. Generalidades**

Los muros de contención por gravedad se realizan con regularidad de concreto ciclópeo, mampostería de *block* o gaviones, y en todo caso, sin refuerzo estructural. Por lo general requieren de grandes dimensiones para poder sustentarse, siendo poco prácticos cuando se alcanzan grandes alturas.

Las dimensiones que pueden seleccionarse tentativamente se basan en la experiencia de autores como DAS, Braja M., en su texto *Principios de la Ingeniería de Cimentaciones*, p. 389, quien recomienda:

Figura 1. **Dimensiones mínimas recomendadas para muros de contención por gravedad**



Fuente: elaboración propia, con base en recomendaciones de DAS, Braja M. *Principios de la ingeniería de cimentaciones*. p. 389.

### 1.2.1.2. **Ventajas y desventajas**

La experiencia técnica a logrado determinar ciertas ventajas y desventajas del uso de los muros de contención, según el sistema que se utilice.

La tabla I se pueden apreciar las ventajas y desventajas que resultan del uso de los muros de contención por gravedad.

Tabla I. **Ventajas y desventajas del uso de muros de contención por gravedad**

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Son efectivos a pequeñas alturas, siendo más económicos.</li> <li>• Su diseño es sencillo al realizar análisis de estabilidad.</li> <li>• El diseño con sistemas de drenaje para eliminar la presión de agua es sencillo y efectivo, se basa en conducir con suelo filtrante hasta una tubería transportadora.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Su altura es bastante limitada, especialmente si se cimienta sobre suelo arcilloso.</li> <li>• No estabilizan deslizamientos grandes, debido a que su mecanismo se basa únicamente en su peso.</li> <li>• Nunca pueden diseñarse para trabajar a flexión, aunque se admitirán esfuerzos pequeños.</li> </ul>

Fuente: SUÁREZ, Jaime. *Deslizamientos*. Tomo II. Técnicas de remediación. p. 111.

### 1.2.2. Muro de contención en voladizo

Muros en los que el empuje activo es resistido por un voladizo vertical sometido a flexión. Se emplean en alturas que van desde los 3 hasta los 7 m de altura. Por lo general, se fabrican usando concreto armado.

El muro en voladizo posee las partes de un muro por gravedad y adicionalmente, posee una zapata en su parte inferior. Los elementos que lo componen son los mostrados en la figura 2.

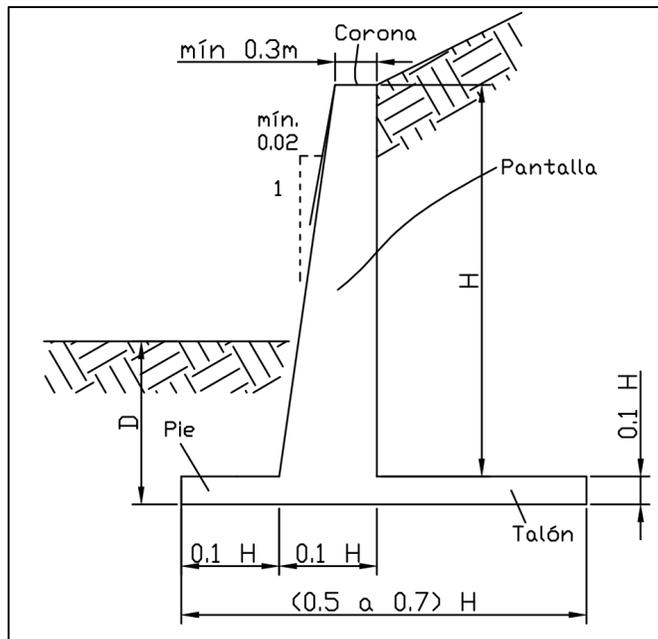
### **1.2.2.1. Generalidades**

El refuerzo que se les añade a los muros de contención en voladizo se realiza para poder resistir los esfuerzos de flexión que el concreto simple no podría, de forma que el muro actúa en similitud a una viga sometida a flexión, su análisis se realiza como si de este elemento se tratase.

El refuerzo, también, es añadido a la zapata, que además es sometida a flexión y que mediante este se logra un mejor confinamiento, asegurando un adecuado comportamiento entre el voladizo y la zapata. El hecho de poder añadir refuerzo logra disminuir los espesores de los elementos.

Las dimensiones tentativas, según DAS, Braja M., en su texto *Principios de la Ingeniería de Cimentaciones*, p. 389, son las mostradas en la figura 2.

Figura 2. **Dimensiones mínimas recomendadas para muros de contención en voladizo**



Fuente: elaboración propia, con base en recomendaciones de DAS, Braja M. *Principios de la Ingeniería de Cimentaciones*. p. 389.

### 1.2.2.2. **Ventajas y desventajas**

Los muros de contención en voladizo realizados con concreto reforzado poseen características únicas, derivadas del comportamiento del material, de su forma geométrica y de su interacción con el suelo, como cada uno de los sistemas, razón por la cual es importante conocer las ventajas y desventajas de su uso.

La tabla II muestra de forma general las ventajas y las desventajas del uso de los muros de contención en voladizo con concreto reforzado.

Tabla II. **Ventajas y desventajas de los muros de contención en voladizo**

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• En alturas mayores, los muros en voladizo son más económicos que los muros a gravedad debido a que el peso para la estabilidad del muro proporciona el relleno del talud que se encuentra sobre la losa del talón del muro.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• A alturas mayores de 6 o 7 metros resulta costoso por el incremento del espesor.</li> <li>• Debido a los cortes y al gran espacio de desarrollo del talud, los volúmenes de relleno y corte incrementan el costo.</li> </ul>

Fuente: JARA MORI, Gonzalo Andrés. *Estudio de la aplicabilidad de los materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria.* p. 393.

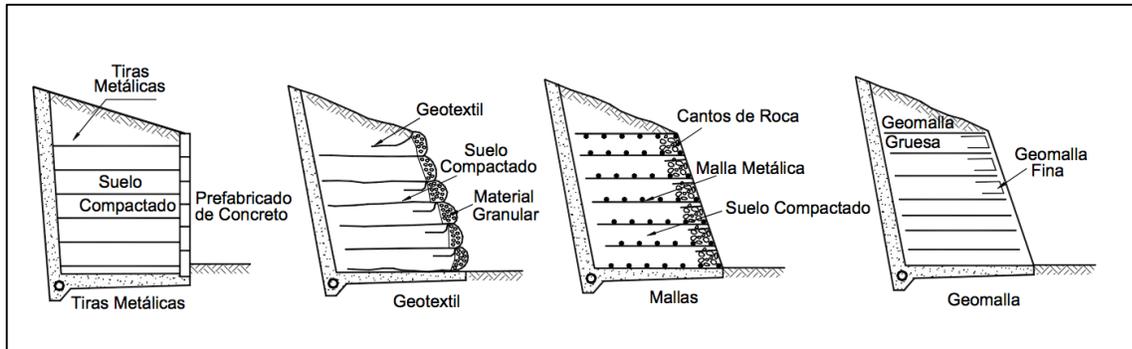
### 1.2.3. Muros de suelo reforzado

Se les llama así a los muros que estabilizan mecánicamente el suelo para su retención, por lo que, también, son llamados muros de suelo mecánicamente estabilizados (MSE). Son vistos como una alternativa a los muros tradicionales y su desarrollo ha progresado significativamente en los últimos años.

Los muros de contención que utilizan suelo reforzado son variados, por los materiales que se usan y las formas, sin embargo, el principio es el mismo, el cual consiste en poder reforzar el suelo a tensión, de modo que el suelo actúa conjuntamente con el refuerzo, para estabilizarse, significando un aumento en su resistencia.

La figura 3 muestra refuerzos usados en muros de suelo reforzado.

Figura 3. Tipos de refuerzo para muros de suelo reforzado



Fuente: JARA MORI, Gonzalo Andrés. *Estudio de la aplicabilidad de los materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria.* p. 214.

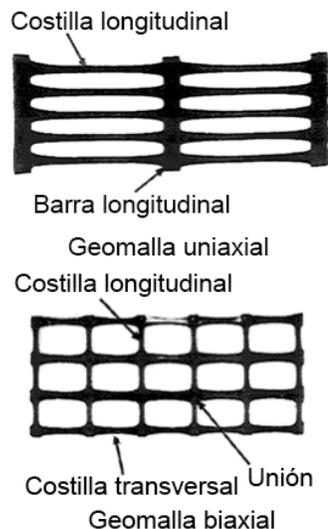
### 1.2.3.1. Generalidades

Inicialmente su creador, Henry Vidal, utilizó tiras metálicas, las cuales poseían el problema de ser corroídas con gran facilidad, por lo que hoy se han reemplazado, principalmente, por dos tipos de refuerzo:

- Geotextil: es una tela de polipropileno y poliéster, fabricándose tejidas o no tejidas, dependiendo de su uso o función a desempeñar. En este tipo de muros el refuerzo logra su resistencia por el esfuerzo de fricción desarrollado entre el geotextil y las capas de suelo adyacentes. Frente a las geomallas son económicas y fáciles de construir, pero tienen la desventaja de ser deformables y descomponerse con mayor facilidad a la luz solar.

- Geomalla: son materiales con la forma de mallas que pueden trabajar en uno o dos sentidos, dependiendo del uso que quiera darse. Poseen una alta resistencia a la tenacidad en el sentido longitudinal. Las uniaxiales son las más comunes y existen en hasta 6 diferentes resistencias. Poseen la ventaja, frente a los geotextiles, de ser más rígidas y, por lo tanto, deformarse menos, además de no acumular agua entre capas, sin embargo, por ser tan rígidas deberá emplearse un material distinto para la fachada. En la figura 4 puede apreciarse el detalle de una geomalla:

Figura 4. **Geomalla uniaxial y biaxial**



Fuente: DAS, Braja M. *Principios de la ingeniería de cimentaciones*. p. 71.

Cuando se utiliza geomalla, la fachada, por lo general, se realiza con plaquetas prefabricadas de concreto armado y amarradas a las capas de la geomalla. Estos paneles pueden poseer formas cuadradas, hexagonales o de diamante y deben tener un espesor mínimo de 14 cm. Aunque, también pueden

usarse bloques segmentados de concreto, los cuales son fácilmente colocados y no requieren de refuerzos metálicos o de algún mortero.

Por lo general, la fachada es muy atractiva, en algunos casos se dobla la geomalla alrededor de la fachada para contener el suelo, de modo que luego puedan colocarse materiales para que la vegetación pueda subsistir.

### 1.2.3.2. Ventajas y desventajas

En la tabla III se muestran las ventajas y desventajas de mayor importancia, que pueden resultar del uso de los muros de contención de suelo reforzado con geomalla uniaxial:

Tabla III. **Ventajas y desventajas de los muros de suelo reforzado con geomalla uniaxial**

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Son los muros más económicos, luego de los gaviones.</li> <li>• Su flexibilidad representa una ventaja sobre estructuras rígidas.</li> <li>• Son estéticamente más atractivos, por adornar el paisaje y ambiente. A menudo se combinan con flora.</li> <li>• Permiten estabilizar cortes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Debe utilizarse material granular como relleno, según AASHTO. Debido al mal drenaje que pueden poseer, conduciendo a pérdida de resistencia al corte, el suelo a utilizar para relleno o drenaje, poseerá características que pueden encarecer su costo y limitar su disponibilidad.</li> </ul>

Continuación de la tabla III.

<ul style="list-style-type: none"><li>• En terraplenes no requieren de gran volumen de relleno y se comportan mejor ante sismos.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Existe la posibilidad de requerir longitudes de refuerzo muy extensas, según el material y el caso, logrando elevar los costos.</li><li>• Su estudio de comportamiento real a largo plazo, no se ha comprobado, más sin embargo comercialmente se asegura que se pueden utilizar con largos plazos, debido a que se fabrican con factores de seguridad elevados.</li></ul>
--	--

Fuente: SUÁREZ, Jaime. *Deslizamientos*. Tomo II. Técnicas de remediación. p. 214.



## **2. GENERALIDADES PARA DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN**

### **2.1. Propiedades de los suelos**

Los suelos poseen distintas propiedades debidas a su origen y a su composición. La intemperie es el principal agente que modifica a los suelos, en cualquiera de sus formas: viento, lluvia, glaciación, entre otras.

Las principales propiedades pueden generalizarse, según la clasificación más común, que es por la granulometría, siendo así se pueden mencionar los siguientes tipos de suelos:

- **Gravas:** fragmentos de roca y que tienen entre 2 y 64 mm de diámetro. Suelen encontrarse en ríos teniendo aristas redondeadas, aunque pueden producirse artificialmente.
- **Arenas:** granos finos procedentes de la denudación de rocas o trituración artificial y cuyas partículas varían entre los 0,05 y 2 mm de diámetro. Suelen encontrarse junto con gravas, por tener el mismo origen.
- **Limos:** granos finos con poca o ninguna plasticidad. Cuando se encuentran saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Son altamente compresibles y se consideran como suelos pobres para cimentar. Sus tamaños varían entre los 0,05 mm a los 0,005 mm.

- Arcillas: partículas menores de 0,005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al mezclarse con agua. Cuando se secan se contraen y presentan una marcada cohesión, según su humedad, son compresibles y se busca que exista una proporción pequeña de estas en suelos para cimentar.

## **2.2. Características físicas y mecánicas de los suelos**

Los suelos como cualquier otro material de construcción presentan características únicas, las cuales deben ser objeto de estudio para poder conocer que sistema de muro de contención se ha de utilizar y las particularidades que deberá poseer.

### **2.2.1. Ángulo de fricción interna ( $\phi$ )**

Se le llama así al valor que representa el coeficiente de rozamiento, el cual depende de los siguientes factores: densidad, distribución de los tamaños de granos, forma de los granos y tamaño de los granos.

El valor del ángulo de fricción interna es teóricamente cero en arcillas lavadas y secas, y es mayor en arenas.

El ángulo de fricción interna se puede determinar como la pendiente de la envolvente de falla, representada en el círculo de Mohr, pero se debe aclarar que, aunque se representa como un valor constante, no lo es.

### **2.2.2. Cohesión (c)**

Es la propiedad de los suelos que evita que los granos se muevan libremente, medida como la fuerza de atracción entre dichas moléculas. Los suelos son cohesivos, en realidad no existe la cohesión nula, más en suelos granulares se asume con valor 0, en cambio las arcillas son los suelos con valores de cohesión más altos. Mientras más cohesión exista menor será la fuerza de empuje.

### **2.2.3. Peso volumétrico (Y)**

Se llama así a la relación que está dada por el peso de un suelo contenido en una unidad de volumen y expresado, por lo general, como  $\text{kg/m}^3$ . Se expresa, habitualmente, con el símbolo Y. El peso volumétrico es una característica de suma importancia para una gran cantidad de cálculos, ya que es la forma más directa para convertir pesos a volúmenes o viceversa.

Existen dos características similares que son: la densidad, unidad de masa entre volumen y la densidad relativa, relación entre densidad del suelo y la densidad del agua.

### **2.2.4. Plasticidad**

Es la propiedad que presenta un suelo de poder deformarse sin llegar a la falla. Se presenta en suelos coherentes y para un rango de humedades contenidas, conocido como estado plástico, los límites de Atterberg, que expresan los estados de consistencia del suelo, permiten determinar los valores de humedad en los cuales varía el estado plástico.

La plasticidad es propia de los suelos arcillosos y en menor magnitud de los suelos limosos. Cuando un suelo es altamente plástico se exhibe una alta compresibilidad y baja permeabilidad.

#### **2.2.5. Permeabilidad hidráulica del suelo**

Es la propiedad que permite conocer cuánta agua puede fluir entre los espacios vacíos o poros que posee el suelo, para poder cimentar, asimismo, ver que cantidad de agua puede infiltrarse y en cuánto tiempo lo hace. En muros de contención se utilizan, generalmente, gravas y arenas que poseen una alta permeabilidad y que permitirán el drenaje en el sistema.

#### **2.2.6. Resistencia al esfuerzo de corte (s)**

La resistencia de los suelos está dada propiamente por la fricción de los granos. Cuando los suelos se someten a cargas pueden comportarse como materiales elásticos, obteniéndose cierta compresión, cuya magnitud varía de acuerdo a la plasticidad.

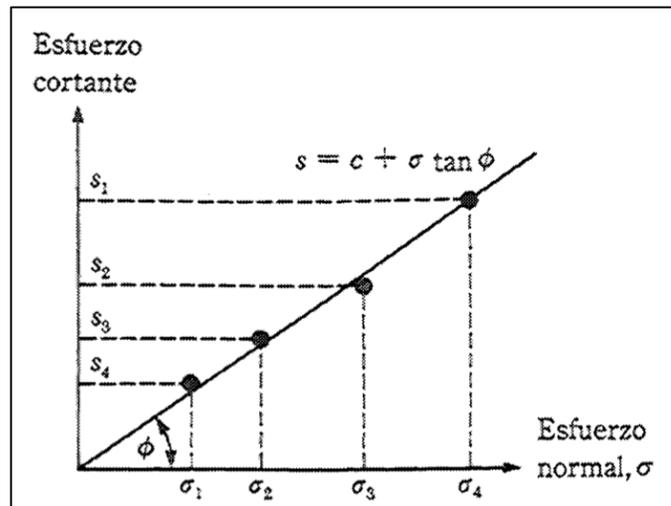
Ciertos investigadores han propuesto modelos para poder determinar la resistencia al esfuerzo de corte, como el criterio de falla de Mohr-Coulomb, donde el esfuerzo de corte es:

$$s = c + \sigma' * \tan(\phi)$$

El modelo matemático, también expresa la envolvente de falla, la cual representa, además los valores máximos de esfuerzo cortante alcanzables con una determinada carga axial, puntos superiores no existirán.

Cuando los suelos no poseen cohesión el modelo matemático representa una recta en el origen.

Figura 5. **Envolvente de Mohr**



Fuente: DAS, Braja M. *Principio de la ingeniería de cimentaciones*. p. 56.

### 2.3. Ensayos en suelos

Las calidades de los suelos varían grandemente con respecto a su composición, origen e influencia de cargas históricas y es por ello que los ensayos en suelos son tan importantes y buscan realizarse en las condiciones más cercanas a la realidad. Estos evalúan el material y permiten la planificación de los muros de contención.

#### 2.3.1. Prueba de corte directo

Es una prueba que se utiliza para poder determinar la resistencia de corte de un suelo, usada en suelos plásticos. Para ella se emplea una caja de corte

directo, la cual consiste en una caja de sección cuadrada o circular, dividida en dos partes, en la cual se coloca la muestra y posteriormente es aplicado un esfuerzo normal, humedeciendo o drenando dicha muestra, se lleva a su falla a través de un plano determinado, sobre el cual actúan esfuerzos normales  $\sigma$  y cortantes  $s$ .

El esfuerzo normal  $\sigma$  está dado como la carga vertical de confinamiento sobre el área  $A$  del plano de falla del suelo.

El esfuerzo cortante  $s$  está dado como la carga horizontal sobre el área  $A$  del plano de falla del suelo.

Al efectuar una serie de pruebas con variaciones en el valor de la carga normal, se puede elaborar un gráfico, en donde la unión de todos los puntos se le conoce como Envolvente de falla y al ángulo que forma con el eje horizontal, como ángulo de fricción interna  $\phi$ .

### **2.3.2. Prueba triaxial**

Esta prueba permite trazar la línea de resistencia intrínseca o envolvente de falla y, por lo tanto, determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna.

En esta prueba se envuelve un espécimen cilíndrico del suelo en una membrana impermeable, las bases quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas, que servirán como filtro. Luego estos se conectan a tubos delgados provistos de válvulas que controlan la salida o entrada del agua al espécimen.

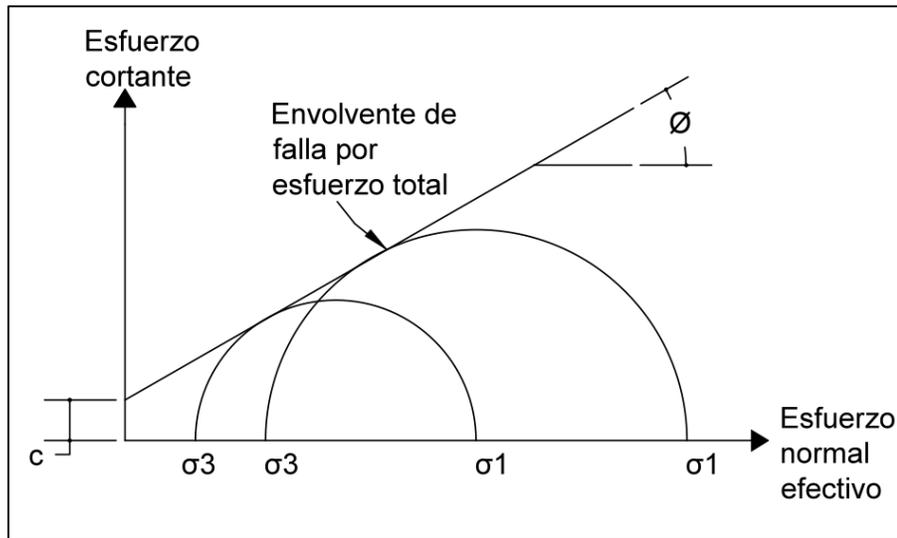
La unión entre la membrana y las cabezas se liga con banda de hule para garantizar un sello hermético. El conjunto se encierra en una cámara conectada a un tanque de agua a presión. La tapa superior es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión.

La prueba puede realizarse dependiendo de las condiciones de drenaje a las que el espécimen se someta, las cuales son:

- Prueba sin drenaje: en este caso se aplica presión de agua a la cámara, actuando sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se encuentran cerradas en todo momento y la carga axial se aumenta hasta alcanzar la falla. Es la prueba más rápida y, por lo general, se lleva a cabo en arcillas sin drenaje.
- Prueba consolidada no drenada: se permite el drenaje hasta completar la consolidación primaria, posteriormente se cierran las válvulas y se aumenta la carga, con lo cual rápidamente se hace fallar el elemento. Es una prueba rápida y que permite consolidar.
- Prueba consolidada drenada: se permite la consolidación completa del suelo, por lo que siempre existirá drenaje y se estima que el valor de la presión de poros es igual a cero. Por lo general se lleva a cabo en arenas, gravas y suelos con limos, en arcillas la prueba puede durar incluso días.

La prueba triaxial se realiza de distintas formas buscando que se cumplan con las condiciones a las que se someterán en campo los suelos, permitiendo determinar la envolvente de falla por esfuerzo total más representativa para el diseño de los muros.

Figura 6. **Representación gráfica de prueba triaxial consolidada no drenada**



Fuente: elaboración propia.

Si se tiene, por ejemplo, la envolvente de falla por esfuerzo total de la figura 6, se puede determinar la siguiente expresión matemática:

$$\sigma_1 = \sigma_3 * \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c * \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Esta variará si el suelo no es cohesivo o si el ángulo de fricción interna es cercano a cero.

## 2.4. Empuje de tierras

Los taludes desprotegidos son propensos a la falla, ocasionando movimientos de suelos y consecuentemente un riesgo para carreteras y

estructuras cercanas a estos. Es así como es necesario realizar estructuras o sistemas de protección, los muros de contención son la solución que se presenta.

El empuje de tierras es básicamente la presión que la tierra ejerce sobre el muro y es esta acción de la que se desea proteger, por lo que su estimación debe ser lo más próxima a la realidad.

Durante muchos años los investigadores han desarrollado distintos métodos que permiten determinar los valores de las presiones de los suelos, cada uno de los cuales se ve influenciado por sus limitaciones, al asumir una condición y características del suelo en estudio.

Crespo Carlos en *Mecánica de suelos y cimentaciones*, p. 189, enuncia tres hipótesis fundamentales para el diseño de muros de contención:

- Un muro puede desplazarse, ya sea por giro, deslizamiento o hundimiento, una distancia como para que se desarrolle toda la resistencia al corte del relleno. Acciones que se buscan evitar, por lo que se diseña para que no puedan ocurrir dichas inestabilidades.
- La presión de poro debida al agua es despreciable. Esto se logrará cuando exista un adecuado drenaje.
- Las características y propiedades del suelo son valores definidos y determinados con exactitud, aunque existirá siempre incertidumbre, razón por la cual se diseñan con factores de seguridad.

Existen fundamentalmente dos tipos de empujes sobre muros, los cuales son:

- Empuje activo: es el que realiza el suelo y que es resistido por el muro.
- Empuje pasivo: es el producido por un terreno que absorbe la acción realizada por una estructura, contrarresta la acción del empuje activo.

Para poder explicar el fenómeno se utilizará el siguiente ejemplo: una pared rígida y sujeta, sin ningún tipo de movimiento, se encuentra sometida a acciones de la tierra.

Ahora, la pared se aleja una pequeña distancia y el talud se deforma, por lo que se somete a esfuerzos de corte, con ello se disminuye el empuje sobre la pared. Se sigue aumentando la distancia, llegando a un punto en el que el empuje es nulo, es decir todos los esfuerzos de corte los toma el suelo. Este es el empuje activo, que varía desde el reposo hasta cero.

Por el contrario, ahora se hace avanzar la pared en contra del talud, de forma que la avanza una pequeña distancia, el empuje aumenta. Este es el empuje pasivo, varía desde el reposo hasta el infinito.

Para casos prácticos, el empuje cero es difícil de obtener y el empuje con infinito es imposible, ya que los materiales poseen finita resistencia. A continuación se verán las dos teorías principales que permiten determinar los empujes del suelo, para fines del presente documento, las teorías se limitarán a exponer muros

#### **2.4.1. Teoría de Rankine**

Inicialmente se debe mencionar que el suelo en la teoría de Rankine debe cumplir con las siguientes hipótesis:

- El suelo es isotrópico, homogéneo y no cohesivo
- No existe fricción entre el muro y el suelo
- La masa que falla actúa como un cuerpo rígido
- La dirección del empuje es paralela a la del talud
- El talud se prolonga indefinidamente

La teoría de Rankine se basa en que existe un estado de equilibrio en rotura en el que la estructura de contención no produce ninguna perturbación, es decir, en una masa de terreno en estado de Rankine todos los puntos están en rotura, por lo que cada punto del círculo de Mohr, correspondiente a su estado tensional, es tangente a la línea de resistencia. De forma que la teoría parte de:

$$\sigma_1 = \sigma_3 * \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c * \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

En donde,  $\sigma_3 = \sigma_a$  y  $\sigma_1 = \sigma_o$ .

Si  $\sigma_a$  es el esfuerzo horizontal debido a la presión activa y  $\sigma_o$  es el esfuerzo vertical, igual al esfuerzo horizontal sobre el coeficiente fricción en reposo, se puede determinar que el esfuerzo  $\sigma_o$  es igual a 0 en la superficie e igual a  $\gamma H$ , donde H es una altura, por lo que:

$$\sigma_o = \sigma_a * \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c * \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_o}{\tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} - \frac{2c}{\tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} = \sigma_o * \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c * \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Si el  $K_0$  es igual a  $\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$ , por lo tanto:

$$\sigma_a = k_0 * \sigma_o - 2c\sqrt{k_0} = k_0 * \gamma H - 2c\sqrt{k_0}$$

La teoría se simplifica cuando se da el caso en el que el ángulo de la cara interna de un muro expuesto al suelo es  $90^\circ$ , el suelo de relleno es plano y horizontal, además el suelo no posee cohesión, permitiéndose conocer que la presión horizontal sobre un plano vertical es:

$$p_h = \int_0^H \sigma_a * dz = \int_0^H (k_0 * \gamma H - 2c\sqrt{k_0}) * dz$$

$$p_h = \frac{1}{2} \gamma * z^2 * k_0 - 2c * z * \sqrt{k_0}, \quad \text{si } c = 0$$

$$p_h = \frac{1}{2} * \gamma * z^2 * k_0$$

Donde  $z$  es la profundidad a la que se encuentra la partícula de suelo.

El coeficiente de presión de tierra en reposo  $k_0$ , depende de la compacidad relativa y de la forma en que se haya depositado la arena. Rankine determinó por medio de la envolvente de Mohr que las presiones pueden idealizarse de forma que:

- Presión activa:

$$p_a = \frac{1}{2} * \gamma * z^2 * \left( \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} \right)$$

- Presión pasiva:

$$p_p = \frac{1}{2} * \gamma * z^2 * \left( \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)} \right)$$

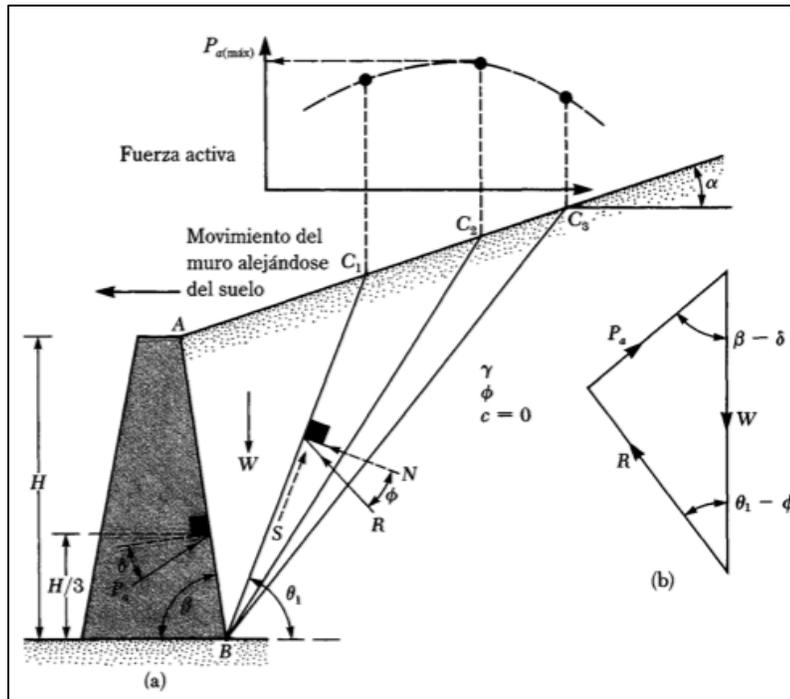
Como es visible, la teoría de Rankine se puede ajustar a presiones activas y pasivas, fácilmente, el único valor que se modifica es el del coeficiente de fricción, ya que el coeficiente fricción activo  $k_a$ , es desigual del coeficiente de fricción pasivo  $k_p$ .

#### **2.4.2. Teoría de Coulomb**

Esta permite calcular la presión lateral de la tierra sobre un muro de relleno granular, en ella se asume que la superficie de falla es un plano y que el empuje sobre la pared actúa en una dirección conocida.

En la figura 7 se representa un muro de contención, en donde el suelo de relleno es granular y el muro es retirado a pequeñas distancias, disminuyendo la presión activa. Mediante la definición de la línea de rotura crítica creada en el trasdós de un muro, cuando se alcanza la condición de equilibrio límite, el valor del esfuerzo de corte es el mismo enunciado en la ecuación de la sección 2.2.6.

Figura 7. Presión activa de Coulomb



Fuente: DAS, Braja M. *Principio de la ingeniería de cimentaciones*. p. 351.

Si se admite que existe cohesión, se puede utilizar el triángulo de fuerzas, más aparecen fisuras de tracción en la parte superior del terreno del trasdós, debido a posibles tensiones negativas que en realidad no se desarrollan, ya que se separa el terreno.

Las teoría de Coulomb puede simplificarse cuando el muro de contención posea un ángulo de  $90^\circ$  entre la cara interna de este y el suelo, con un relleno completamente horizontal y el suelo no posea cohesión, es decir aproximadamente 0, de forma que las ecuaciones presentadas en la sección 2.4.1. son aplicables.

### 3. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD

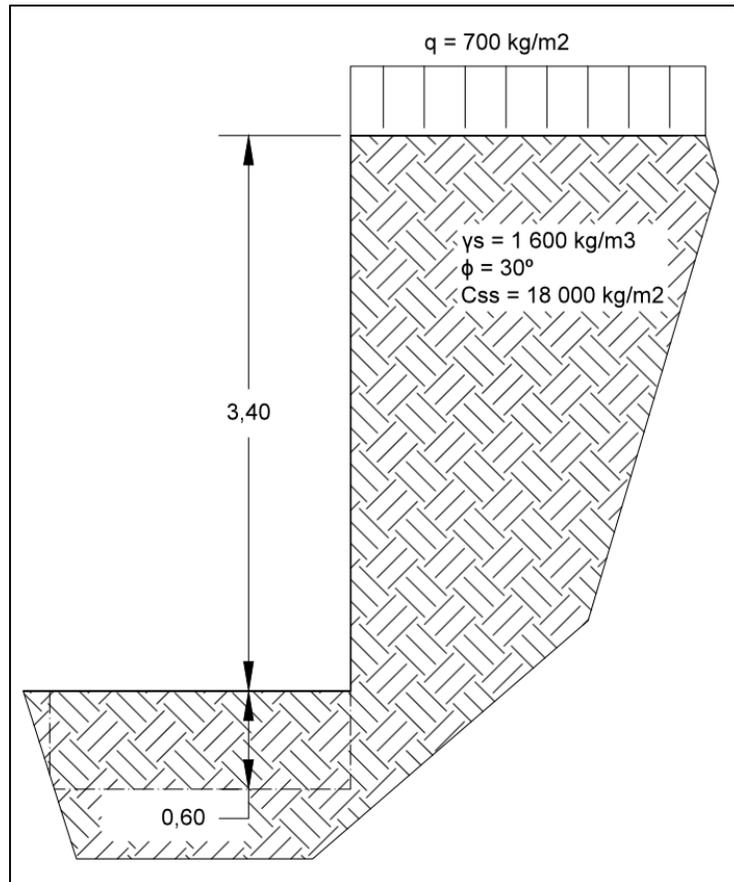
#### 3.1. Parámetros y especificaciones de diseño

Para el diseño de los muros de contención que se verán en el presente documento, se estudiará un talud con las siguientes características:

- Talud de 3,4 m de altura libre y 0,6 m de altura enterrada.
- Con una sobrecarga  $q = 700 \text{ kg/m}^2$ .
- El suelo posee un peso específico de  $\gamma_s = 1\,600 \text{ kg/m}^3$ .
- El concreto ciclópeo a utilizar posee un peso específico de  $\gamma_{cc} = 2\,200 \text{ kg/m}^3$ . Se utilizará piedra bola en una proporción del 40 %, complementado con 60 % de concreto.
- El suelo posee un ángulo de fricción interna  $\phi = 30^\circ$  y un valor de cohesión aproximado a 0.
- Una capacidad soporte del suelo  $C_{ss} = 18\,000 \text{ kg/m}^2$ .

En la figura 8 puede apreciarse el talud sin el sistema de protección, en donde, además se indican los valores de propiedades y características.

Figura 8. Talud a estabilizar



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Para hacer uso de la teoría de Rankine, deberán determinarse el coeficiente de empuje activo ( $k_a$ ) y el coeficiente de empuje pasivo ( $k_p$ ), respectivamente serán:

$$k_a = \left( \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} \right)$$

$$k_a = \left( \frac{1 - \text{sen}(30)}{1 + \text{sen}(30)} \right) = \frac{1}{3}$$

$$k_p = \left( \frac{1 + \text{sen}(\emptyset)}{1 - \text{sen}(\emptyset)} \right)$$

$$k_p = \left( \frac{1 + \text{sen}(30)}{1 - \text{sen}(30)} \right) = 3$$

El procedimiento de diseño para el muro por gravedad de concreto ciclópeo, será:

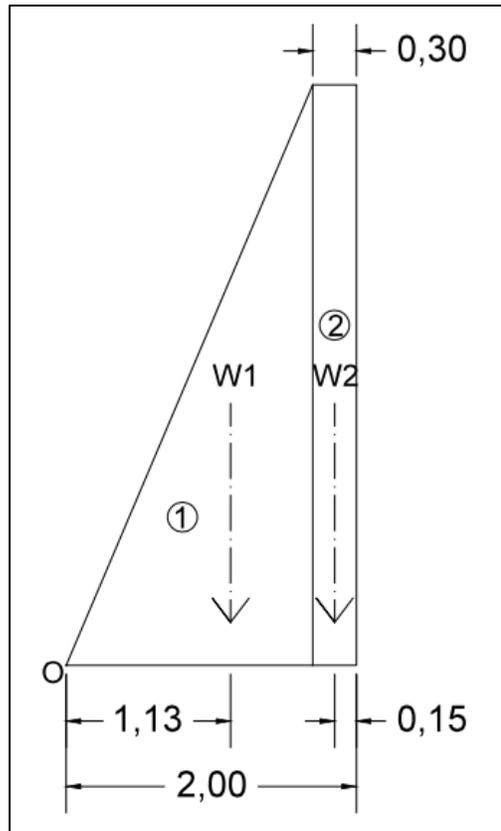
- Dimensionamiento
- Diagrama de cuerpo libre
- Chequeos de estabilidad

### **3.1.1. Dimensionamiento de muro por gravedad**

Para realizar un dimensionamiento inicial se hará uso de información de fuentes expertas, como se ha visto en el capítulo 2, ya que se pretende realizar una comparación con las mínimas dimensiones, esperando los mínimos precios, se utilizarán los siguientes valores, esperando que cumplan con los factores mínimos:

- Base es igual a 0,5 H, por lo que será igual a  $0,50 * 4,00 \text{ m} = 2,00 \text{ m}$ .
- Se realizará sin talón y con la forma básica, como se muestra en la figura 9. Para el ancho de la corona se dimensionará al mínimo 0,30 m.
- Altura completa del muro, 4,00 m y altura enterrada igual a 0,60 m.

Figura 9. **Dimensionamiento de muro por gravedad**

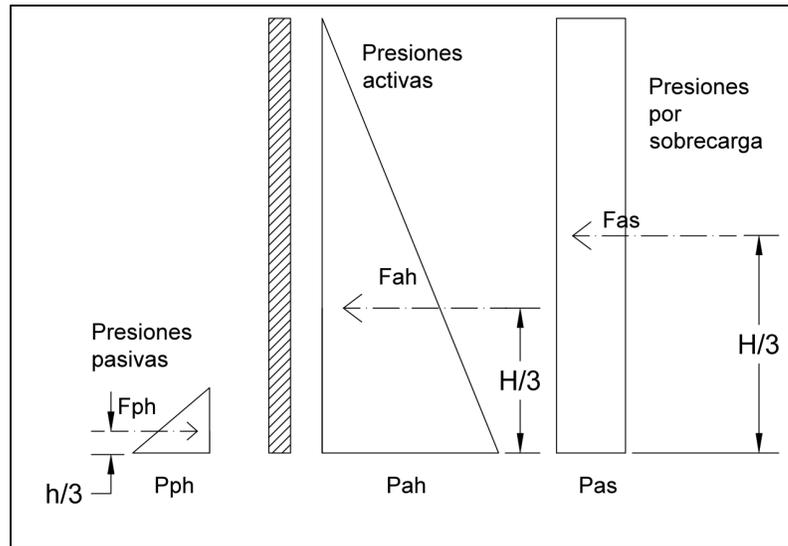


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

### 3.1.2. Diagrama de cuerpo libre

En la figura 10 puede visualizarse el diagrama de cuerpo libre del muro, donde se muestran las presiones sobre el mismo, de forma idealizada.

Figura 10. Diagrama de cuerpo libre



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

De manera que se procede a determinar los valores de las presiones y fuerzas, así también de momentos, con sus respectivas ecuaciones.

- Cálculo de las presiones horizontales.

$$P_{ph} = K_p \cdot \gamma_s \cdot h = 3,00 \cdot 1\,600,00 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,60 \text{ m} = 2\,880,00 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{ah} = K_a \cdot \gamma_s \cdot H = 1/3 \cdot 1\,600,00 \text{ kg/m}^3 \cdot 4,00 \text{ m} = 2\,133,33 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{as} = K_a \cdot q = 1/3 \cdot 700 \text{ kg/m}^2 = 233,33 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de las fuerzas debidas a las presiones horizontales.

$$F_{ph} = 0,50 \cdot P_{ph} \cdot h = 0,50 \cdot 2\,880,00 \text{ kg/m}^2 \cdot 0,60 \text{ m} = 864,00 \text{ kg/m}$$

$$F_{ah} = 0,50 \cdot P_{ah} \cdot H = 0,50 \cdot 2\,133,33 \text{ kg/m}^2 \cdot 4,00 \text{ m} = 4\,266,66 \text{ kg/m}$$

$$F_{as} = P_{as} \cdot H = 233,33 \text{ kg/m}^2 \cdot 4,00 \text{ m} = 933,33 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de los momentos al pie del muro.

$$\begin{aligned} M_{ph} &= F_{ph} * h / 3,00 = 0,60 \text{ m} / 3,00 * 864,00 \text{ kg/m} = 172,80 \text{ kg*m/m} \\ M_{ah} &= F_{ah} * H / 3,00 = 4,00 \text{ m} / 3,00 * 4\ 266,66 \text{ kg/m} = 5\ 688,89 \text{ kg*m/m} \\ M_{as} &= F_{as} * H / 2,00 = 4,00 \text{ m} / 2,00 * 933,33 \text{ kg/m} = 1\ 866,67 \text{ kg*m/m} \end{aligned}$$

Conociendo las presiones, las fuerzas y momentos actuantes es necesario determinar las fuerzas equilibradoras y los momentos resistentes del muro, de forma que puede determinarse mediante la división geométrica de una sección transversal del muro, como se aprecia en la figura 8, en ella también se puede visualizar las fuerzas que se producen debidas al peso de la estructura misma, así como el momento resultante, con respecto al punto “0”.

Tabla IV. **Cálculo de fuerzas y momentos debidos al muro por gravedad**

Figura	Área (m <sup>2</sup> )	Peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	W (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg*m/m)
1	0,50 * 4,00 * 1,70 = 3,40	2 200,00	7 480,00	1,13	8 477,33
2	4,00 * 0,30 = 1,20	2 200,00	2 640,00	1,85	4 884,00
		Wt =	10 120,00	Mr =	13 361,33

Fuente: elaboración propia.

### 3.1.3. Chequeo de estabilidad contra volteo

La estabilidad al volteo está dada por la sumatoria de los momentos resistentes (Mr), que permiten equilibrar momentos actuantes debidos a las

presiones del suelo ( $M_a$ ). Los efectos del empuje pasivo, que como es evidente, realizan un momento en contra del momento actuante de volteo.

Para poder asegurar la estructura ante el volteo, se utiliza un factor de seguridad, de forma que su valor debe ser mayor o igual a 2,00 (según AASHTO, 5.5.5, Overturning).

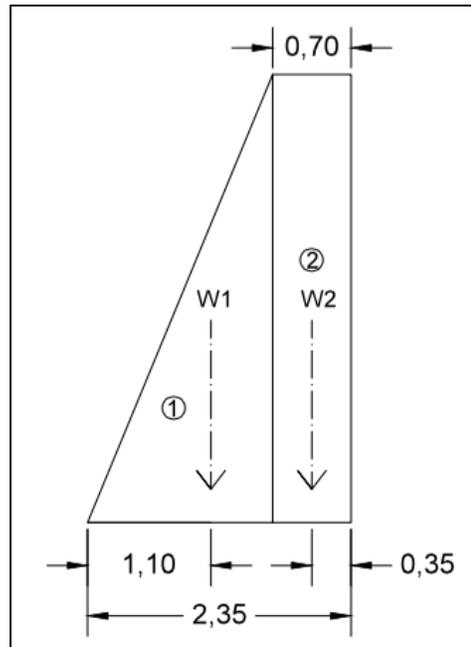
El valor del factor de seguridad se calcula de la siguiente forma:

$$FS = \frac{M_r}{M_a} \geq 2,00$$

$$FS = \frac{13\,361,33 + 172,80}{5\,688,89 + 1\,866,67} = 1,79$$

Como puede apreciarse no se cumple, teniéndose que aumentar la base del muro o el ancho de corona. Para solución de ello, se recurrirá a aumentar las dimensiones, de forma que ahora sus valores son como se muestra en la figura 11.

Figura 11. **Dimensiones aumentadas de muro por gravedad**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Siendo de esta forma los valores que se ven alterados son los de las fuerzas debidas al peso y los momentos resistentes.

Tabla V. **Cálculo de fuerzas y momentos debidos al muro por gravedad, con dimensiones aumentadas**

Figura	Área (m <sup>2</sup> )	Peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	W (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg*m/m)
1	0,50 * 4,00 * 1,65 = 3,30	2 200,00	7 260,00	1,10	7 986,00

Continuación de la tabla V.

2	4,00 * 0,70 = 2,80	2 200,00	6 160,00	2,00	12 320,00
		Wt =	13 420,00	Mr =	20 306,00

Fuente: elaboración propia.

Por lo que, el valor del factor de seguridad deberá ser calculado nuevamente como:

$$FS = \frac{20\,300,00 + 172,80}{5\,688,89 + 1\,866,67} = 2,71$$

Con lo cual se cumple con el valor mínimo del factor de seguridad de estabilidad al volteo.

### 3.1.4. Chequeo de estabilidad por deslizamiento

El muro se desliza ante los empujes del suelo, sin embargo, el rozamiento que existe entre el concreto y el suelo genera fricción, evitando así el deslice. Es por ello que se debe tratar que la superficie de la cimentación sea rugosa, en lo mayor posible.

El factor de seguridad que se utiliza en este chequeo es directamente proporcional a las fuerzas resistentes (Fr), debidas al peso e inversamente proporcional a las fuerzas actuantes (Fa). Es decir:

$$FS = \frac{Fr}{Fa} \geq 1,50$$

Sin embargo, el valor de la fuerza resistente no es directamente proporcional al peso del muro, el valor puede ser determinado como la fuerza generada por el rozamiento, siendo así se puede determinar como:

$$fr = \text{Coeficiente de fricción} * Wt$$

$$fr = 0,90 * \tan(30) * 13\,420,00 = 6\,973,24 \text{ kg /m}$$

El coeficiente de fricción se ha calculado como un valor dependiente del valor del ángulo de fricción interna. Adicionalmente se deben sumar los efectos del empuje pasivo, por lo que el valor de las fuerzas resistentes es:

$$Fr = fr + Fph = 6\,972,24 + 864,00 = 7\,837,24 \text{ kg/m}$$

Entonces el valor del factor de seguridad es igual a:

$$FS = \frac{7\,837,24}{4\,266,66 + 933,33} = 1,51$$

Con lo que se cumple con el valor mínimo del factor de seguridad de deslizamiento.

### **3.1.5. Chequeo de capacidad soporte del suelo**

El muro realiza una presión sobre el suelo, de modo que puede incurrir en asentamientos o fallas de estabilidad, lo cual sucede al superarse el límite de la capacidad soporte del suelo (C<sub>ss</sub>).

Debido a que la figura del muro no es simétrica, se generan esfuerzos excéntricos, es decir, que las presiones en los extremos inferiores del muro serán distintas. Siendo así se realiza una idealización de las presiones bajo la base del muro, las cuales se determinan como:

$$q_m = \frac{Wt}{BL} * \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Donde la excentricidad es igual a:

$$e = \frac{B}{2} - x$$

Donde x es igual a:

$$x = \frac{Mr - Ma}{Wt}$$

Por lo tanto, para los valores dados se determina:

$$x = \frac{20\,306,00 + 172,80 - 5688,89 - 1\,866,67}{13\,420,00} = 0,96 \text{ m}$$

$$3x = 0,96 * 3 = 2,89$$

$$e = \left| \frac{2,35}{2} - 0,96 \right| = 0,22 \text{ m}$$

Si 3x es mayor a B, no existirán presiones negativas, por lo que se comprueba que es correcto su cálculo, con las ecuaciones enunciadas.

Entonces las presiones máxima (q<sub>max</sub>) y mínima (q<sub>min</sub>), serán:

$$q_{\max} = \frac{13\,420,00}{1,00 * 2,35} * \left(1 + 6 * \frac{0,22}{2,35}\right) = 8\,801,91 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{13\,420,00}{1,00 * 2,35} * \left(1 - 6 * \frac{0,22}{2,35}\right) = 2\,619,36 \text{ kg/m}^2$$

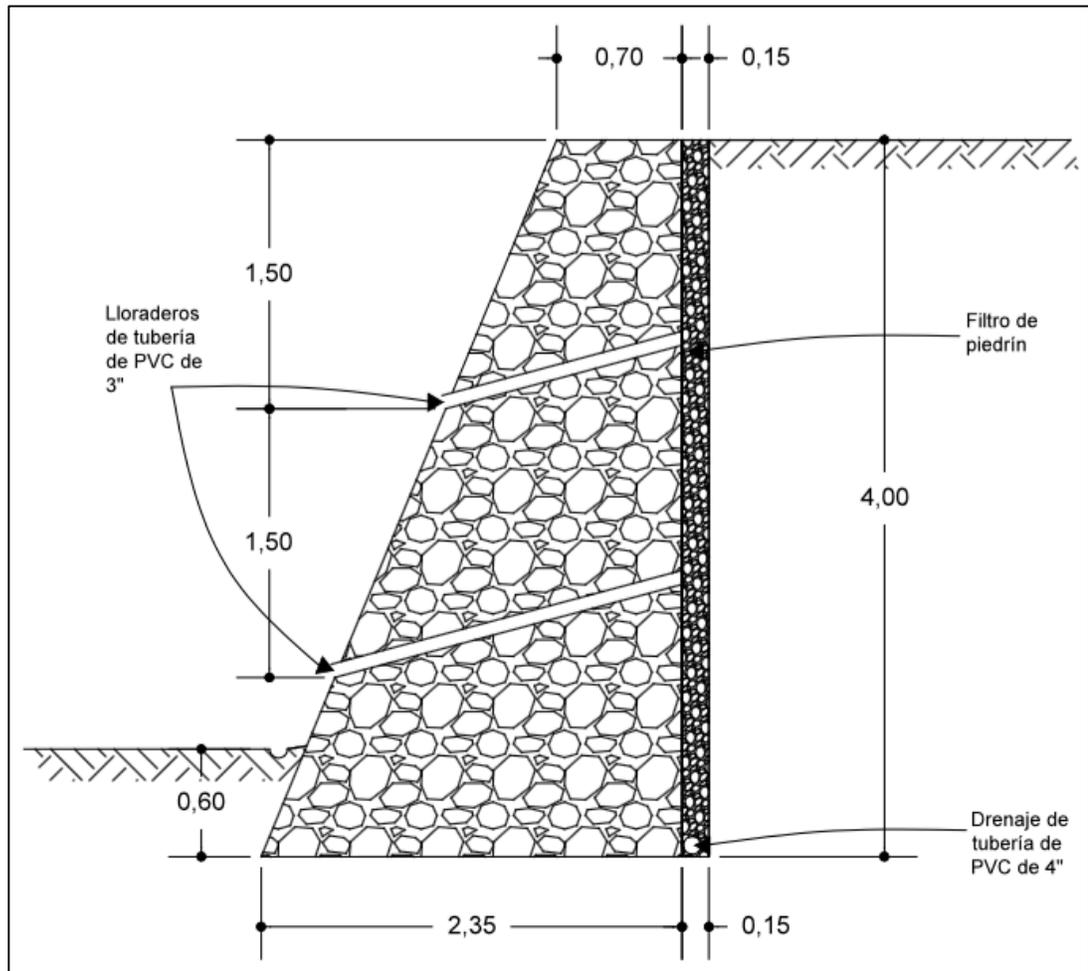
Siendo así el valor máximo, no supera la capacidad soporte del suelo y el valor mínimo es mayor a cero. Por lo que se comprueba la estabilidad.

### **3.2. Detalles de muro por gravedad**

Habiendo realizado el diseño geométrico del muro y comprobado la estabilidad, se procede a realizar el detalle de drenaje, basado en la experiencia del ingeniero Jaime Suárez, en su *libro Deslizamientos*, tomo II: Técnicas de Remediación, en el capítulo 3 expone detalles de drenajes apropiados para un muro de contención por gravedad de concreto ciclópeo.

Para el muro que se ha diseñado se utilizará un drenaje mediante filtro de pedrín con 15 cm, conectados a 2 lloraderos, espaciados en elevación a 1,5 m, hechos de tubería de PVC de 3" de diámetro y dispuestos a cada 1,5 m en sentido longitudinal.

Figura 12. Sección transversal de muro por gravedad



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.



## 4. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

### 4.1. Parámetros y especificaciones de diseño

Para el diseño del muro de contención en voladizo se utilizará el mismo talud estudiado hasta el momento, por lo que las características pueden ser consultadas en el capítulo 3.

A continuación se muestran las características del concreto y acero a utilizar:

- El suelo posee un peso específico de  $\gamma_s = 1\,600 \text{ kg/m}^3$ .
- El concreto armado a utilizar posee un peso específico de  $\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$ . Para el concreto se utilizará una proporción de 1:2:2, con una resistencia a la compresión de  $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$ .
- El acero que se utilizará es legítimo y con un punto de fluencia  $f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$  (acero 4 000).

El procedimiento de diseño para el muro en voladizo de concreto armado, será:

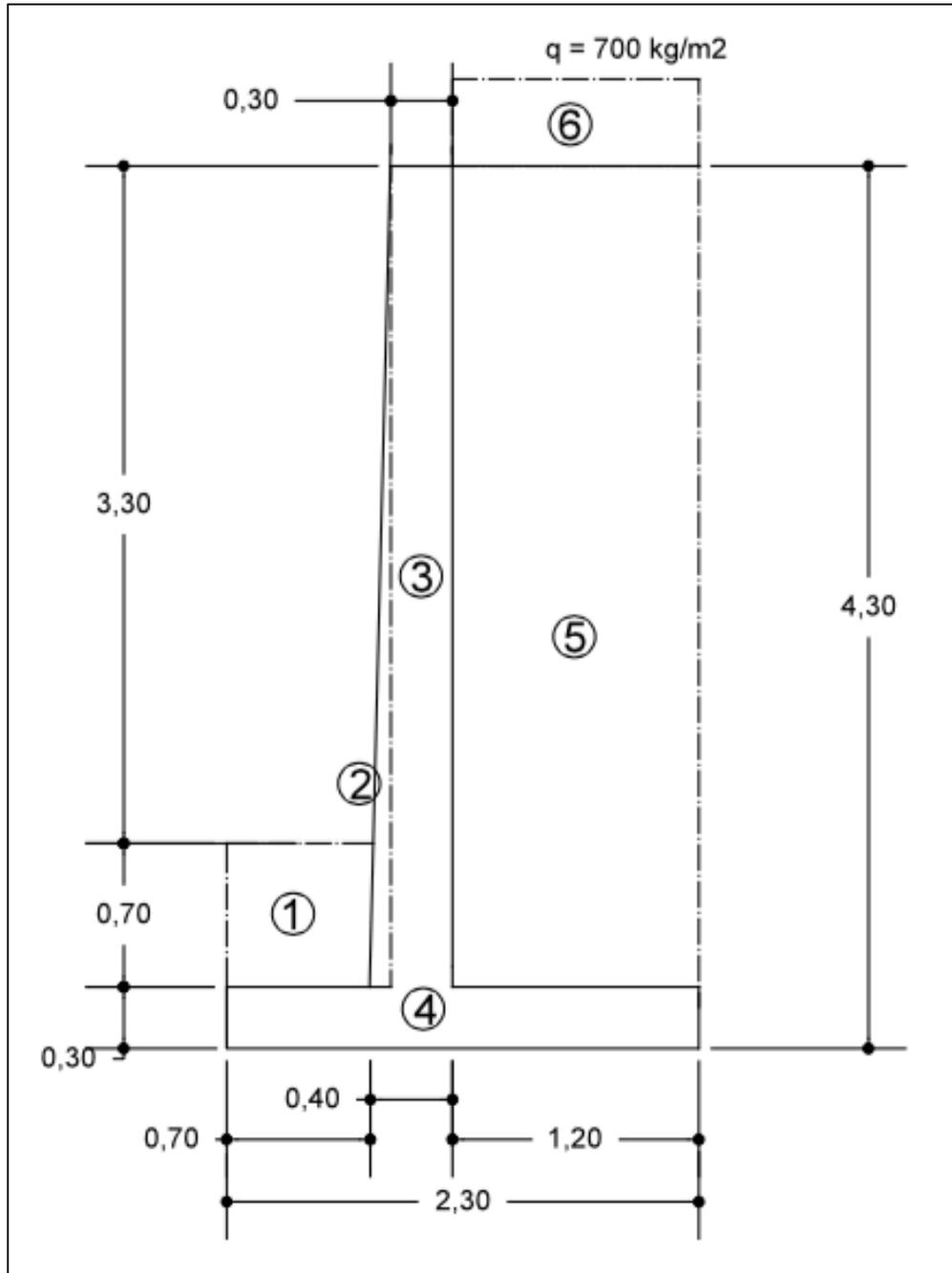
- Dimensionamiento
- Diagrama de cuerpo libre
- Chequeos de estabilidad
- Diseño del acero

#### 4.1.1. Dimensionamiento del muro en voladizo

Para realizar el dimensionamiento inicial se comenzará por utilizar información vista en el capítulo 2, al igual que en el diseño del muro por gravedad. Debido a que se pretende realizar una comparación con las dimensiones que cumplan con los factores de seguridad, en su valor mínimo, se utilizarán los siguientes valores:

- Altura libre de 3,40 m
- Se tendrá una altura de 0,70 m de muro enterrado
- Un ancho de corona de 0,30 m
- Una base  $b = 2,30$  m
- Una longitud de pie  $L_p = 0,70$  m
- Una longitud de talón  $L_t = 1,20$  m
- Un ancho de zapata de 0,30 m

Figura 13. Dimensionamiento de muro en voladizo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

#### 4.1.2. Diagrama de cuerpo libre

El diagrama se muestra en la figura 9, capítulo 3. De forma que se procede a calcular los valores de presiones y fuerzas:

- Cálculo de las presiones horizontales:

$$P_{ph} = K_p * \gamma_s * h = 3,00 * 1\,600 \text{ kg/m}^3 * 1,00 \text{ m} = 4\,800,00 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{ah} = K_a * \gamma_s * h = 1/3 * 1\,600 \text{ kg/m}^3 * 4,30 \text{ m} = 2\,293,33 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{as} = K_a * q = 1/3 * 700 \text{ kg/m}^3 = 233,33 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de las fuerzas debidas a las presiones horizontales:

$$F_{ph} = P_{ph} * 0,50 * h = 0,50 * 1,00 \text{ m} * 4\,800,00 \text{ kg/m}^2 = 2\,400,00 \text{ kg/m}$$

$$F_{ah} = P_{ah} * 0,50 * H = 0,50 * 4,30 \text{ m} * 2\,293,33 \text{ kg/m}^2 = 4\,930,67 \text{ kg/m}$$

$$F_{as} = P_{as} * H = 233,33 \text{ kg/m}^2 * 4,30 \text{ m} = 1\,003,33 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de los momentos al pie del muro:

$$M_{ph} = F_{ph} * h/3,00 = 2\,400,00 \text{ kg/m} * 1,00 \text{ m} / 3,00 = 800,00 \text{ kg*m/m}$$

$$M_{ah} = F_{ah} * H/3,00 = 4\,930,67 \text{ kg/m} * 4,30 \text{ m} / 3,00 = 7\,067,29 \text{ kg*m/m}$$

$$M_{as} = F_{as} * H / 2,00 = 1\,003,33 \text{ kg/m} * 4,30 \text{ m} / 2,00 = 2\,157,17 \text{ kg*m/m}$$

Ahora se procede a determinar las fuerzas equilibradoras y los momentos resistentes, para lo cual se utilizarán las figuras geométricas en que fue dividido el muro, según la figura 13.

Tabla VI. **Valores de fuerzas y momentos debidos resistentes del muro por gravedad**

Figura	Área (m <sup>2</sup> )	Peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	W (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg*m/m)
1	0,70 * 0,70 = 0,49	1 600,00	784,00	0,70 / 2 = 0,35	274,40
2	4,00 * 0,10 * 0,50 = 0,20	2 400,00	480,00	0,70 + 0,10*2/3 = 0,77	368,00
3	0,30 * 4,00 = 1,20	2 400,00	2 880,00	0,70 + 0,10 + 0,30 / 2 = 0,95	2 736,00
4	0,30 * 2,30 = 0,69	2 400,00	1 656,00	2,30 / 2 = 1,15	1 904,40
5	1,20 * 4,00 = 4,80	1 600,00	7 680,00	2,30 – 1,20 / 2 = 1,70	13 056,00
6	1,20	700,00	840,00	2,30 – 1,20 / 2 =1,70	1 428,00
		Wt =	14 320,00	Mr =	19 766,80

Fuente: elaboración propia.

#### 4.1.3. Chequeo de estabilidad contra volteo

Al igual que sucede con los muros por gravedad, la estabilidad al volteo está dada por los momentos resistentes, generados por el peso propio de la estructura, por el peso del suelo sobre la zapata y por la sobrecarga, como una

fuerza distribuida. Adicionalmente, los generados por el empuje pasivo. En contra de los citados se encuentran los momentos generados por la presión del empuje activo y de la sobrecarga.

El factor de seguridad para los muros de contención en voladizo se calcula de igual forma a los muros de contención por gravedad, de forma que:

$$FS = \frac{M_r}{M_a} \geq 2,00$$

$$FS = \frac{19\,766,80 + 800}{7\,067,29 + 2\,157,17} = 2,23$$

Debido a que  $2,23 > 2,00$ , se chequea la estabilidad contra el volteo.

#### **4.1.4. Chequeo de estabilidad por deslizamiento**

Al igual que en el muro por gravedad, el muro en voladizo se desliza por los empujes activos, pero debido al rozamiento entre el concreto de la zapata y el suelo, se genera fricción, con lo que se evita el deslice.

El factor de seguridad que se utiliza es proporcional a las fuerzas que evitan el empuje, siendo estas el peso del muro, el suelo y la sobrecarga, multiplicados por el coeficiente de fricción. Así también es inversamente proporcional a las fuerzas actuantes, es decir:

$$FS = \frac{F_r}{F_a} \geq 1,50$$

El coeficiente de fricción es igual al usado en el inciso 3.1.4, con un valor de 0,5196. Por lo cual el valor del factor de seguridad es:

$$FS = \frac{(14\,320,00 * 0,5196 + 2\,400,00)}{4\,930,67 + 1\,003,33} = 1,65$$

Con lo que se cumple con el valor mínimo del factor de seguridad por deslizamiento.

#### **4.1.5. Chequeo de capacidad soporte del suelo**

Al igual que el muro por gravedad, el muro en voladizo realiza una presión sobre el suelo, lo cual puede incurrir en asentamientos o fallas de estabilidad, por lo que es necesario comprobarse que no se superará la capacidad soporte del suelo (C<sub>ss</sub>).

De igual forma, como sucede con los muros por gravedad, uno en voladizo al no tener su centro geométrico coincidente con el centro de masa, ocurren esfuerzos excéntricos.

Se procede a determinar el valor del factor de seguridad con las ecuaciones descritas en el inciso 3.1.5.

$$x = \frac{19\,766,80 + 800,00 - 7\,067,29 - 2\,157,17}{14\,320,00} = 0,79 \text{ m}$$

$$e = \left| \frac{2,30}{2} - 0,79 \right| = 0,36 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{14\,320,00}{1,00 * 2,30} * \left(1 + \frac{6 * 0,36}{2,30}\right) = 12\,073,19 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{14\,320,00}{1,00 * 2,30} * \left(1 - \frac{6 * 0,36}{2,30}\right) = 378,98 \text{ kg /m}^2$$

Por lo que el valor máximo no supera la capacidad soporte del suelo y el valor mínimo es mayor a cero, comprobando la estabilidad.

## **4.2. Diseño del acero**

Para el diseño del armado del muro en voladizo es necesario recordar, primeramente que el acero trabaja a tensión y que se utiliza para resistir este tipo de esfuerzo debido a la flexión, como es el caso del pie, talón y pantalla.

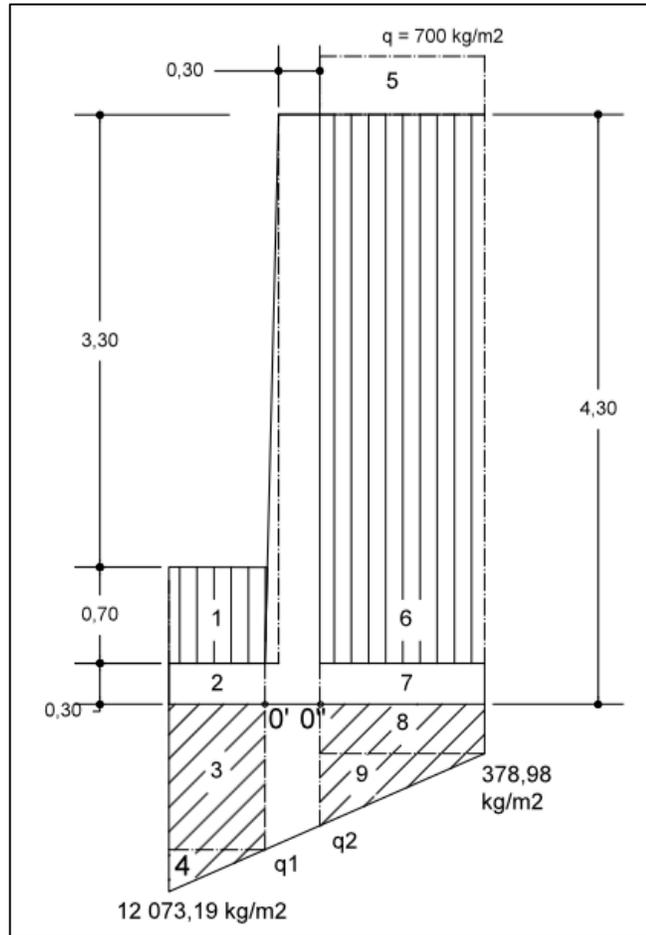
Todas las especificaciones y ecuaciones que se usarán para diseño del concreto armado, corresponden al ACI 318S-08, mismas que serán usadas en el sistema de esfuerzos en kilogramos fuerza sobre centímetros cuadrados.

### **4.2.1. Diseño del pie**

Debido a que se desea obtener un diseño económico se ha trabajado una altura de zapata de 0,30 m (el mínimo posible), con una longitud de pie ( $L_p$ ) = 0,70 m.

Para su diseño se deben determinar las presiones a las que se somete el pie, para posteriormente calcular los valores de corte y momento que se generan. En la figura 14 se pueden apreciar las distintas presiones debidas al suelo con presión pasiva, el concreto del pie y el suelo por debajo del pie (dividido en 3 partes), enumeradas del 1 al 5, correspondientemente.

Figura 14. Presiones sobre el pie del muro en voladizo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Para simplificar los cálculos se determinará el valor de la pendiente, que intersecta con el valor máximo de la presión, 12 135,26 kg/m<sup>2</sup> y el valor mínimo de la presión, 219,52 kg/m<sup>2</sup>. Y posteriormente, los valores de q<sub>1</sub> y q<sub>2</sub>.

$$m = \frac{(12\,073,19 \text{ kg/m}^2 - 378,98 \text{ kg/m}^2)}{2,30 \text{ m}} = 5\,084,44 \text{ kg/m}^3$$

$$q_1 = 12\,073,19 \text{ kg/m}^2 - 5\,084,44 \text{ kg/m}^2 * 0,70\text{m} = 8\,514,08 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 378,98 \text{ kg/m}^2 + 5\,084,44 \text{ kg/m}^3 * 1,20 \text{ m} = 6\,480,31 \text{ kg/m}^2$$

A continuación se calcularán los valores de cada fuerza, para su reconocimiento serán nombrados con el prefijo F:

$$F_1 = 0,70 \text{ m} * 0,70 \text{ m} * 1\,600 \text{ kg/m}^3 = 672,00 \text{ kg/m.}$$

$$F_2 = 0,30 \text{ m} * 0,70 \text{ m} * 2\,400,00 \text{ kg/m} = 504,00 \text{ kg/m.}$$

$$F_3 = 0,70 \text{ m} * 8\,514,08 \text{ kg/m}^2 + 378,98 * 0,70 \text{ m} = 6\,225,14 \text{ kg/m.}$$

$$F_4 = 0,5 * 0,70 \text{ m} * (12\,073,19 \text{ kg/m}^2 - 8\,514,08 \text{ kg/m}^2) = 1\,245,69 \text{ kg/m.}$$

#### 4.2.1.1. Chequeo de corte

El cortante último vertical ( $V_u$ ), es igual a la suma de las fuerzas multiplicado por un factor de carga igual a 1,7. Por lo tanto, el valor del cortante último, se calcula de la siguiente forma:

$$V_u = 1,7 (-672,00 - 504,00 + 6\,225,14 + 1\,245,69) = 10\,701,21 \text{ kg/m}$$

El peralte efectivo  $d$  será determinado como:

$$d = t - \text{Rec} - \frac{\text{diámetro}}{2}$$

$$d = 30,00 \text{ cm} - 7,50 \text{ cm} - 1,91 \text{ cm}/2 = 21,55 \text{ cm}$$

Donde  $t$  es el espesor del pie,  $\text{Rec}$  es el recubrimiento, el cual será usado con un valor de 7,5 cm, y el diámetro será el valor del diámetro de la varilla, para efectos de cálculo se asumirá un valor de 1,91 cm (Varilla núm. 6).

Ahora se procede a comparar el valor del cortante resistente ( $V_{cr}$ ) con el valor del cortante último ( $V_u$ ). Se debe recordar que la base trabajada para los muros de contención es de 100 cm (franja unitaria de 1,00 m).

$$V_{cr} = 0,75 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d \text{ [ACI 318-08, sección 11-3]}$$

$$V_{cr} = 0,75 * 0,53 * \sqrt{281,00} * 100 * 21,55 = 14\ 359,44 \text{ kg/m}$$

Ya que  $V_{cr} > V_u$  es permisible.

#### 4.2.1.2. Chequeo por flexión

Se realiza idealizando el elemento de concreto armado sometido a momentos flectores, en el cual la interacción de concreto-acero se da para resistir esfuerzos de compresión y tensión, correspondientemente. Se establece un momento último, para el cual se determina un acero requerido y se comprueba si se encuentra entre el rango de acero mínimo y máximo.

El momento último ( $M_u$ ) puede calcularse como la sumatoria de los momentos flectores con respecto al punto 0', multiplicado por el factor de carga igual a 1,7, por lo tanto el valor del momento último será:

$$M_u = 1,7 * \left( (F1 + F2) * \frac{Lp}{2} - F3 * \frac{Lp}{2} - F4 * Lp * \frac{2}{3} \right)$$

$$M_u = 1,7 * \left( -\frac{(672,00 + 504,00)}{2} + \frac{6\ 225,14}{2} + \frac{2 * 1\ 245,69}{3} \right) * 1,20 \text{ m}$$

$$= 3\ 355,03 \text{ kg * m/m}$$

Con base en la siguiente ecuación se puede determinar una cantidad de acero requerido:

$$A_{sreq} = \left( bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'_c}} \right) * \frac{0,85 * f_c}{f_y}$$

$$A_{sreq} = \left( 100 * 21,55 - \sqrt{(100 * 21,55)^2 - \frac{3.355,03 * 100}{0.003825 * 281,00}} \right) * \frac{0,85 * 281,00}{2.810,00}$$

$$= 6,26 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima está dado por la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * bd \text{ [ACI 318-08, sección 10-3]}$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{2.810} * 100\text{cm} * 21,55\text{cm} = 10,81\text{cm}^2$$

El área de acero máximo está dado por la siguiente ecuación:

$$A_{smax} = 0,5 * \frac{0,85 * B * f'_c * 6.090}{f_y * (f_y + 6.090)} * bd, \text{ donde B para } f_y = 2.810 \text{ kg/cm}^2 \text{ es } 0,85$$

$$A_{smax} = 0,5 * \frac{0,85 * 0,85 * 281 * 6.090}{2810 * (2.810 + 6.090)} * bd = 0.024 * bd$$

Debido a que el valor del acero máximo es bastante alto y el porcentaje es idéntico para todos los elementos estudiados en el muro, se usará como 4,92 veces el valor del acero mínimo.

El área de acero por temperatura requerido es:

$$A_{temp} = 0,0025 * bt \text{ [ACI 318-08, sección 14-3.3]}$$

$$A_{temp} = 0,0025 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 7,5 \text{ cm}^2$$

#### **4.2.1.3. Armado del pie**

Por lo que, para el pie se propone el siguiente armado:

- Conseguir un área de acero igual o mayor que la del acero mínimo, se usarán barras núm. 6 a cada 20 cm, para proporcionar 14,25 cm<sup>2</sup>, de forma longitudinal.
- Se usarán para el acero por temperatura núm. 6 a cada 20 cm<sup>2</sup>, para proporcionar 9,98 cm<sup>2</sup>, de forma transversal.

#### **4.2.2. Diseño del talón**

El diseño del talón posee el mismo procedimiento, por lo que no serán mencionadas nuevamente las ecuaciones.

El talón posee una longitud (Lt) de 1,20 m y un espesor (t) de 0,30 m.

Las fuerzas se calcularán de la misma forma en que se ha hecho en el pie. Se procede a determinar los valores de la sumatoria de fuerzas y sumatoria de momentos con respecto a 0", nombrados con los prefijos F y M, correspondientemente, según la enumeración de la figura 14.

$$F5 = 700,00 \text{ kg/m}^2 * 1,20 \text{ m} = 840,00 \text{ kg/m}$$

$$F6 = 1\,600,00 \text{ kg/m}^3 * 1,20 \text{ m} * 4,00 \text{ m} = 7\,680,00 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 F7 &= 2\,400,00 \text{ kg/m}^3 * 1,20 \text{ m} * 0,30 \text{ m} && = 864,00 \text{ kg/m} \\
 F8 &= 378,98 \text{ kg/m}^2 * 1,20 \text{ m} && = 454,78 \text{ kg/m} \\
 F9 &= (6\,480,31 \text{ kg/m}^2 - 378,98 \text{ kg/m}^2) * 1,20 \text{ m} * 0,5 && = 3\,660,80 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.2.1. Chequeo de corte

El cortante último será igual a:

$$V_u = 1,7 * (840,00 + 7\,680,00 + 864,00 - 454,78 - 3\,660,80) = 5\,268,42 \text{ kg/m}$$

Sí el cortante resistente es igual al del pie,  $V_{cr} = 16\,270,26 \text{ kg/m}$ , por lo que es mayor al cortante último y, por lo tanto, es permisible.

#### 4.2.2.2. Chequeo por flexión

El momento último será calculado de la misma forma que se hizo en el pie, por lo tanto:

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,7 * \left( \frac{840,00}{2} + \frac{7\,680,00}{2} + \frac{864,00}{2} - \frac{454,78}{2} - 3\,660,80 * \frac{2}{3} \right) * 1,20 \\
 &= 4\,129,12 \text{ kg} * \text{m/m}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el área de acero requerida será:

$$\begin{aligned}
 A_{sreq} &= \left( 100 * 21,55 - \sqrt{(100 * 21,55)^2 - \frac{4\,129,12 * 100}{0,003825 * 281,00}} \right) * \frac{0,85 * 281,00}{2\,810,00} \\
 &= 7,74 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

El acero requerido es inferior al mínimo, por lo que se debe utilizar el valor del acero a mínimo.

#### **4.2.2.3. Armado del talón**

Para el talón se propone el armado del pie, dando en beneficio a la construcción del muro, sin embargo, debe ser mencionado que el refuerzo longitudinal de este elemento se coloca en la parte colindante al suelo, que realiza empuje activo, y no en contacto con el suelo de la cimentación, como sucede en el pie, ya que el refuerzo se coloca en donde ocurrirán esfuerzos de tensión. De manera que el armado es el siguiente:

- Conseguir un área de acero igual o mayor que la del acero mínimo, se usarán barras núm. 6 a cada 20 cm, para proporcionar 14,25 cm<sup>2</sup>, de forma longitudinal.
- Se usarán para el acero por temperatura núm. 6 a cada 20 cm<sup>2</sup>, para proporcionar 9,98 cm<sup>2</sup>, de forma transversal.

#### **4.2.3. Armado de pantalla**

Al igual que en los dos elementos anteriores, el pie y el talón, la pantalla se diseña chequeando corte, flexión y diseñando un acero de refuerzo, sin embargo, para economizar se diseñará segmentando la misma en tres partes, de 0 a 1,30 m, de 0 a 2,60 m y hasta los 4,00 m.

Las ecuaciones para el diseño de la pantalla son las mismas utilizadas en el pie y el talón. Por lo que, a continuación se presentan los datos obtenidos, mostrados en la tabla VII.

Tabla VII. **Chequeo de cortante de pantalla**

Segmento de la pantalla	Hasta 1/3 (1,30 m)	Hasta 2/3 (2,60 m)	Hasta 3/3 (4,00 m)
Fuerza debida al empuje activo (kg/m)	$1/3 * 1\,600,00 * (1,30)^2 * 0,5 = 450,67$	$1/3 * 1\,600,00 * (2,60)^2 * 0,5 = 1\,802,67$	$1/3 * 1\,600,00 * (4,00)^2 * 0,5 = 4\,266,67$
Fuerza debida a la sobrecarga (kg/m)	$1/3 * 700,00 * 1,30 = 303,33$	$1/3 * 700,00 * 2,60 = 606,67$	$1/3 * 700,00 * 4,00 = 933,33$
Cortante último (kg/m)	$1,7 * (450,67 + 303,33) = 1\,281,80$	$1,7 * (1\,802,67 + 606,67) = 4\,095,87$	$1,7 * (4\,266,67 + 933,33) = 8\,840,00$
*Peralte efectivo (cm)	$30,00 - 7,5 - 1,91/2 = 21,55$	$33,00 - 7,5 - 1,91/2 = 24,85$	$36,00 - 7,5 - 1,91/2 = 27,55$
Cortante resistente (kg/m)	$0,85 * 0,53 * (281)^{0,5} * 100 * 21,55 = 16\,270,26$	$0,85 * 0,53 * (281)^{0,5} * 100 * 24,85 = 18\,762,34$	$0,85 * 0,53 * (281)^{0,5} * 100 * 27,55 = 20\,801,31$
¿Es mayor el cortante resistente al cortante último?	Si	Si	Si

Fuente: elaboración propia.

En la tabla VII el peralte efectivo ha sido calculado como el espesor de la sección menor, para cada una de las secciones en las que se ha dividido la

pantalla. El valor del recubrimiento se mantiene en 7,5 cm y el valor del diámetro se ha calculado en base a una varilla núm. 6.

Tabla VIII. **Chequeo de momentos y determinación de requerimientos de acero de pantalla**

Segmento de la pantalla	Hasta 1/3 (1,30 m)	Hasta 2/3 (2,60 m)	Hasta 3/3 (4,00 m)
Momento último (kg*m/m)	$1,7 * (450,67 * 1,30 / 3 + 303,33 * 1,30 / 2) = 667,17$	$1,7 * (1\ 802,67 * 2\ 630 / 3 + 606,67 * 2,60 / 2) = 3\ 996,66$	$1,7 * (4\ 266,67 * 4,00 / 3 + 933,33 * 4,00 / 3) = 12\ 844,44$
*Acero requerido (cm <sup>2</sup> )	1,23	6,46	19,23
Acero mínimo (cm <sup>2</sup> )	$14,1 / 2\ 810 * 100,00 * 21,55 = 10,81$	$14,1 / 2\ 810 * 100 * 24,85 = 12,47$	$14,1 / 2\ 810 * 100 * 27,55 = 13,82$
Acero por temperatura (cm <sup>2</sup> )	$0\ 0025 * 130,00 * 30,00 = 9,75$	$0\ 0025 * 130,00 * 33,00 = 10,73$	$0\ 0025 * 140,00 * 36,00 = 12,60$

Fuente: elaboración propia.

En la tabla VIII el área de acero requerido se ha calculado en base a la ecuación del acero requerido mostrada en el inciso 4.2.2.2.

Hasta ahora se han calculado las áreas de acero requeridas, para tres secciones, con el fin de poder disminuir la cantidad de acero, según el

requerimiento, de forma que la configuración del armado, también se realice por sección. El armado que se realizará se muestra en la tabla IX.

Tabla IX. **Armado de pantalla**

Segmento de la pantalla	Hasta 1/3 (1,30 m)	Hasta 2/3 (2,60 m)	Hasta 3/3 (4,00 m)
Acero longitudinal	núm. 6 @ 20 cm	núm. 6 @ 20 cm	núm. 7 @ 20 cm
Acero por temperatura	núm. 4 @ 15 cm	núm. 4 @ 15 cm	núm. 5 @ 20 cm

Fuente: elaboración propia.

#### 4.3. Detalles de muro en voladizo

El drenaje que se utilizará para el muro en voladizo será el mismo del muro por gravedad, teniendo las características: un drenaje mediante filtro de piedrín con 15 cm, conectados a 2 lloraderos, espaciadas en elevación a 1,5 m, hechos de tubería de PVC de 3" de diámetro y dispuestos a cada 1,5 m en sentido longitudinal.

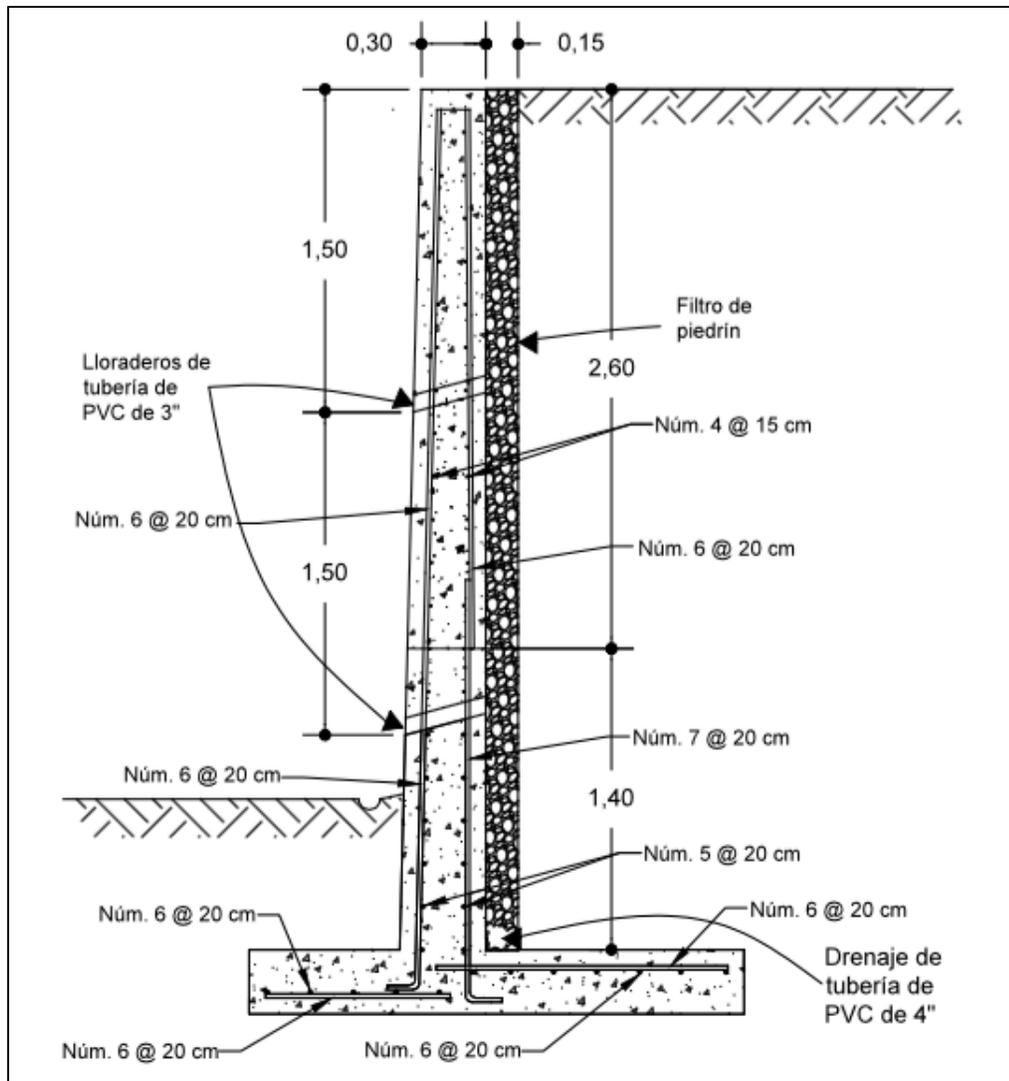
La longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal por flexión está dado por el ACI 318-08, capítulo 12.10.3, en donde se establece que su valor debe ser igual al mayor de los valores  $d$  o  $12 db$ . Por lo cual se calcula para los siguientes números de varillas:

- Para núm. 5,  $L_d = 12 * 1,59 = 19,08$  cm;  $d = 20$  cm; por lo tanto será igual a 20 cm.
- Para núm. 6,  $L_d = 12 * 1,91 = 22,92$  cm;  $d = 20$  cm; por lo tanto será igual a 23 cm.

- Para núm. 7,  $L_d = 12 * 2,22 = 26,64$  cm;  $d = 20$  cm; por lo tanto será igual a 27 cm.

La sección del armado se puede observar en la figura 15.

Figura 15. **Sección de armado de muro en voladizo de concreto armado**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.



## 5. DISEÑO DE MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLA UNIAXIAL

### 5.1. Parámetros y especificaciones de diseño

El diseño del muro de suelo reforzado o muro de suelo mecánicamente estabilizado (MSE), con geomalla uniaxial se realizará para la protección del talud estudiado hasta el momento, las características pueden ser consultadas en el capítulo 3.

La recomendación de AASHTO es que la fachada se extienda al menos 2' por debajo del refuerzo mas profundo, es para ello que se extenderá 0,60 m, es decir que la altura total será igual a:  $3,40 \text{ m} + 0,60 \text{ m} = 4,00 \text{ m}$ .

A continuación se muestran las características de la geomalla uniaxial coextruida a utilizar:

- Resistencia última a la tensión  $T_{ult} = 58 \text{ kN/m}$ .
- Geomalla uniaxial coextruida tipo bidimensional de polietileno de alta densidad (HDPE).
- Con uso de refuerzo primario.

El procedimiento de diseño para el MSE, será:

- Análisis de estabilidad interna
- Análisis de estabilidad externa
- Diseño de la fachada

Debe aclararse que, al igual que sucede con el diseño de los muros de contención tradicionales, un MSE con geosintéticos debe estar basado en parámetros y especificaciones de diseño, en este capítulo se utiliza la norma AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, HB 17, capítulo 5, sección 5.8, y a GEOSOFT PAVCO, *Manual de diseño con geosintéticos*, Departamento de Ingeniería, novena edición, 2012.

## 5.2. Análisis de estabilidad interna

Este se realiza para que el refuerzo de geomalla en conjunto a la masa del suelo se comporten establemente. Por lo que se calculan los valores del espaciamiento vertical y longitud de las capas de refuerzo.

- Cálculo de las presiones horizontales:

$$P_{ah} = K_a \cdot \gamma_s \cdot H = 1/3 * 1\ 600,00 \text{ kg/m}^3 * 4,00 \text{ m} = 2\ 133,33 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{as} = K_a \cdot q = 1/3 * 700 \text{ kg/m}^2 = 233,33 \text{ kg/m}^2$$

### 5.2.1. Espaciamiento vertical (Sv)

El valor de espaciamiento vertical entre capas será igual a

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\gamma_s \cdot z \cdot K_a \cdot F_{S_B}} \text{ [Manual GEOSOFT PAVCO, capítulo 11]}$$

Donde  $F_{S_B}$  es igual a 1,3, según AASHTO.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{F_{R_i} \cdot F_{R_f} \cdot F_{R_d}} \text{ [Manual GEOSOFT PAVCO, capítulo 11]}$$

Donde  $T_{ult}$  = resistencia última de la geomalla (ver sección 5.1).

$FR_i$  = valor del factor de reducción por daños debidos a la instalación

$FR_f$  = valor del factor de reducción por carga continua sobre la geomalla

$FR_d$  = valor del factor de reducción por degradación química y biológica

Los factores de reducción se pueden encontrar en el Manual GEOSOF T PAVCO (capítulo 3, p. 101), donde se detalla que para geomallas con aplicación de refuerzo se deben utilizar los siguientes valores:

Tabla X. **Factores de reducción en geosintéticos con aplicación de refuerzo**

Ubicación	$FR_i$	$FR_f$	$FR_d$
Terraplenes sobre suelos blandos	1,1 a 1,4	2,0 a 3,0	1,1 a 1,5
Estabilización de taludes	1,1. a 1,4	2,0 a 3,0	1,1 a 1,5
Muros de contención	1,1 a 1,4	2,0 a 3,0	1,1 a 1,5
Fundaciones	1,2 a 1,5	2,0 a 3,0	1,1 a 1,6

Fuente: GEOSOF T PAVCO. *Manual de diseño con geosintéticos*. p. 101.

Por lo tanto:

$$T_{adm} = \frac{58\,000/9,81 \text{ kg/m}}{1,1 * 2 * 1,1} = 2\,239,52 \text{ kg/m}$$

Se procede a determinar el espaciamiento vertical, este debe ser calculado para cada profundidad, por lo que su cálculo se realizará en dos segmentos, tomando el valor más crítico. Según PAVCO, los espaciamientos mayores a 0,50 m producen embobamiento de las capas, ocasionando fallas en el refuerzo y por lo cual se limitarán a este valor.

Para una profundidad de hasta 2,50 m:

$$S_v = \frac{2\,239,52 \text{ kg/m}}{(233,33 \text{ kg/m}^2 + 2,50 \text{ m} * 1\,600 \text{ kg/m}^3 * 1/3) * 1,3} = 1,10 \text{ m}$$

Para una profundidad de hasta 4,00 m:

$$S_v = \frac{2\,239,52 \text{ kg/m}}{(233,33 \text{ kg/m}^2 + 4,00 \text{ m} * 1\,600,00 \text{ kg/m}^3 * 1/3) * 1,3} = 0,73 \text{ m}$$

Debido a que los espaciamientos verticales requeridos, son mayores al valor máximo recomendado, se utilizará un valor de 0,50 m para todos los espaciamientos verticales.

### **5.2.2. Longitud del refuerzo**

La longitud del refuerzo será igual a la longitud que la geomalla debe estar embebida en el suelo a estabilizar, para que actúe correctamente como refuerzo, su valor se determina como la suma de la longitud geométrica y la longitud de empotramiento.

La longitud del refuerzo, según PAVCO, no debe ser menor al 80 % de la altura del muro y nunca menor a 2,40 m, además debe en lo posible acercarse

a valores que sean múltiplos de 0,50 m. Similarmente, AASHTO establece un 80 % cuando el relleno se encuentra sobrecargado.

En las secciones siguientes a esta, los cálculos se realizarán para cada refuerzo, según su profundidad y se realizarán ejemplos de cálculo, al finalizar los resultados se muestran en la tabla XI.

### 5.2.2.1. Longitud geométrica (Lg)

La longitud geométrica hasta la zona de falla, es medida mediante la envolvente de falla dada por el ángulo de fricción interno, siendo igual a:

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

Ejemplo de cálculo:

Para una profundidad de 0,50 m:

$$Lg = (4,00 \text{ m} - 0,50 \text{ m}) * \tan\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 2,02 \text{ m}$$

Para una profundidad de 1,50 m:

$$Lg = (4,00 \text{ m} - 1,50 \text{ m}) * \tan\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 1,44 \text{ m}$$

### 5.2.2.2. Longitud de empotramiento (Le)

La longitud de empotramiento es la longitud necesaria para que se desarrollen los esfuerzos de tensión en la geomalla, su valor es igual a:

$$Le = \frac{Ph * Sv * FS_B}{2(c + P * \tan(\delta))}$$

Donde Ph es la sumatoria de las presiones activas horizontales hasta la profundidad z, c es la adherencia entre suelo y geomalla, con un valor cercano a 1 800 kg/m<sup>2</sup>, P es la sumatoria de presiones hasta la profundidad z y  $\delta$  es 2/3 del ángulo de fricción interna, trabajado como 1/3, para el suelo en estudio.

Ejemplo de cálculo:

Para una profundidad de 1,0 m:

$$\begin{aligned} Le &= \frac{(233,33 \text{ kg/m}^2 + 1/3 * 1,00 \text{ m} * 1\,600,00 \text{ kg/m}^3) * 0,50 \text{ m} * 1,3}{2(1\,800 \text{ kg/m}^2 + (700,00 \text{ kg/m}^2 + 1,00 \text{ m} * 1\,600,00 \text{ kg/m}^3) * \tan\left(\frac{2}{3} * 30\right))} \\ &= 0,09 \text{ m} \end{aligned}$$

Para una profundidad de 2,50 m:

$$\begin{aligned} Le &= \frac{(233,33 \text{ kg/m}^2 + 1/3 * 2,50 \text{ m} * 1\,600,00 \text{ kg/m}^3) * 0,50 \text{ m} * 1,3}{2(1\,800 \text{ kg/m}^2 + (700,00 \text{ kg/m}^2 + 2,50 \text{ m} * 1\,600,00 \text{ kg/m}^3) * \tan\left(\frac{2}{3} * 30\right))} \\ &= 0,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Para una profundidad de 3,40 m:

$$Le = \frac{(233,33 \text{ kg/m}^2 + 1/3 * 3,40 \text{ m} * 1\,600,00 \text{ kg/m}^3) * 0,50 \text{ m} * 1,3}{2(1\,800 \text{ kg/m}^2 + (700,00 \text{ kg/m}^2 + 3,40 \text{ m} * 1\,600,00 \text{ kg/m}^3) * \tan\left(\frac{2}{3} * 30\right))}$$

$$= 0,18 \text{ m}$$

La longitud de empotramiento, según PAVCO, no puede ser menor de 1,00 m, por lo que se igualará a este valor.

### 5.2.2.3. Longitud total (Lt)

Se define como la suma de la longitud geométrica y la longitud de empotramiento, sin embargo, el valor que tiene esta suma se considera teórico y para fines de diseño, según PAVCO, deberá ser mayor al 80 % de la altura total a estabilizar, es decir:

$$Lt \geq 4,00 \text{ m} * 0,80 = 3,20 \text{ m}$$

$$Lt = Lg + Le$$

Ejemplo de cálculo:

Cuando la profundidad tiene un valor de hasta 0,50 m:

$$Lt = 2,02 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 3,02 \text{ m}$$

Hasta 2,50 m:

$$Lt = 0,87 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 1,87 \text{ m}$$

Hasta 4,00 m:

$$L_t = 0,00 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m}$$

Sin embargo, debido a que  $L_t$  debe ser mayor a 3,20 m y la recomendación de AASHTO, se usará un refuerzo de 3,20 m para toda la cualquier profundidad.

#### 5.2.2.4. Longitud real (L)

Conociendo las longitudes de refuerzo se procede a determinar la longitud real que se usará por capa, teniendo en cuenta que la fachada se realizará con bloques de concreto y que el empalme se realizará por fricción, se considera una longitud de empalme de 0,30 m.

Tabla XI. **Espesores y longitudes de capa de refuerzo de geomalla**

nú m.	z (m)	Sv teórico (m)	Sv (m)	Le (m)	Le mín (m)	Lg (m)	Lt teórica (m)	Lt (m)	L (m)
1	0,00		-	0,00	-	-	-	-	-
2	0,50	3,45	0,5	0,07	1,00	2,02	3,02	3,20	3,50
3	1,00	2,25	0,5	0,09	1,00	1,73	2,73	3,20	3,50
4	1,50	1,67	0,5	0,11	1,00	1,44	2,44	3,20	3,50
5	2,00	1,33	0,5	0,13	1,00	1,15	2,15	3,20	3,50
6	2,50	1,10	0,5	0,15	1,00	0,87	1,87	3,20	3,50
7	3,00	0,94	0,5	0,16	1,00	0,58	1,58	3,20	3,50
8	3,50	0,82	0,5	0,17	1,00	0,29	1,29	3,20	3,50

Continuación de la tabla XI.

9	4,00	0,73	0,5	0,18	1,00	0,00	1,00	3,20	3,50
---	------	------	-----	------	------	------	------	------	------

Fuente: elaboración propia.

### 5.3. Análisis de estabilidad externa

Se debe comprobar la estabilidad del MSE, resistiendo como suelo reforzado, ante las presiones de sobre carga y del suelo confinado.

#### 5.3.1. Chequeo de estabilidad al deslizamiento

Se debe verificar la estabilidad a las fuerzas horizontales, para evitar que existan desplazamientos. Para ello se debe revisar que el factor de seguridad FSd sea mayor o igual a 1,5, según AASHTO.

$$FSd = \frac{\sum \text{Fuerzas horizontales resistentes}}{\sum \text{Fuerzas horizontales actuantes}}$$

Donde estas son calculadas como las fuerzas puntuales debidas a las presiones actuantes y resistentes, de forma que:

- Fuerzas horizontales resistentes: son producidas por la interacción del suelo relleno y compactado y la geomalla y la interacción del suelo no reforzado con el suelo de cimentación.

$$Fhr = (c + P * \tan(\emptyset)) * Lt$$

$$F_{hr} = (1\,800 \text{ kg/m}^2 + (1\,600 \text{ kg/m}^3 * 4,00\text{m} + 700 \text{ kg/m}^2) * \tan\left(30 * \frac{2}{3}\right) * 3,20 \text{ m} = 14\,029,40 \text{ kg}$$

- Fuerzas horizontales actuantes: son debidas a la presión del relleno confinado y la sobrecarga:

$$F_{ha} = 2\,133,33 \text{ kg/m} * 4,00 \text{ m} + 233,33 \text{ kg/m}^2 * 4,00 \text{ m} = 9\,466,64 \text{ kg}$$

Se ha asumido que el suelo confinado poseerá las mismas características del suelo del talud, ya que las características de este son oportunas para la cimentación. Se establece que se dispondrá el mismo suelo en todo el movimiento de tierras.

Se procede a determinar el factor de seguridad de deslizamiento:

$$FSd = \frac{14\,029,40 \text{ kg}}{9\,466,64 \text{ kg}} = 1,48 < 1,50$$

Es necesario aumentar la longitud del refuerzo. Por lo tanto, la longitud total del refuerzo será igual a 3,30 m y la longitud real a 3,60 m.

Se procede a determinar nuevamente el valor del factor de seguridad:

$$F_{hr} = (1\,800 \text{ kg/m}^2 + (1\,600 \text{ kg/m}^3 * 4,00\text{m} + 700 \text{ kg/m}^2) * \tan\left(30 * \frac{2}{3}\right) * 3,30 \text{ m} = 14\,467,82 \text{ kg}$$

$$FSd = \frac{14\,467,82 \text{ kg}}{9\,466,64 \text{ kg}} = 1,53 > 1,50$$

De modo que el factor de seguridad por deslizamiento es permisible.

### 5.3.2. Chequeo de estabilidad al volcamiento

Se debe comprobar la estabilidad del muro ante los momentos generados por la fuerzas, para lo cual se debe asegurar que el factor de seguridad al volcamiento FSv sea mayor o igual a 2,0, según AASHTO.

$$FSv = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos actuantes}}$$

- Momentos resistentes: sumatoria de momentos generados por la sobrecarga y el peso del suelo reforzado.

$$Mas = 700,00 \text{ kg/m}^2 * 3,30 \text{ m} * (3,30 \text{ m} / 2) * 1/3 = 1\,270,50 \text{ kg*m/m}$$

$$Mr = 1\,600,00 \text{ kg/m}^3 * 4,00 \text{ m} * 3,30 * (3,30 / 2) * 1/3 = 11\,616,00 \text{ kg*m/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momentos resistentes} &= 11\,616,00 \text{ kg*m/m} + 1\,270,50 \text{ kg*m/m} = \\ &12\,886,50 \text{ kg*m/m} \end{aligned}$$

- Momentos actuantes: sumatoria de momentos generados por la presión lateral del suelo actuante.

$$\text{Momentos actuantes} = \frac{1}{3} * 2\,133,33 \text{ kg/m} * 4,00 \text{ m} = 2\,844,44 \text{ kg/m}$$

Se procede a determinar el factor de seguridad al volcamiento:

$$FSv = \frac{12\,886,50 \text{ kg/m}}{2\,844,44 \text{ kg/m}} = 4,53 > 2,00$$

Se comprueba que el factor de seguridad al volcamiento es permisible.

### 5.3.3. Chequeo de capacidad soporte del suelo

Se debe comprobar que el suelo posee la capacidad soporte suficiente para contener el muro a construirse. Se debe tener en cuenta, que al igual que en los muros tradicionales, el muro estabilizado con geomallas incurre en excentricidades, de forma que se debe calcular la presión máxima y mínima con la misma teoría aplicada en los capítulos III y IV.

La capacidad soporte del suelo en muros reforzados con geomalla debe ser comprobada mediante la capacidad soporte del suelo, para el suelo en estudio se tiene que posee un valor igual a 18 000 kg/m<sup>2</sup>.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$e = \frac{3,30 \text{ m}}{2} - \frac{(12\ 886,50 \text{ kg} - 2\ 844,44 \text{ kg})}{(1\ 600 \text{ kg/m}^3 * 4,00\text{m} + 700 \text{ kg/m}^2) * 3,30 \text{ m} * \tan\left(30 * \frac{2}{3}\right)}$$

$$= 0,47 \text{ m}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{14\ 467,82 \text{ kg/m}}{3,30 \text{ m}} * \left(1 + \frac{6 * 0,47 \text{ m}}{3,30 \text{ m}}\right) = 8\ 130,66 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{14\ 467,82 \text{ kg/m}}{3,30 \text{ m}} * \left(1 - \frac{6 * 0,47 \text{ m}}{3,30 \text{ m}}\right) = 599,55 \text{ kg/m}^2$$

Se comprueba que la capacidad soporte del suelo es adecuada para resistir las presiones debidas al muro de contención.

#### **5.4. Fachada de muros de suelo reforzado**

La función de las fachadas de los MSE es de proteger a las capas de geomalla ante los agentes de la intemperie, de los rayos ultravioleta y de la vegetación, porque estas pierden sus propiedades como refuerzos ante el sol y determinados agentes químicos, por ser derivados del petróleo.

Las fachadas para los muros de suelo reforzado con geomalla pueden ser de los siguientes materiales: concreto armado, bloques de concreto, concreto lanzado, muro verde (con geo membrana y pasto) y de gaviones, sin embargo, los últimos dos poseen una vida útil bastante inferior a los primeros y en el caso de un muro verde es necesario el mantenimiento al menos una vez al año, lo cual en Guatemala es difícil de llevarse a cabo.

Para el MSE que se ha diseñado en este capítulo se realizará una fachada de bloques de concreto prefabricados para uso en muros de suelo reforzado, teniendo las siguientes ventajas:

- Por ser bloques segmentados se pueden adaptar a las condiciones paisajistas y al poseer una cara externa decorativa, son vistosos.
- No requiere de equipo especializado y tampoco de materiales especiales (se usan gravas con diámetros de  $\frac{1}{2}$ " y  $\frac{3}{4}$ ").
- No existen desperdicios, por ser elementos prefabricados.

A continuación se procede a realizar el diseño de la fachada de bloques de concreto, para la cual se usarán bloques de Muroforte (marca distribuida en Guatemala), cuyas especificaciones son las siguientes:

- Acabado texturizado de alta resistencia en distintos colores.

- Retenedor de concreto, como parte monolítica del bloque.
- Resistencia a la compresión de 20 MPa.
- Peso volumétrico con un valor igual a 2 000 kg/m<sup>3</sup>.
- Dimensiones típicas de 45 cm de largo, 30 cm de ancho y 20 cm de alto, con facilidad de manipulación.

Debido a que la altura de los bloques para muros segmentados a usar es de 20 cm y que la separación vertical entre capas de geomalla 50 cm, existirá un desfase a cada metro, por lo cual se solucionará mediante la reducción de separación vertical entre capas de geomallas hasta 40 cm, de modo que la longitud total del refuerzo necesaria disminuirá, sin embargo, debido a que es necesario cumplir con el 80 % de la altura total, la longitud del refuerzo total no disminuye y, por ende, los factores de seguridad continúan siendo iguales.

#### **5.4.1. Comprobación de la estabilidad externa de la fachada**

Como se ha comprobado el MSE con geomalla uniaxial debe resistir el empuje del suelo y, por lo tanto, las presiones no deben ser transferidas a la fachada, de modo que esta no posee una función estructural, pero si debe comprobarse su estabilidad general, AASHTO recomienda que se diseñe para resistir las fuerzas horizontales, pero a diferencia del análisis realizado en el diseño de la geomalla, el suelo que ejercerá fuerzas sobre el muro será ahora el relleno estructural, el cual también se encuentra especificado por AASHTO.

La estabilidad de una fachada de bloques segmentados se hace de la misma forma en que se realiza con un muro por gravedad, además los factores de seguridad que se utilizarán son los mismos usados en el MSE.

#### 5.4.1.1. Chequeo de estabilidad por deslizamiento

Se debe establecer el ángulo de fricción interna del suelo confinado, para lo cual se usa el 66 % del valor del ángulo de fricción interna del suelo, siendo por lo tanto:  $0,66 * 30^\circ = 20^\circ$ .

El valor del peso volumétrico del suelo confinado se establecerá en 1 800,00 kg/m<sup>3</sup> y el Ka del suelo confinado en 0,25.

Como se ha indicado, la presión a la cual se somete la fachada es prácticamente nula, sin embargo, por efectos de seguridad se diseña como si la fuerza activa aún se encontrara actuando, por lo que se analiza en conjunto a la fachada.

Para poder calcular el valor de los factores de seguridad se realizan los siguientes cálculos:

$$\text{Fuerza por sobrecarga} = 0,25 * 700 \text{ kg/m}^2 * 4,00 \text{ m} = 700,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Fuerza activa} = 0,5 * 1\,800,00 \text{ kg/m}^3 * 0,25 * (4,00 \text{ m})^2 = 3\,456,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Fuerza activa horizontal} = 3\,456,00 \text{ kg/m} * \text{coseno}(20) = 3\,247,58 \text{ kg/m}$$

$$\text{Fuerza activa vertical} = 3\,456,00 \text{ kg/m} * \text{seno}(20) = 1\,110,74 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso pared frontal} = 2\,000,00 \text{ kg/m} * 4,00 \text{ m} * 0,30 \text{ m} = 2\,400,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso suelo reforzado} = 1\,600,00 \text{ kg/m} * 4,00 \text{ m} * 3,30 \text{ m} = 21\,120,00 \text{ kg/m}$$

$$FS = \frac{Fr}{Fa} = \frac{(2\,400,00 \text{ kg/m} + 1\,110,74 \text{ kg/m} + 21\,120,00 \text{ kg/m}) * \tan(30^\circ)}{3\,247,58,00 \text{ kg/m} + 700,00 \text{ kg/m}}$$

$$= 3,60$$

Se comprueba que el factor de seguridad es mayor a 1,5, por lo tanto es permisible.

- Chequeo de estabilidad contra volcamiento: se realizan los cálculos de los momentos resistentes y actuantes de la misma forma en que se realizó con el muro por gravedad.

$$\text{Momento res. peso suelo} = 21\,120,00 \text{ kg/m} * (0,30 \text{ m} + 3,30 \text{ m} / 2)$$

$$= 41\,184,00 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$\text{Momento res. peso muro} = 2\,400,00 \text{ kg/m} * (0,30 \text{ m}) = 720,00 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$\text{Momento fuerza vertical} = 1\,110,74 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (0,30 \text{ m} + 3,30 \text{ m})$$

$$= 3\,998,65 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$\text{Momento fuerza horizontal} = 3\,247,58 \text{ kg/m} * \frac{1}{3} * 4,00 \text{ m} = 4\,330,10 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$\text{Momento fuerza sobrecarga} = 700,00 \text{ kg/m} * 0,5 * 4,00 \text{ m} = 1\,400,00 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$\text{Momentos resistentes} = 41\,184,00 \text{ kg} * \text{m/m} + 720,00 \text{ kg} * \text{m/m} + 3\,998,58 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$= 45\,902,65 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$\text{Momentos actuantes} = 4\,330,10 \text{ kg} * \text{m/m} + 1\,400 \text{ kg} * \text{m/m} = 5\,730,10 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$FS = \frac{45\,902,65 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}}{5\,730,10 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}} = 8,01$$

Se comprueba que el factor de seguridad es mayor a 2,0, por lo tanto es permisible.

- Chequeo de capacidad soporte del suelo.

$$\begin{aligned} \text{Fuerzas verticales} &= 2\,400 \text{ kg}/\text{m} + 1\,110,74 \text{ kg}/\text{m} + 21\,120,00 \text{ kg}/\text{m} + 700,00 \text{ kg}/\text{m} \\ &= 25\,330,74 \text{ kg}/\text{m} \end{aligned}$$

$$X = \frac{45\,902,65 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m} - 5\,730,00 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}}{25\,330,74} = 1,59 \text{ m}$$

$$e = 0,5 * (3,30 \text{ m}) - 1,59 \text{ m} = 0,06 \text{ m}$$

Por lo tanto, las presiones máxima y mínima serán iguales a:

$$q_{\text{máx}} = \frac{25\,330,74 \text{ kg}/\text{m}}{3,30 \text{ m}} * \left(1 + \frac{6 * 0,06 \text{ m}}{3,30 \text{ m}}\right) = 8\,570,29 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$q_{\text{min}} = \frac{25\,330,74 \text{ kg}/\text{m}}{3,30 \text{ m}} * \left(1 - \frac{6 * 0,06 \text{ m}}{3,30 \text{ m}}\right) = 6\,781,67 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Por lo tanto se comprueba que la capacidad soporte del suelo es adecuada, ya que esta posee un valor de 18 000 kg/m<sup>2</sup>, mucho mayor a 8 570,29 kg/m<sup>2</sup>.

#### **5.4.1.2. Diseño de la conexión entre fachada con el refuerzo**

Los bloques por ser huecos se rellenan de material suelo, siendo una grava de  $\frac{1}{2}$ ", la cual proporciona una mejor conexión entre la geomalla y el bloque.

Las conexiones deben diseñarse para resistir esfuerzos resultantes de las fuerzas activas y los movimientos diferenciales entre la fachada y el suelo reforzado.

La longitud de la conexión debe diseñarse adecuadamente para proporcionar un área de soporte que resista fuerzas de conexión. Se debe considerar una pérdida de resistencia debida a la corrosión que ocurre por ambientes distintos entre la fachada y el suelo reforzado.

La resistencia  $T_{ult}$  para la conexión embebida debe ser reducida y para ello es necesario ensayos de laboratorio. Para propósitos del presente se utilizará un valor reducido a largo plazo del 75 %, siendo este el factor de reducción de conexión  $F_{Rc}$ , pero es indispensable que se usen valores de ensayos normados, como el ensayo para obtención de propiedades de tracción de Geotextiles por la gran anchura, método de Gaza (ASTM D 4595), en el cual, además de obtener el valor de la resistencia ultima  $T_{ult}$ , se puede obtener el valor de la resistencia a largo plazo  $T_{alp}$ , de forma que el resultado de  $T_{ult}$  sobre  $T_{alp}$ , será  $F_{Rc}$ .

La resistencia a largo plazo de la conexión de la geomalla  $T_{ac}$ , sobre unidad de longitud está dada como:

$$T_{ac} = T_{ult} * \frac{FRc}{FS_B * FRi * FRf * FRd}$$

[Suárez Jaime. *Diseño de muros de suelo reforzado con geosintéticos*.  
p. 50]

La geomalla uniaxial coextruida HDPE PAVCO utilizada para en el diseño del refuerzo, ofrece durabilidad de las propiedades a 120 años con una resistencia de diseño  $T_{ac}$  igual a 21 kN/m (2 140,67 kg/m), valor obtenido mediante aplicación de los factores de reducción.

Si la tensión a la que se somete la conexión es debida a las presiones actuantes sobre el muro, entonces su valor podrá ser determinado como:

$$T_{max} = \gamma_p * (\sigma_v * k_r + \Delta\sigma_h) \text{ [AASHTO 11.10.6.2.1-1]}$$

Donde:  $\gamma_p$  = el factor de carga con un valor de 1,35,  $\sigma_v$  = la presión vertical,  $k_r$  = coeficiente de presión de tierras, en este caso es igual a 0,25 y  $\sigma_h$  = esfuerzo horizontal debido a cargas especiales, para este caso es igual a 0.

Sin embargo, primeramente se debe calcular la presión debida a la fachada de bloques, teniendo 21 unidades en su altura, de las cuales 18 actúan. El peso por unidad de bloque  $P_{bu}$  será igual a:

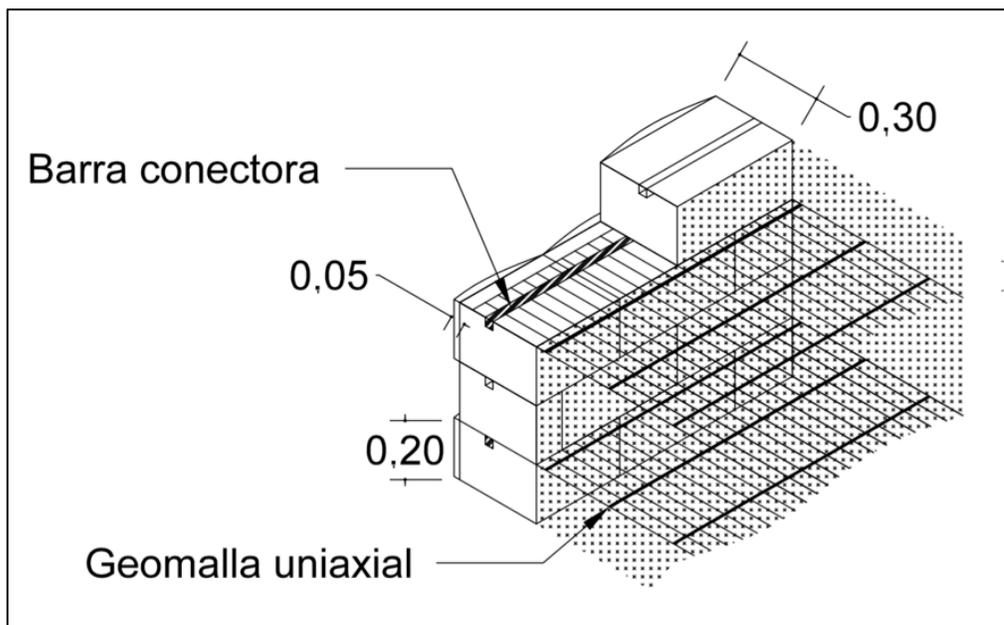
$$P_{bu} = 2\,000,00 \text{ kg/m}^3 * 0,45 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 0,20 \text{ m} = 54,00 \text{ kg}$$

$$P_{bu} = 18 * \frac{1,00 \text{ m}}{0,45 \text{ m}} * 54,00 \text{ kg} / 0,30 \text{ m} = 8\,400,00 \text{ kg/m}$$

$$T_{max} = 1,35 * \left( \left( 1\,110,74 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 8\,400,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) * 0,25 \right) = 1\,724,63 \text{ kg/m}$$

Ya que  $T_{ac}$ , 2 140,67 kg/m es mayor a  $T_{max}$ , 1 724,63 kg/m, se comprueba que la conexión es adecuada. En la siguiente imagen se detalla la conexión entre la fachada de bloque segmentado con geomalla uniaxial.

Figura 16. **Vista isométrica de conexión entre fachada y geomalla**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

### 5.5. **Detalles de MSE con geomalla**

El diseño de un muro de suelo reforzado con geomalla supone inicialmente un excelente drenaje y es por ello, que las instituciones y autores con experiencia en la construcción de los mismos insisten en estudios hidrológicos y de mecánica de fluidos que caractericen al talud y su entorno, sin embargo, debido a que los mismos suponen un detallado análisis y no es propósito del presente.

Para el drenaje, relleno compactado y base de la fachada se utilizarán valores recomendados por el autor Jaime Suárez, quien además, muestra detalles de drenaje y del suelo relleno, a su vez, basados en AASHTO.

### 5.5.1. Relleno compactado

Se deberán tomar en cuenta las siguientes especificaciones para el relleno compactado:

- El suelo a usar para relleno será granular, limpio y no cohesivo.
- Realizar el ensayo de suelo a compactación, AASHTO T 99 o T 180, de lo cual se podrá conocer el 95 % del peso volumétrico máximo de Proctor y será el utilizado en diseño.
- La granulometría del suelo que especifica AASHTO exige:

Tabla XII. **Porcentajes que pasan exigidos por AASHTO, para rellenos compactados**

Tamaño del tamiz	Porcentaje que pasa
4"	100 %
núm. 40	0 a 60 %
núm. 200	0 a 15 %

Fuente: 12. SUÁREZ, Jaime. *Procedimientos de diseño de muros MSE* [en línea]. <<http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/38-muros-mse.html?download=422:406-armada-4-disenomuros>>. [Consulta: 24 de noviembre de 2014].

- Se realizarán ensayos pH y contenido de sales, como sulfatos y cloruros, El valor del pH debe ser mayor a 3 y en ningún caso se deberá tener suficiente contenido de sales como para afectar la geomalla.

### **5.5.2. Cimentación de la fachada**

- Incluir una base granular compactada de 0,60 m y adicionalmente una berma de 1,20 m. Esta base será una combinación de grava de 1" y arena, sin finos y que haya aprobado las especificaciones dadas en la sección 5.5.1.
- La cimentación deberá encontrarse cerca de una tubería de descarga principal.

### **5.5.3. Subdrenaje**

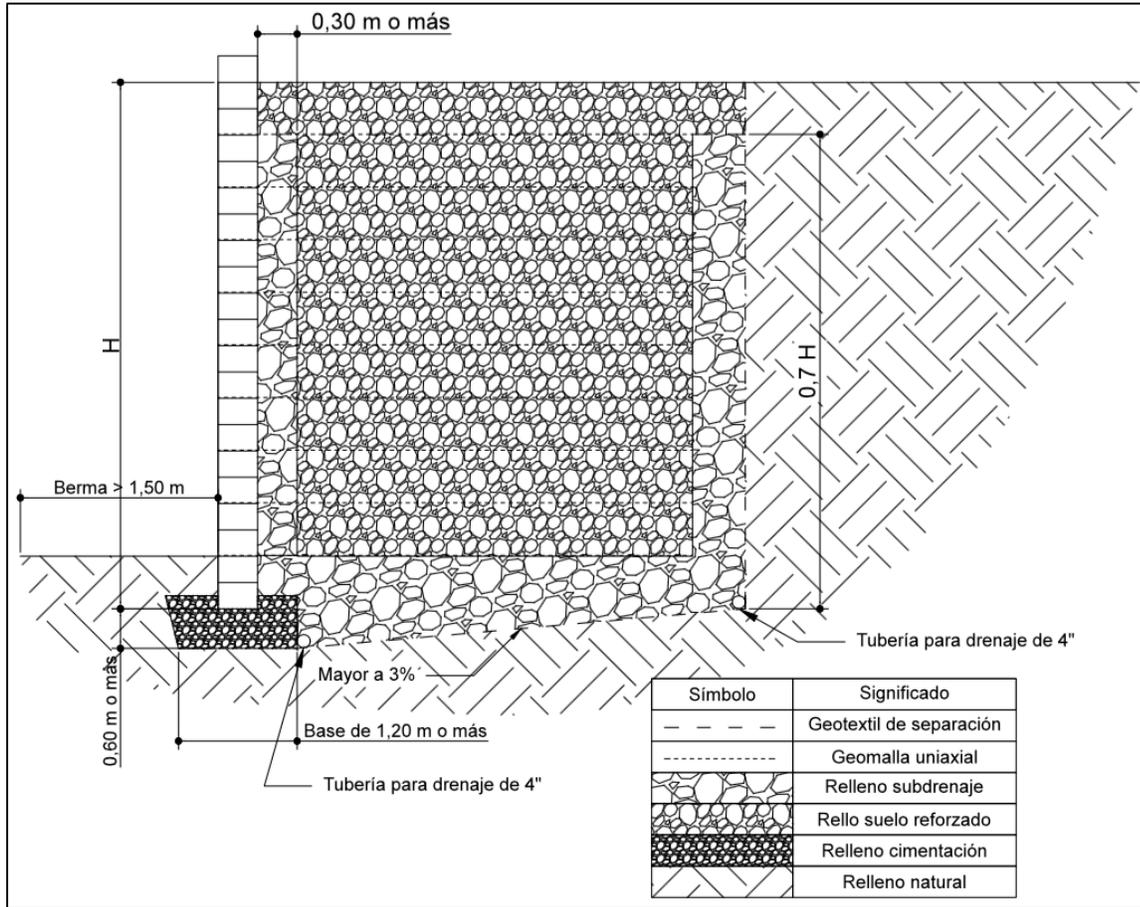
Se debe realizar un relleno de suelo compactado permeable, con una evacuación adecuada y para ello se dispondrá de un medio filtrante y drenaje, en la parte trasera de la fachada y en la que finaliza el refuerzo de geomalla, para el medio filtrante y el drenaje se tendrán las siguientes especificaciones:

- El suelo del sistema subdrenaje debe ser grava bien graduada con diámetros de ¼" a 1,5", con un máximo de 10 % de finos.
- Proveerse tuberías de drenaje pluvial con un diámetro de 4", una para la parte detrás de la fachada y otra para la parte donde termina la geomalla, dispuestas longitudinalmente con el muro. Esta deberá ser perforada para que pueda drenar y cubierta de geotextil para evitar que los finos sean arrastrados, PAVCO ofrece este producto como geodrén vial.

- El suelo del sistema subdrenaje no deberá tener dimensiones menores a 0,30 m y en la parte donde termina la geomalla no podrá tener una altura menor a 0,7 veces la altura total del muro.
- Proveerse de material filtrante y retenedor de finos, como geotextil, el cual se dispondrá en todas las partes del subdrenaje que tengan contacto directo con el suelo natural.
- En el sistema de subdrenaje no podrán existir horizontales, deberá emplearse una pendiente de al menos 3 %.

Todas las especificaciones anteriormente descritas se pueden visualizar en la figura 17:

Figura 17. Detalles de MSE con geomalla

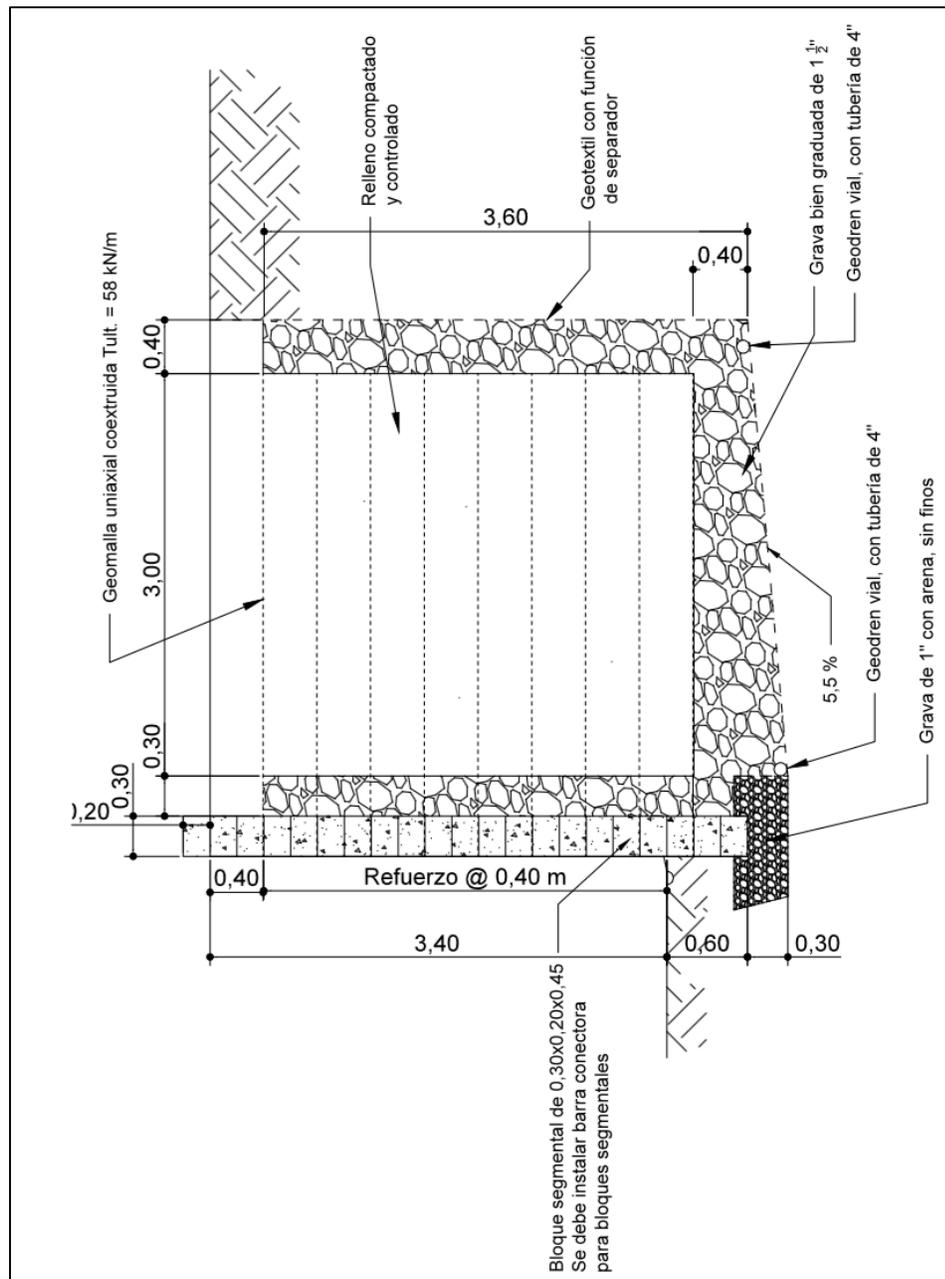


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

#### 5.5.4. Detalles de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial

En la figura 18 se puede visualizar el MSE con geomalla diseñado.

Figura 18. Diagrama de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.



## 6. CUANTIFICACIÓN E INTEGRACIÓN DE COSTOS

### 6.1. Costos directos

Inversiones monetarias que representan la adquisición de un material, equipo, herramienta o maquinaria, la prestación de algún servicio o la acción en que se incurra por la ejecución de un proyecto.

Deben llamarse costos directos a todos los debidos a material, equipo, herramienta y maquinaria. Estos se cuantifican mediante los planos de obra civil.

#### 6.1.1. Cuantificación de muros por gravedad

Todos los muros serán cuantificados por metro lineal de muro.

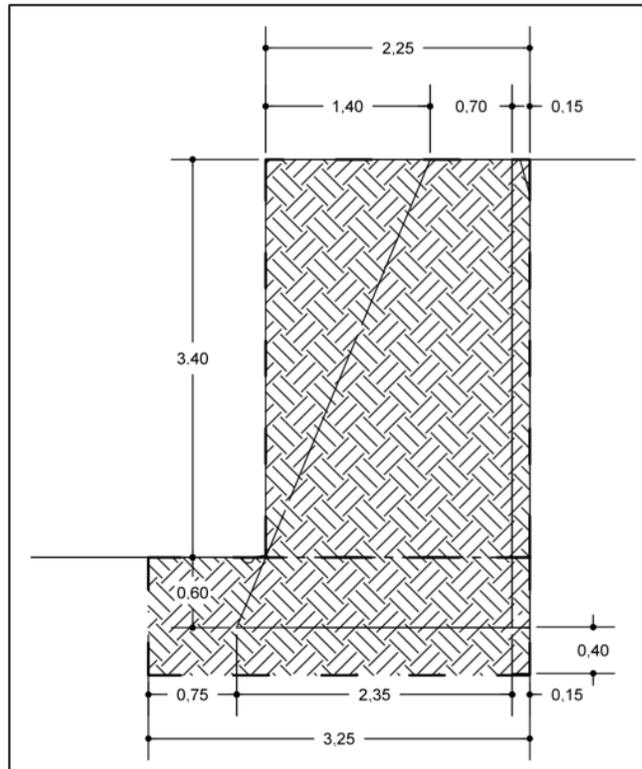
- Cálculo de volumen excavado  $V_e$

$$V_e = (2,35 \text{ m} * 3,40 \text{ m} + 3,25 \text{ m} * 1,00 \text{ m}) * 1,00 \text{ m} = 11,24 \text{ m}^3$$

- Cálculo de volumen de relleno  $V_r$

$$V_r = (0,40 \text{ m} * 3,25 \text{ m} + 0,75 \text{ m} * 0,60 \text{ m}) * 1,00 \text{ m} = 1,75 \text{ m}^3$$

Figura 19. **Volumen de excavación de muro por gravedad**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Cálculo de excedentes  $V_x$

$$V_x = (11,24 \text{ m}^3 - 1,75 \text{ m}^3) * 1,5 = 14,24 \text{ m}^3$$

Cuando se tiene un factor de hinchamiento igual a 1,5.

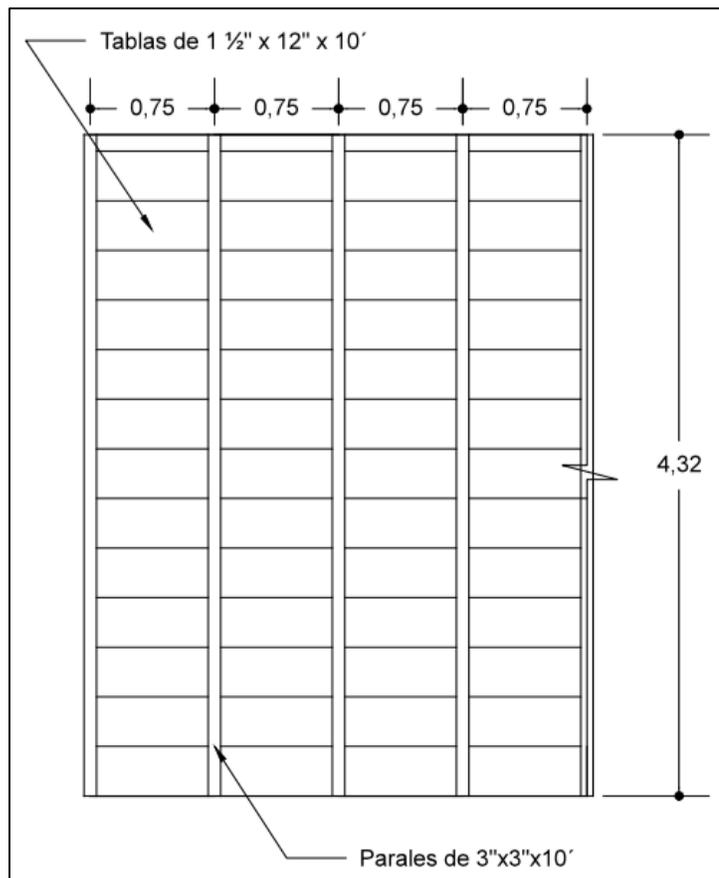
- Cálculo de concreto ciclópeo  $C_c$

$$C_c = \frac{2,35 \text{ m} + 0,70 \text{ m}}{2} * 4,00 \text{ m} = 6,10 \text{ m}^3 * 1,2 = 7,32 \text{ m}^3$$

Se usará un factor de desperdicio de 1,2 para concreto.

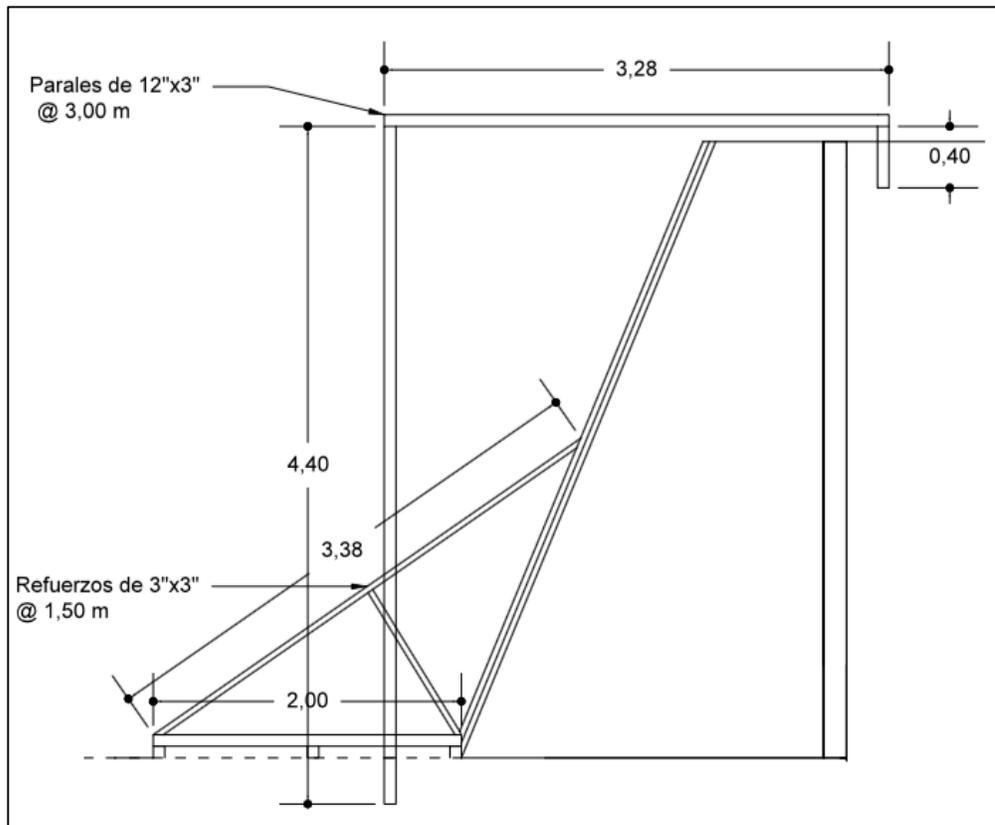
- Cálculo de formaleta

Figura 20. **Diseño de formaleta de muro por gravedad**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 21. **Diseño de refuerzos para formaleta de muro por gravedad**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Se usarán tablas de 1 ½" x 12" x 10', cubriendo un área de 1' \* 10' / (3,28' \* 3,28' / m<sup>2</sup>) = 0,93 m<sup>2</sup>, si se debe cubrir un área de 1,00 m \* 4,32 m = 4,32 m<sup>2</sup>. Por lo tanto: 4,50 m<sup>2</sup> / 0,93 m<sup>2</sup>/u = 4,60 tablas.
- Los parales a usar son de 3" x 3" x 10', cubriendo una longitud de 1,00 m cada uno, si en un metro lineal de muro se necesitan: 4,32 m \* 1,67 = 7,22 m (ya que se encuentran dispuestos @ 0,75 m), por lo tanto se necesitan 7,25 parales de 3" x 3" x 10'.

- Se usarán refuerzos de 3" x 3" a cada 1,50 m, solo se usarán 0,67 por cada metro, si se cuantifican por pie de los mismos, se utilizarán:  $0,67 * (3,38 \text{ m} + 2,00 \text{ m} + 1,10 \text{ m}) + 3 * 1,00 \text{ m} = 7,27 \text{ m} / (3,28' / \text{m}) = 2,25$  pies de refuerzos de 3" x 3".
- Se usarán parales de 12" x 3" a cada 3,00 m, por lo que se usarán 0,33 por cada metro, si se cuantifican por pie se utilizarán:  $0,33 * (4,40 \text{ m} + 0,40 \text{ m} + 3,30 \text{ m}) + 3 * 1,00 \text{ m} = 5,67 \text{ m} / (3,28' / \text{m}) = 1,75$  pies de parales de 12" x 3"
- Cálculo del filtro de pedrín de 1 ½", se usarán:  $0,15 \text{ m} * 4,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 0,60 \text{ m}^3$ .
- Cálculo de tubería de PVC de 3", con uso de drenaje pluvial, a cada 2,00 m, si tienen longitudes de 1,40 m y 2,00 m, se usarán:  $(1,40 \text{ m} + 2,00 \text{ m}) * 0,50 = 1,70 \text{ m}$ , si un tubo tiene 6,00 m, rinde 3 veces 1,70 m, por lo tanto, se empleará 1/3 de tubo de PVC de 3".
- Se usará geodrén PAVCO con tubo de PVC de 4" y cubrirá 4,00 m de alto por metro.

### **6.1.2. Cuantificación de muro en voladizo**

- Cálculo de volumen de excavación  $V_e$

Debido a que es necesario llevar a cabo la excavación para poder construir el pie y el talón correctamente, se realizará la excavación hasta estos puntos. Las medidas a usar se pueden observar en la figura 13 (sección 4.1.1.)

$$V_e = 1,60 \text{ m} * 4,30 \text{ m} * 1,00 \text{ m} + 0,70 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 7,58 \text{ m}^3$$

- Volumen de relleno  $V_r$

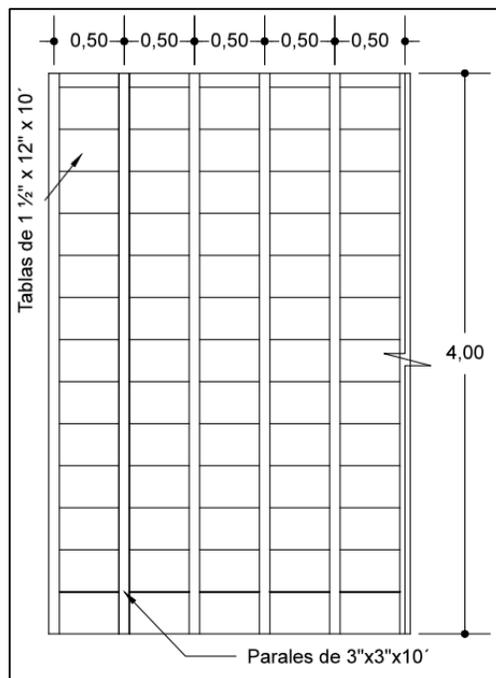
$$V_r = (1,05 \text{ m} * 4,00 \text{ m} + 0,70 \text{ m} * 0,70 \text{ m}) * 1,00 \text{ m} = 4,69 \text{ m}^3$$

- Volumen de excedentes  $V_x$

$$V_x = 1,5 * (7,58 \text{ m}^3 - 4,69 \text{ m}^3) = 4,34 \text{ m}^3$$

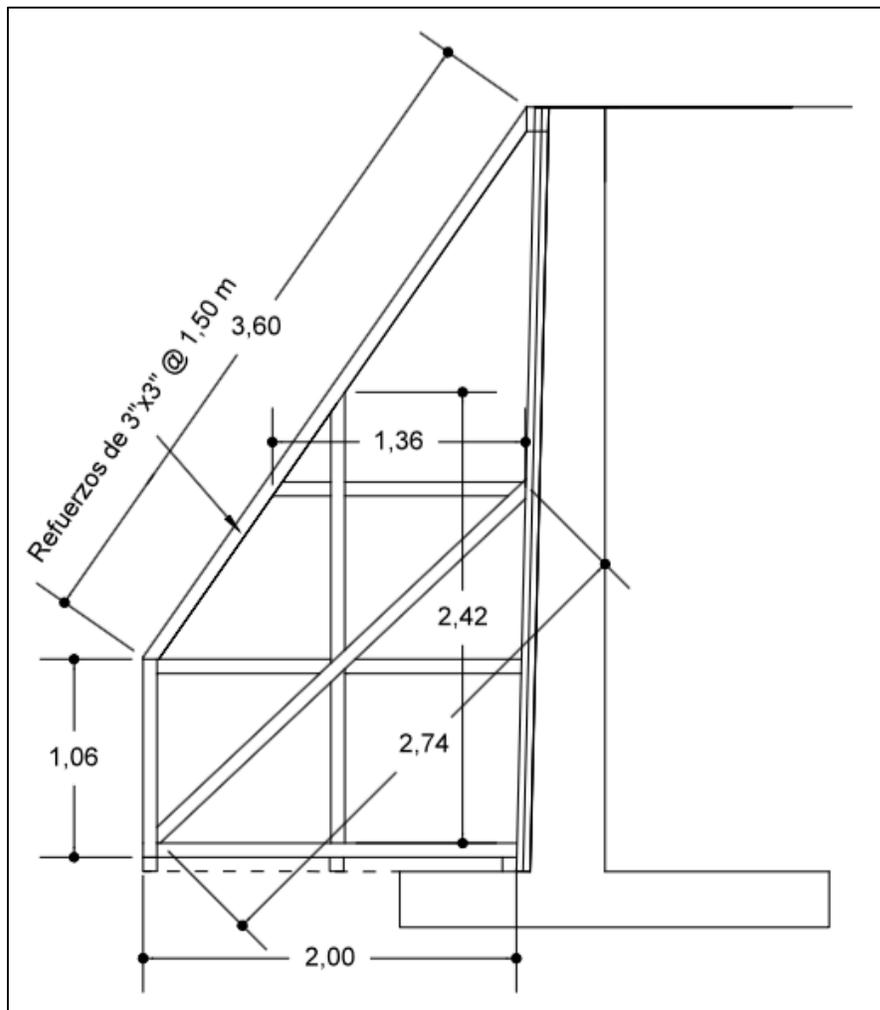
- Cálculo de formaleta

Figura 22. **Diseño de formaleta de muro en voladizo I**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 23. **Diseño de formaleta de muro en voladizo II**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Se usarán tablas de 1 ½" x 12" x 10', que cubren un área de 0,93 m<sup>2</sup>, si se debe cubrir un área de 1,00 m x 4,00 m = 4,00 m<sup>2</sup>. Por lo tanto  $4,00 \text{ m}^2 / 0,93 \text{ m}^2/\text{u} = 4,50$  tablas.
- Los parales a usar son de 3" x 3" x 10', cubriendo una longitud de 1,00 m cada uno, si en un metro lineal de muro se necesitan:  $4,00 \text{ m} * 2 = 8,00$

m (ya que se encuentran dispuestos @ 0,50 m), por lo tanto se necesitan 8 paralelas de 3" x 3" x 10'.

- Se usarán refuerzos de 3" x 3" a cada 1,50 m, por lo que se usarán 0,67 por cada metro, si se cuantifican por pie de los mismos, se utilizarán:  $0,67 \times (3,60 \text{ m} + 1,10 \text{ m} + 2,42 \text{ m} + 2,00 \text{ m} \times 2 + 1,36 \text{ m}) + 3 \times 1,00 \text{ m} = 11,36 \text{ m} / (3,28' / \text{m}) = 3,50$  pies de refuerzos de 3" x 3".
- Cálculo del filtro de piedrín de 1 ½", se usarán:  $0,15 \text{ m} \times 4,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} = 0,60 \text{ m}^3$ .
- Cálculo de tubería de PVC de 3", con uso de drenaje pluvial, a cada 2,00 m, si tienen longitudes de 0,35 m y 0,40 m, se usarán:  $(0,35 \text{ m} + 0,40 \text{ m}) \times 0,50 = 0,38 \text{ m}$ , si un tubo tiene 6,00 m, rinde 15 veces 0,38 m, por lo tanto, se empleará 1/15 de tubo de PVC de 3".
- Se usará geodrén PAVCO con tubo de PVC de 4" y cubrirá 4,00 m de alto x 1,00 m.
- Cálculo del concreto con proporción de 1:2:2

$$C = \left( \frac{(0,30 \text{ m} + 0,40 \text{ m})}{2} \times 4,00 \text{ m} + 0,30 \text{ m} \times 2,30 \text{ m} \right) \times 1,10 = 2,30 \text{ m}^3$$

Se ha aplicado un factor de desperdicio del 10 %.

- Cálculo de varillas núm. 4, se usarán:  $2 \times 2,60 \text{ m} / 0,15 \text{ m} = 35$  unidades de 1,00 m, por lo tanto se emplearán:  $35,00 \text{ m} / 6,00 \text{ m} = 6,00$  varillas núm. 4.

- Cálculo de varillas núm. 5, se usarán:  $2 \times 1,40 \text{ m} / 0,15 \text{ m} = 19$  unidades de 1,00 m, por lo tanto se emplearán:  $19,00 \text{ m} / 6,00 \text{ m} = 3,25$  varillas núm. 5.
- Cálculo de varillas núm. 6, se usarán:  $2,30 \text{ m} / 0,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m}$  (refuerzo por temperatura) +  $(1,00 \text{ m} * 5 + 1,50 \text{ m} * 5 + 2,50 * 5 + 4,10 * 5) * 1,25$  (refuerzo principal @ 0,20 m) =  $68,38 \text{ m} / 6,00 \text{ m} = 11,40$  varillas núm. 6. El refuerzo principal se ha incrementado en un 25 %, debido a traslapes y desperdicio.
- Cálculo de varillas núm. 7, se usarán:  $(2,00 \text{ m} * 5) * 1,25 = 12,50 \text{ m} / 6,00 \text{ m} = 2,08$  varillas núm. 7. Se ha vuelto a incrementar el hierro en un 25 %, debido a traslapes y desperdicio.
- Cálculo de alambre de amarre: se cuantificará a base del factor del 5 % por cada metro de varilla usado, por lo que:  $(6,00 + 3,25 + 11,40 + 2,08) * 6,00 * 0,05 = 8,02 \text{ lb}$ .

### **6.1.3. Cuantificación de MSE con geomalla uniaxial**

- Cálculo de volumen excavado  $V_e$

Para el cálculo del volumen se utilizarán las dimensiones mostradas en la figura 19 (sección 5.5.5.).

$$V_e = (3,40 \text{ m} * 4,00 \text{ m} + 4,40 \text{ m} * 0,90 \text{ m}) * 1,00 \text{ m} = 17,56 \text{ m}^3$$

- Cálculo de volumen relleno compactado y controlado  $V_{rc}$

$$V_{rc} = (3,00 \text{ m} * 3,60 \text{ m}) * 1,00 \text{ m} = 10,80 \text{ m}^3$$

- Cálculo de volumen de excedentes  $V_x$

$$V_x = 1,5 * (17,56 \text{ m}^3 - 10,80 \text{ m}^3) = 10,14 \text{ m}^3$$

- Cálculo de volumen de relleno de cimentación  $V_c$

$$V_c = 0,60 \text{ m} * 1,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 0,72 \text{ m}^3$$

- Cálculo de volumen de relleno de subdrenaje  $V_s$

$$V_s = \left( 3,60 \text{ m} * 0,40 \text{ m} + 0,30 \text{ m} * 3,60 \text{ m} + \frac{0,40 \text{ m} + 0,70}{2} * 3,70 \text{ m} \right) * 1,00 \text{ m}$$
$$= 4,56 \text{ m}^3$$

- Cálculo de geomalla uniaxial coextruida con Tult 54 kN/m, se emplearán 8 capas de 3,50 m de longitud real por 1,00 m, por lo tanto:  $3,50 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 8 = 28 \text{ m}^2$ .
- Cálculo de grapas para geosintéticos, se emplearán aproximadamente 4 unidades cada metro cuadrado, por lo tanto:  $28 \text{ m}^2 * 4 \text{ U/m}^2 = 112$  unidades.
- Cálculo de geotextil no tejido con función de separador, se emplearán:  $3,60 \text{ m}^2$ , correspondiendo a una franja de 1,00 m de ancho por 3,60 m de altura.

- Cálculo de geodrén vial con tubería de 4", se emplearán: 2 unidades de 4,00 m.
- El ingeniero Jaime Suárez Díaz, en la construcción de MSE, recomienda que las capas deben ser controladas a cada 0,60 m de altura y a cada 30,00 de longitud, por lo que se tomará una muestra cada capa, se requerirán 8 tomas.
- Bloques segmentados de fachada radial de 20 x 30 x 45, se emplearán 21,00 unidades en su altura por 2,25 en lo ancho, por lo tanto:  $21,00 * 2,25 = 47,25$  unidades, por cada metro lineal de muro de 4,00 m de fachada.
- Se emplearán barras conectoras para bloques segmentados de 1,50 m de largo, por lo que se usarán:  $8 \text{ capas} * 1,00 \text{ m} / (1,50 \text{ m} / \text{unidad}) = 5,50$  unidades.

#### **6.1.4. Dosificación de materiales por volumen de concreto**

Se procederá a realizar el cálculo de materiales a usar para un metro cúbico de concreto ciclópeo con un 40 % de piedra bola y 60 % de concreto, además de concreto de proporción 1:2:2. Luego los materiales serán integrados en subrenglones de concreto.

Los materiales a emplear en 1 m<sup>3</sup> de concreto ciclópeo son: 40 % de piedra bola y 60 % de concreto con una proporción de 1:2:3. El peso volumétrico a usar de la piedra bola será de 1 700,00 kg/m<sup>3</sup>, por lo que si se usa un 40 % de 1 m<sup>3</sup>, se debe dosificar:  $0,40 \times 1 \text{ m}^3 \times 1 700,00 \text{ kg/m}^3 = 680,00$  kg de piedra bola, más un 60 % de 1 m<sup>3</sup> de concreto, por lo que se debe usar:

8,4 sacos x 0,6 = 5,04 sacos de cemento, 0,47 m<sup>3</sup> x 0,6 = 0,28 m<sup>3</sup> de arena de río y 0,71 x 0,6 = 0,43 m<sup>3</sup> de grava (piedrín de 1")

Los materiales a dosificar en 1 m<sup>3</sup> concreto con proporción 1:2:2 son: 0,55 m<sup>3</sup> de arena de río, 0,55 m<sup>3</sup> de grava (piedrín de 1") y 9,8 sacos de cemento.

## 6.2. Precios unitarios de materiales de construcción

Los precios de los materiales de construcción varían en el tiempo y lo hacen en periodos muy cortos o muy largos, es conveniente considerar que conforme un proyecto se ejecuta existirán fluctuaciones de costos, por lo que si el cambio es significativo debe realizarse un reajuste, siempre que sea factible o al menos tomarse en cuenta como parte de los factores de costos indirectos.

Los materiales de construcción se incrementan cuando son transportados al proyecto, es decir puestos en obra, sin embargo, para efectos de comparación se tomarán los precios de la Cámara Guatemalteca de la Construcción (CGC) y los precios tomados de empresas privadas, serán puestos en obra, con un proyecto dentro de la ciudad de Guatemala.

Tabla XIII. **Precios unitarios de materiales de construcción**

Material	Unidad	Precio unitario sin IVA
Arena de río (sin cernir)	Metro cúbico	Q 84,82
Alambre de amarre	Quintal	Q 357,12
Barra conectora para bloques segmentados de MSE	Unidad	Q 13,39

Continuación de la tabla XIII.

Bloque segmentado de fachada radial para MSE	Unidad	Q 19,20
Clavos de 1"	Quintal	Q 491,52
Clavos de 2 ½"	Quintal	Q 513,84
Clavos de 4"	Quintal	Q 513,84
Cemento UGC 42,5 kg	Saco	Q 63,84
Geodrén vial, con tubería de 4", con alto de 4,00 m	Metro lineal	Q 187,68
Geomalla uniaxial coextruida de 54 kN/m PAVCO	Metro cuadrado	Q 42,00
Geotextil no tejido de uso de separador PAVCO	Metro cuadrado	Q 9,09
Grapas para geo sintéticos	Unidad	Q 0,45
Madera de pino cepillada	Pie tabla	Q 6,43
Piedra para concreto ciclópeo	Metro cúbico	Q 90,00
Piedrín de 1" (clasificado)	Metro cúbico	Q 93,75
Piedrín de 1 ½" (clasificado)	Metro cúbico	Q 93,75
Tubo de PVC de 3" SDR 17	Tubo	Q 487,50
Tubo de PVC de 4" SDR 17	Tubo	Q 790,18
Varilla núm. 4 (6,00 m) Grado 40	Unidad	Q 39,33
Varilla núm. 5 (6,00 m) Grado 40	Unidad	Q 61,38
Varilla núm. 6 (6,00 m) Grado 40	Unidad	Q 88,44
Varilla núm. 7 (6,00 m) Grado 40	Unidad	Q 120,36

Fuente: elaboración propia.

Debido a que se han cuantificado los precios de la madera como piezas de este material, es necesario determinar los pies tabla que se usarán en cada una, por lo que:

- Tabla de  $1\frac{1}{2}'' \times 12'' \times 10'$  =  $1,50 * 12 * 10 / 12 = 15$  pies tabla, si su costos es Q 6,43 / pie tabla, entonces:  $15 * Q 6,43 = Q 96,45$ .
- Parales de  $3'' \times 3'' \times 10'$  =  $3 * 3 * 10 / 12 = 7,50$  pies tabla, si su costo es Q 6,43 / pie tabla, entonces:  $7,50 * Q 6,43 = Q 50,48$ .
- Parales de  $12'' \times 3'' \times$  largo =  $12 * 3 \times$  largo / 12 =  $3 \times$  largo, si su costo es Q 6,43 / pie tabla, entonces:  $3 * Q 6,43 = Q 19,29 \times$  largo (en pies).
- Refuerzos  $3'' \times 3'' \times$  largo =  $3 * 3 \times$  largo / 12 =  $0,75 \times$  largo, si su costos es Q 6,43 / pie tabla, entonces:  $0,75 * Q 6,43 = Q 4,83 \times$  largo (en pies).

### 6.3. Precios unitarios de mano de obra

La mano de obra en Guatemala es pagada de dos formas, por día o por trato, para la primera los precios unitarios de mano de obra se basan en rendimientos, lo cual requiere de una adecuada supervisión y personal competente, en cambio por trato o destajo, se paga por actividad llevada a cabo.

En la tabla XIV se muestran los precios unitarios de mano de obra a utilizar.

Tabla XIV. Precios unitarios de mano de obra

Descripción	Unidad	Precio unitario
Armar refuerzo núm. 4	Metro	Q 0,58
Armar refuerzo núm. 5	Metro	Q 0,73

Continuación de la tabla XIV.

Armar refuerzo núm. 6	Metro	Q 0,94
Armar refuerzo núm. 7	Metro	Q 1,13
*Colocación de geosintéticos	Metro cuadrado	Q 1,14
Desencofrado	Metro cuadrado	Q 6,00
Encofrado	Metro cuadrado	Q 21,00
Excavación a mano	Metro cúbico	Q 25,75
Excavación (incluye maquinaria)	Metro cúbico	Q 50,00
Fundición y hechura de concreto	Metro cúbico	Q 250,00
Hechura de formaleta	Pie tabla	Q 25,00
Localización y replanteo*	Metro cuadrado	Q 14,45
Remoción de capa vegetal (incluye limpieza y chapeo)*	Metro cuadrado	Q 20,40
Remoción de excedentes	Metro cúbico	Q 6,75
Relleno estructural compactado con material de la zona	Metro cúbico	Q 225,79
Relleno controlado de pedrín	Metro cúbico	Q 13,40
Toma de muestras (control de calidad, incluye equipo)	Unidad	Q 500,00

Fuente: elaboración propia.

#### 6.4. Cálculo del factor de ayudante

El factor de ayudante FA es la relación que permite tomar en cuenta a los ayudantes que tendrá un albañil, de forma que el costo por actividad de mano de obra se ve incrementado por este factor, se calcula de la siguiente forma:

$$FA = \frac{\frac{PP}{PA} + \frac{PP}{2PA}}{2} * 100 \%$$

Donde PP es el pago por día a peón y PA es el pago por día a albañil.

Sí se realizara un pago de Q 85,00 a peón y Q 110,00 a albañil, entonces:

$$FA = \frac{\frac{Q 85,00}{Q 110,00} + \frac{Q 85,00}{Q 110,00 * 2}}{2} * 100 \% = 57,95 \%$$

#### 6.5. Cálculo de costos prestaciones laborales

El factor de prestaciones laborales FP es el que toma en cuenta las prestaciones que un trabajador debe recibir por su relación laboral con una empresa, incrementando así los costos de mano de obra. En este factor se incluye la suma de bonos, aguinaldo, vacaciones, IGSS, Irtta, Intecap y días no trabajados. A continuación se realizará su integración:

- En una relación laboral el trabajador tiene derecho a un bono anual (bono 14), un aguinaldo e indemnización, según Código de Trabajo, luego de un año trabajado (365 días), cada uno equivalente a un salario (30 días), por lo que:  $3*30/365*100 \% = 24,66 \%$ .

- Un patrono debe prestar un porcentaje de cuota patronal en concepto de: IGSS, por 10,67 % + Irtra, por 1,00 % + Intecap, por 1,00 % = 12,67 %.
- Se deben considerar los días no trabajados, por asuetos, feriados, vacaciones y días de descanso. Estos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla XV. **Días no trabajados**

Días no trabajados	Días
Asuetos	
1 de enero	1,0
Semana Santa	2,5
1 mayo	1,0
30 de junio	1,0
15 de septiembre	1,0
20 de octubre	1,0
1 de noviembre	1,0
24 de diciembre	0,5
25 de diciembre	1,0
31 de diciembre	0,5
Feriado local	1,0
Domingos (día de descanso)	52,0
Sábados (medio día de descanso)	26,0
Vacaciones	15,0
<b>Total</b>	<b>104,5</b>
<b>Días efectivos</b>	<b>260,5</b>

Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto:

$$FP = 24,66 \% + 12,67 \% + \frac{104,5}{365} * 100 \% = 66,10 \%$$

Debe tomarse en cuenta que el factor de prestaciones fue proyectado para un año de trabajo laboral, sin embargo, los proyectos pueden variar el tiempo de ejecución, por lo que se hace necesario reducir o aumentar este valor. En la sección 6.7. se realizará una estimación de los tiempos de ejecución y al final de la misma se determinará el FP para cada tipo de muro.

#### **6.6. Cálculo del factor de costos indirectos**

El factor de indirectos FI toma en cuenta los costos de operación, costos de oficina, imprevistos, financiamiento, garantías y seguros, utilidad e impuestos. El valor del FI es propio de cada empresa y variará en función del tipo de trabajo, localización de la obra, monto de la obra y duración de los trabajos. Para el presente documento se estimará un valor, teniendo en cuenta que este no afectará el estudio comparativo de costos entre los muros.

Tabla XVI. **Cálculo del factor de costos indirectos**

Concepto	Valor porcentual
Costos de operación, por gastos técnicos y administrativos así como de alquiler y depreciaciones	4,00 %
Imprevistos	5,00 %

Continuación de la tabla XVI.

Costos de oficina de la obra, tomando en cuenta gastos administrativos de la misma, construcciones provisionales y consumos varios	2,00 %
Fianzas y documentos legales	3,00 %
Financiamiento	2,00 %
Utilidad	7,00 %
Impuestos (por IVA e ISR)	20,00 %
<b>Total</b>	<b>43,00 %</b>

Fuente: elaboración propia.

### 6.7. Cálculo de tiempos de construcción de muros

La estimación de tiempos de construcción de obra civil se basa en análisis de rendimientos de mano de obra, herramienta, equipo y maquinaria a emplear, además de las condiciones en que se lleve a cabo el proyecto.

Para el presente estudio comparativo de costos se hace necesario determinar el tiempo de construcción de cada muro, basado en el listado de actividades y la estimación de sus tiempos.

En la tabla se muestran las estimaciones de los rendimientos de mano de obra en una unidad de tiempo, tomados del documento: *Rendimientos de mano de obra por día*, Cámara Guatemalteca de la Construcción, p. 46-49.

Tabla XVII. Rendimientos de mano de obra

Actividad	Cuadrilla óptima		Rendimiento
	Albañil	Ayudante	Unidad / tiempo
Armaduría de hierros núm. 4	-	1	14,96 varillas/día
Armaduría de hierros núm. 5	-	1	9,58 varillas/día
Armaduría de hierros núm. 6	-	1	8,30 varillas/día
Armaduría de hierros núm. 7	-	1	7,35 varillas/día
Colocación de geosintéticos	-	1	70,00 m2/día
Desencofrado	-	1	40,00 m2/día
Encofrado	1	1	15,00 m2/día
Excavación con retroexcavadora	-	1 (operador)	45,00 m3/hora
Fundición	1	2	3,00 m3/día
Hechura de concreto	-	1	2,00 m3/día
Hechura de concreto ciclópeo	-	1	2,50 m3/día
Hechura de formaleta	1	1	8,00 m2/día
Levantado de muro bloques	-	1	4,00 m2/día

Continuación de la tabla XVII.

Limpieza y chapeo	-	1	50,00 m <sup>2</sup> /día
Relleno controlado con piedrín	-	1	3,00 m <sup>3</sup> /día
Relleno utilizando rodo no vibratorio	-	1	100,00 m <sup>2</sup> /día
Relleno y compactación con selecto	-	1	2,50 m <sup>3</sup> /día
Remoción de capa vegetal	-	1	3,00 m <sup>2</sup> /día
Remoción de excedentes	-	1	0,77 m <sup>3</sup> /día (carga) y 0,83 m <sup>3</sup> /día (descarga)
Trazo	1	1	15,00 m/hora

Fuente: elaboración propia, con base en Cámara Guatemalteca de la Construcción, *Rendimientos de mano de obra por día*. p. 46-49.

### 6.7.1. Programa de actividades de muro por gravedad

A continuación se muestra el programa de actividades para estimación del tiempo de construcción de muro por gravedad, para ello se empleará los resultados de la cuantificación y valores de rendimiento. Para tener punto de comparación en el estudio, se realizarán las estimaciones teniendo los siguientes parámetros:

- El proyecto se localiza en la ciudad de Guatemala.
- Se disponen de 4 albañiles y 2 peones, más 1 operador de retroexcavadora en el MSE con geomalla uniaxial.
- La integración de los tiempos de construcción serán consideradas para cinco metros de muro, entendiéndose para ello que el tiempo de ejecución será determinado como una secuencia de actividades y que algunas podrán realizarse en paralelo, cuando la planilla de trabajadores lo permita.
- La fecha de inicio será 5 de diciembre, este valor no afecta la comparación, se tomará arbitrariamente.

El método utilizado para el programa de actividades fue Gantt, empleando la herramienta de software ProjectLibre. El software requiere conocer los tiempos de cada renglón, por lo que se calculó el tiempo tomando en cuenta la mano de obra, el equipo y el proceso constructivo.

Debe mencionarse que se definió dentro del programa el calendario de trabajo planteando los días efectivos y una semana laboral de 48 horas de trabajo. Y debido a que las actividades no pueden realizarse en su plenitud debido a las jornadas, algunas toman mucho más tiempo del estimado.

Se debe hacer notar, que la hechura de concreto y fundición se dividieron en dos tiempos, debido a que es necesario realizar juntas a lo largo del muro y permitir un fraguado adecuado.

Tabla XVIII. **Estimación de tiempos por actividad de muro por gravedad**

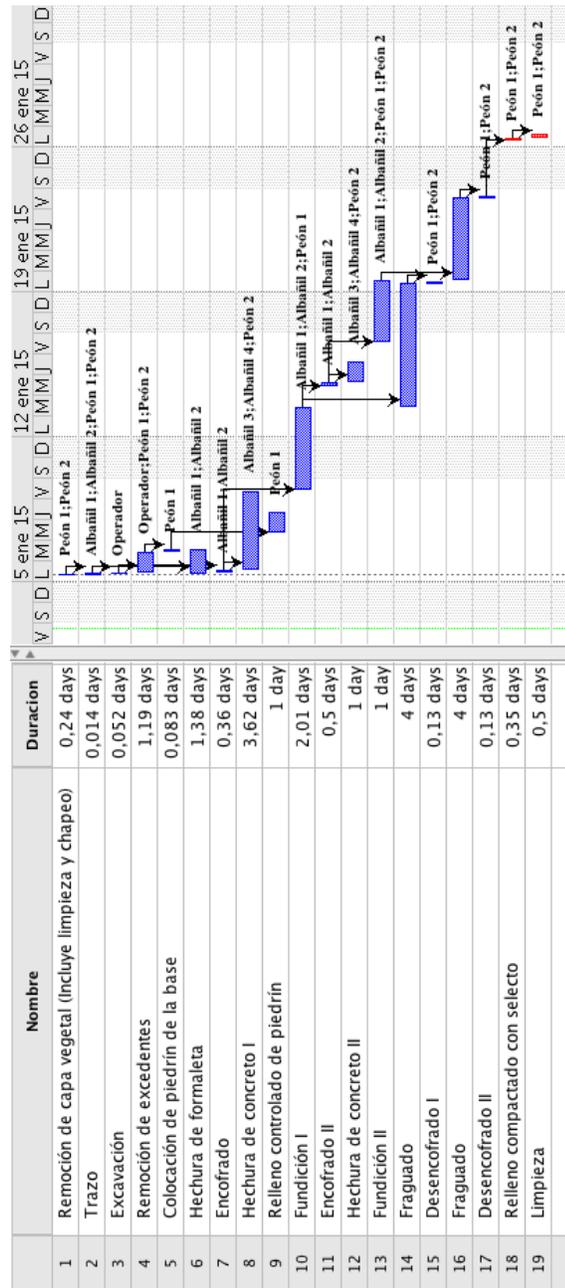
núm.	Actividad	Rendimiento	Trabajadores	Cantidad	Tiempo estimado
1	Remoción de capa vegetal (incluye limpieza y chapeo)	50,00 m <sup>2</sup> /día	2 peones	24,00 m <sup>2</sup>	0,24 días
2	Localización y replanteo	15,00 m/h	2 albañiles y 2 peones	10,00 m	0,33 h
3	Excavación	45,00 m <sup>3</sup> /h	1 operador	56,2 m <sup>3</sup>	1,25 h
4	Remoción de excedentes	1,25 m <sup>3</sup> /h (carga) y 1,43 m <sup>3</sup> /h (descarga)	2 peones y 1 operador	71,20 m <sup>3</sup>	1,19 días
5	Colocación de pedrín de la base	3,00 m <sup>3</sup> /hora	1 peón	1,50 m <sup>3</sup>	2,00 h
6	Hechura de formaleta	8,00 m <sup>2</sup> /día	2 albañiles	22,00 m <sup>2</sup>	1,38 días
7	Encofrado I	15 000 m <sup>2</sup> /día	2 albañiles	11,00 m <sup>2</sup>	0,36 días
8	Hechura de concreto I	2,5 m <sup>3</sup> /día	2 albañiles y 1 peón	18,08	3,62 días
9	Relleno controlado con pedrín	3,00 m <sup>3</sup> /día	1 peón	3,00 m <sup>3</sup>	1 día

Continuación de la tabla XVIII.

10	Fundición I	3,00 m3/día	2 albañiles y 1 peón	18,08	3,01 días
11	Encofrado II	2,5 m3/día	2 albañiles	11,00 m2	0,36 días
12	Hechura de concreto II	2,5 m3/día	4 albañiles y 1 peón	4,58 m3	0,46 días
13	Fundición II	8,00 m2/día	4 albañiles y 2 peones	4,58 m3	0,76 días
14	Desencofrado I	40,00 m2/día	2 peones	11,00 m2	0,13 días
15	Desencofrado II	40,00 m2/día	2 peones	11,00 m2	0,13 días
16	Relleno compactado con selecto	2,50 m3/día	2 peones	1,75 m3	0,35 días
17	Limpieza	Global	2 peones	-	0,5 días

Fuente: elaboración propia, con base en la tabla XVII y cuantificación de muro por gravedad  
(sección 6.1.1.).

Figura 24. Gantt para muro de contención por gravedad



Fuente: captura de pantalla de vista de Gantt, generado mediante ProjectLibre.

### 6.7.2. Programa de actividades de muro en voladizo

Se determinará el tiempo estimado de construcción de la misma forma en que se realizó con el muro de contención por gravedad.

Tabla XIX. Estimación de tiempos por actividad de muro en voladizo

núm.	Actividad	Rendimiento	Trabajadores	Cantidad	Tiempo estimado
1	Remoción de capa vegetal (incluye limpieza y chapeo)	50,00 m <sup>2</sup> /día	2 peones	24,00 m <sup>2</sup>	0,24 días
2	Trazo	15,00 m/h	2 albañiles y 2 peones	10,00 m	0,33 h
3	Excavación	45,00 m <sup>3</sup> /hora	1 operador	37,90 m <sup>3</sup>	0,84 h
4	Remoción de excedentes	1,25 m <sup>3</sup> /h (carga) y 1,43 m <sup>3</sup> /h (descarga)	2 peones y 1 operador	21,60 m <sup>3</sup>	0,72 días
5	Colocación de piedrín de la base	3,00 m <sup>3</sup> /hora	1 peón	1,50 m <sup>3</sup>	2,00 h
6	Armaduría de hierros núm. 4	14,96 varillas/día	1 albañil	30,00 varillas	2,01 días
7	Armaduría de hierros núm. 5	9,58 varillas/día	1 albañil	16,25 varillas	1,70 días
8	Armaduría de hierros núm. 6	8,30 varillas/día	1 albañil	57,00 varillas	6,87 días

Continuación de la tabla XIX.

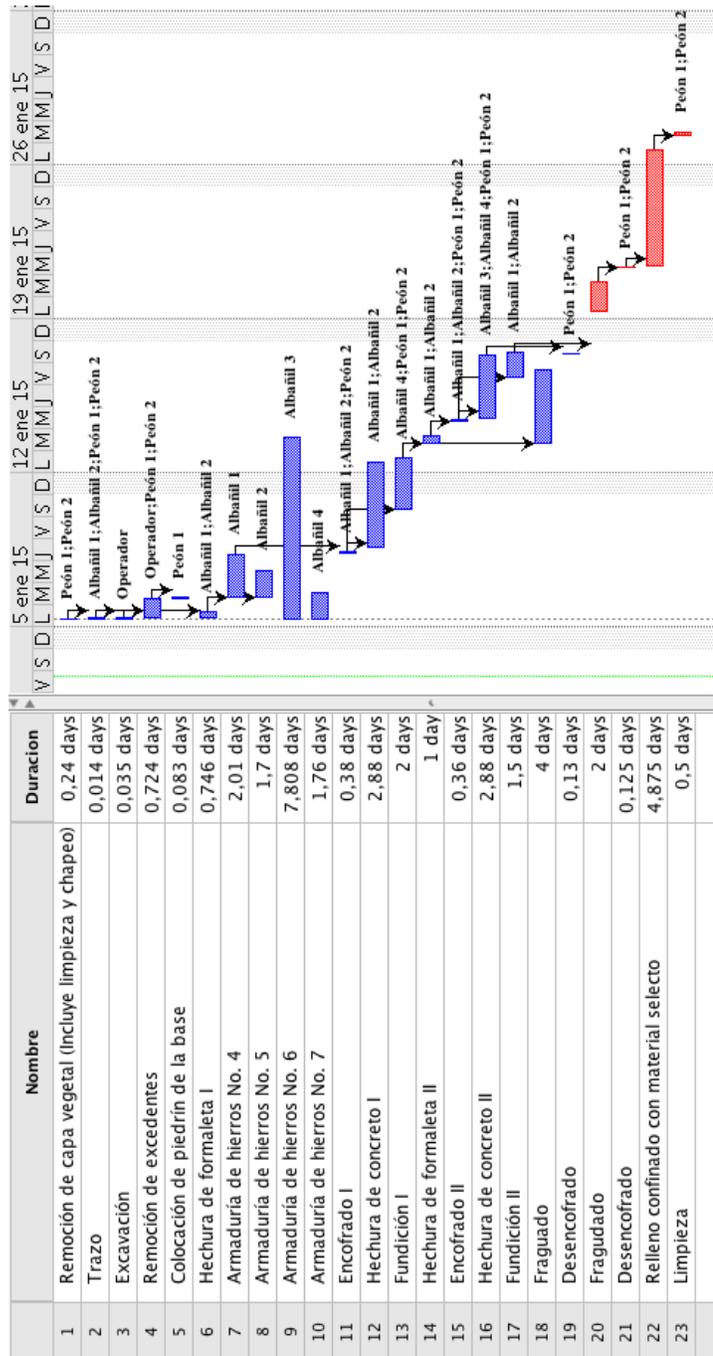
9	Armaduría de hierros núm. 7	7,35 varillas/día	1 albañil	10,40 varillas	1,41 días
10	Hechura de formaleta I	8,00 m2/día	2 albañiles	11,00 m2	0,69 días
11	Encofrado I	15 000 m2/día	2 albañiles	11,00 m2	0,36 días
12	Hechura de concreto I	2 m3/día	2 albañiles	11,50 m3	2,88 días
13	Fundición I	3,00 m3/día	2 albañiles y 2 peones	11,50 m3	1,92 días
14	Hechura de formaleta II	8,00 m2/día	2 albañiles	11,00 m2	0,69 días
15	Encofrado II	15 000 m2/día	2 albañiles	11,00 m2	0,36 días
16	Hechura de concreto II	2 m3/día	2 albañiles	11,50 m3	2,88 días
17	Fundición II	3,00 m3/día	2 albañiles y 2 peones	11,50 m3	1,92 días
18	Desencofrado I	40,00 m2/día	2 peones	11,00 m2	0,13 días
19	Desencofrado II	40,00 m2/día	2 peones	11,00 m2	0,13 días

Continuación de la tabla XIX.

20	Relleno y compactación con selecto	2,50 m <sup>3</sup> /día	2 peones	23,45 m <sup>3</sup>	4,69 días
21	Limpieza	Global	2 peones	-	0,5 días

Fuente: elaboración propia, con base en la tabla XVII y cuantificación de muro por gravedad (sección 6.1.1.).

Figura 25. Gantt para muro de contención en voladizo



Fuente: captura de pantalla de vista de Gantt, generado mediante ProjectLibre.

### 6.7.3. Programa de actividades de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial

En la tabla XX se muestran los tiempos estimados por actividad, basados en los rendimientos y trabajadores empleados para la misma.

Tabla XX. **Estimación de tiempos por actividad de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial**

núm.	Actividad	Rendimiento	Trabajadores	Cantidad	Tiempo estimado
1	Remoción de capa vegetal (incluye limpieza y chapeo)	50,00 m <sup>2</sup> /día	2 peones	30,00 m <sup>2</sup>	0,60 días
2	Trazo	15,00 m/h	2 albañiles y 2 peones	20,00 m	0,66 h
3	Excavación	45,00 m <sup>3</sup> /hora	1 operador	87,80 m <sup>3</sup>	0,52 h
4	Remoción de excedentes	1,25 m <sup>3</sup> /h (carga) y 1,43 m <sup>3</sup> /h (descarga)	2 peones y 1 operador	50,70 m <sup>3</sup>	0,72 días
5	Colocación de pedrín de relleno de cimentación	3,00 m <sup>3</sup> /hora	1 peón	3,60 m <sup>3</sup>	1,20 h

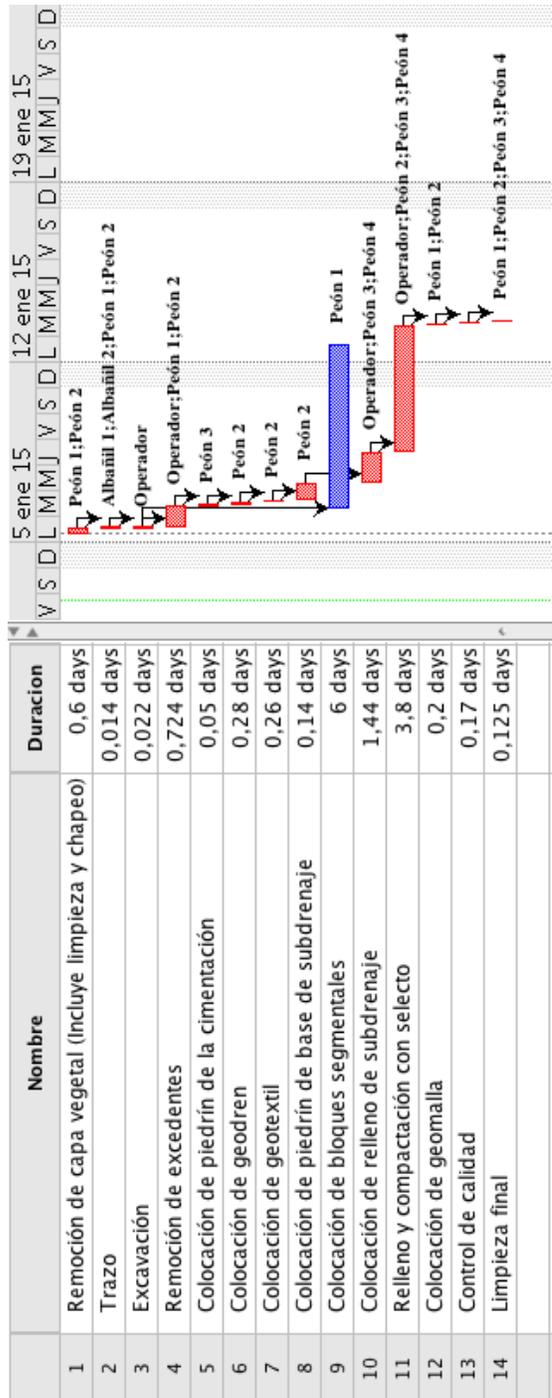
Continuación de la tabla XX.

6	Colocación de geodren	70 m2/día	1 peón	20 m2	0,28 días
7	Colocación de geotextil	70 m2/día	1 peón	18 m2	0,26 días
8	Colocación de piedrín de base de subdrenaje	3,00 m3/hora	1 peón	10,18 m3	3,39 h
9	Colocación de bloques segmentados	4,00 m2/día	1 peón	20 m2	5,00 días
10	Colocación de relleno de subdrenaje	3,00 m3/hora	1 peón	22,8 m3	1,44 días
11	Relleno y compactación con selecto	2,50 m3/día	1 operador y 3 peones	3,60 m3	3,80 días
12	Colocación de geomalla	70 m2/día	2 peones	28 m2	0,20 días
13	Control de calidad	0,5 h/toma	1 laboratorista	8 tomas	4,00 h
14	Limpieza final	Global	2 peones	-	0,5 días

Fuente: elaboración propia, con base en la tabla XVII y cuantificación de muro por gravedad (sección 6.1.1.).

Figura 26.

### Gantt para muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial



Fuente: captura de pantalla de vista de Gantt, generado mediante ProjectLibre.

#### **6.7.4. Análisis de programación para muro por gravedad**

En esta sección se analizará el programa realizado, ya que este necesariamente requiere de experiencia o de documentos técnicos que expliquen el proceso constructivo.

En la construcción del muro por gravedad se inicia con la limpieza y remoción de capa vegetal, realizado por peones, seguidamente se realiza el trazo, para ello es necesario de topografía, con lo cual se realizan marcas y se colocan riostras e hilos, para el posterior trazo.

Se realiza la excavación mediante una retroexcavadora y peones con palas y piochas. Se remueven los excedentes mediante la misma maquinaria y personal.

Se coloca una base de piedrín con arena de aproximadamente 5,00 cm y se apisona.

Se prepara la formaleta, estos cortes deben ser realizados por personal competente, sin embargo, para el ejemplo se ha utilizado albañil, considerando que el costo será como si fuese carpintero. Los albañiles deben colocar la formaleta, para asegurar que se encuentren con la geometría correcta.

Se prepara el concreto ciclópeo, empleando piedra bola y concreto, sin embargo, la preparación debe realizarse primeramente del concreto y al momento de realizar la fundición se añaden la piedra bola, la cual no debe en ningún caso golpearse unas con otras y se debe evitar el lanzado del concreto.

Se realiza el encofrado, un supervisor debería controlar la apariencia de la estructura, evitándose nudos, rajaduras, alabeos y cualquier otro defecto.

El fraguado del concreto evita que se realice el desencofrado, sino hasta 4 días como mínimo luego de haber realizado la fundición. Tomando en cuenta que las fundiciones no deben realizarse en grandes volúmenes y permitirse las juntas de dilatación, por lo que existen necesariamente fases de fundición, en el ejemplo se han utilizado dos.

El tiempo que se estimó en el diagrama de Gantt es de 15,85 días, es decir que el facto de prestaciones será igual a:

$$FP = \frac{16}{360} * 66,10 \% = 2,94 \%$$

#### **6.7.5. Análisis de programación para muro en voladizo**

El análisis de la programación realizada en el muro en voladizo es similar a la de muro por gravedad, sin embargo, es necesario destacar que la realización de la armadura es gran parte del proceso constructivo y que en caso de poseer personal que realice específicamente armadura, los tiempos pueden reducirse significativamente.

La fundición debe realizarse iniciando por el cimiento, compuesto del pie y talón, con sus refuerzos debidamente colocados. Una vez el cimiento haya fraguado puede comenzarse la colocación de la armadura restante y finalmente la fundición. Al igual que sucede con el muro por gravedad, es necesario realizar el proceso de fundición por volúmenes de concreto máximo, permitiéndose juntas de dilatación. Para el ejemplo se han realizado en dos fases, pero un muro de mayor longitud requiere de un adecuado análisis.

El relleno del suelo confinado sobre el talón se realiza posteriormente del desencofrado, debido a que el concreto ya ha obtenido parte de su resistencia necesaria para soportar las cargas, en el ejemplo se han utilizado 4 días. El suelo relleno es compactado en capas de 40,00 cm, mediante compactadora de placa de bajo peso.

El tiempo que se estimó en el diagrama de Gantt es de 19,50 días, es decir que el factor de prestaciones será igual a:

$$FP = \frac{20}{360} * 66,10 \% = 3,67 \%$$

#### **6.7.6. Análisis de programación para muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial**

El proceso constructivo de un MSE es similar a cualquier otro hasta la remoción de excedentes, luego el proceso difiere.

Se debe colocar el geodrén vial en la base y la parte que está en contacto con el suelo confinado, se debe permitir una longitud de este en la superficie de 1,25 m (según AASHTO), para garantizar resistencia a la extracción.

El proceso constructivo de un MSE se realiza mediante capas y los pasos podrían llevarse a cabo como el siguiente ciclo:

- Colocación de relleno y compactación
- Colocación de capa de refuerzo y grapas para geosintéticos
- Colocación de bloques segmentados
- Corroborar unión adecuada y firme entre refuerzo y fachada

- Ajustar nivelar y alisar la capa
- Repetir el proceso hasta conseguir nivel de corona

En la cuantificación de tiempos se ha tomado como si estos fuesen procesos aislados, sin embargo, son dependientes en un ciclo secuencial, como se describió en el ciclo anterior. Por lo que únicamente para fines de estimación de tiempos se ha utilizado la suma del tiempo de cada actividad, de forma aislada, como la suma de los tiempos de los ciclos.

La construcción de MSE debe ser estricta con la compactación y el drenaje de los muros, en el sentido que se requieren de controles de calidad a cada 60,00 cm de altura de muro y cada 30,00 m de longitud. Por lo que, para el ejemplo se realizará una toma de muestra en cada capa, con el fin de poder garantizar el peso volumétrico adecuado.

Como puede observarse, el proceso constructivo no requiere de personal con una especialidad, como podría ser carpintería o armaduría y tampoco maneja materiales que retrasen la entrega final de la obra, como lo es el concreto, que requiere de un tiempo para desencofrarse.

El tiempo que se estimó en el diagrama de Gantt es de 7,85 días, es decir que el facto de prestaciones será igual a:

$$FP = \frac{8}{360} * 66,10 \% = 1,47 \%$$

## 6.8. Presupuestos

A continuación se muestran en tablas los presupuestos realizados, así como los subrenglones de materiales para concreto.

Tabla XXI. **Renglón de materiales y herramientas para concreto ciclópeo**

Renglón	Descripción		Cantidad	Unidad
1	Materiales para concreto ciclópeo		1,00	m3
Material	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Total
Piedra para concreto ciclópeo	0,40	METRO 3	Q 90,00	Q 36,00
Cemento UGC	5,04	SACO	Q 63,84	Q 321,75
Arena de río	0,28	METRO 3	Q 84,82	Q 23,75
Piedrín de 1"	0,43	METRO 3	Q 93,75	Q 40,31
Herramientas (incluye concreteira)	1,00	%	5 %	Q 21,09
<b>Precio unitario de materiales y herramienta</b>				<b>Q 444,91</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Renglón de materiales y herramientas para concreto 3 000 psi**

Renglón	Descripción		Cantidad	Unidad
2	Materiales para concreto 3 000 psi		1,00	m3
Material	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Total
Cemento UGC	9,80	SACO	Q 63,84	Q 625,63
Arena de río	0,55	METRO 3	Q 84,82	Q 46,65
Piedrín de 1"	0,55	METRO 3	Q 93,75	Q 51,56
Herramientas (incluye concretera)	1,00	%	5 %	Q 36,19
<b>Precio unitario de materiales y herramienta</b>				<b>Q 760,04</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. **Presupuesto para muro por gravedad**

Renglón	Descripción		Cantidad	Unidad
G	Muro por gravedad		1,00	m
Material	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Total
Materiales para concreto ciclópeo	7,32	METRO 3	Q 442,91	Q 3 242,08
Tablas de 1 1/2" x 12" x 10" (3 usos)	1,53	UNIDAD	Q 96,45	Q 147,89

Continuación de la tabla XXIII.

*Paral de 3" x 3" x 10' (3 usos)	2,42	UNIDAD	Q 50,48	Q 121,99
*Paral de 3" x 3" (3 usos)	0,75	PIE	Q 19,29	Q 14,47
Piedrín de 1 ½"	0,60	METRO 3	Q 93,75	Q 56,25
Tubería de PVC de 3" para drenaje pluvial	0,33	TUBO	Q 487,50	Q 160,88
Geodren vial con PVC de 4"	1,00	METRO	Q 187,68	Q 187,68
Herramienta	3 %	%	Q 20,67	Q 20,67
<b>Total de materiales y herramienta</b>				<b>Q 3 951,90</b>
<b>Mano de obra</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>Costo unitario</b>	<b>Total</b>
Fundición y hechura de concreto	7,32	METRO 3	Q 250,00	Q 1 830,00
Remoción capa vegetal	4,80	METRO 2	Q 20,40	Q 97,92
Localización y replanteo	2,00	METRO 2	Q 14,45	Q 28,90
Excavación	11,24	METRO 3	Q 50,00	Q 562,00
Remoción de excedentes	14,24	METRO 3	Q 6,75	Q 96,12
Colocación de piedrín en la base	0,30	METRO 3	Q 13,40	Q 4,02
Hechura de formaleta	4,40	METRO 2	Q 25,00	Q 110,00
Encofrado	4,40	METRO 3	Q 21,00	Q 92,40
Relleno controlado de piedrín	3,00	METRO 3	Q 13,40	Q 40,20
Relleno y compactación con selecto	1,75	METRO 3	Q 150,00	Q 262,50

Continuación de la tabla XXIII.

Desencofrado	4,40	METRO 2	Q 6,00	Q 26,40
Limpieza final	1,00	GLOBAL	Q 80,00	Q 80,00
Factor de prestaciones	1,00	%	2,94 %	Q 94,98
Factor de ayudante	1,00	%	57,95 %	Q 1 927,09
<b>Total de mano de obra</b>				<b>Q 5 252,53</b>
Costos indirectos	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Total
Factor de indirectos	1,00	global	43 %	Q 3 957,90
<b>Costos directos:</b>				<b>Q 9 204,43</b>
<b>Precio unitario:</b>				<b>Q 13 162,33</b>
<b>Precio unitario:</b>				<b>Q 3 290,58</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Presupuesto para muro en voladizo**

Renglón	Descripción		Cantidad	Unidad
V	Muro en voladizo		1,00	m
Material	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Total
Materiales para concreto 3 000 psi	2,30	METRO 3	Q 760,04	Q 1 748,09
Tablas de 1 ½" x 12" x 10"	1,50	UNIDAD	Q 96,45	Q 144,68
Paral de 3" x 3" x 10'	2,67	UNIDAD	Q 50,48	Q 134,61
Refuerzo de 3" x 3"	1,17	PIE	Q 4,83	Q 5,64

Continuación de la tabla XXIV.

Alambre de amarre	8,02	LIBRA	Q 3,57	Q 28,63
Varillas núm. 4 G40	6,00	VARILLA	Q 39,33	Q 235,98
Varillas núm. 5 G40	3,25	VARILLA	Q 61,38	Q 199,49
Varillas núm. 6 G40	11,40	VARILLA	Q 88,44	Q 1 008,22
Varillas núm. 7 G40	2,08	VARILLA	Q 120,36	Q 250,35
Geodren vial con PVC de 4"	1,00	METRO	Q 187,68	Q 187,68
Piedrín de 1 ½"	0,60	METRO 3	Q 93,75	Q 56,25
Tubería de PVC de 3" para drenaje pluvial	0,07	TUBO	Q 487,50	Q 32,50
Geotextil no tejido con uso de separador	4,00	METRO 2	9,09	Q 36,36
Herramienta	3 %	%	Q 69,61	Q 69,61
<b>Total de materiales y herramienta</b>				<b>Q 4 138,07</b>
<b>Mano de obra</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>Costo unitario</b>	<b>Total</b>
Fundición y hechura de concreto	2,30	METRO 3	Q 250,00	Q 575,00
Remoción capa vegetal	4,80	METRO 2	Q 20,40	Q 97,92
Localización y replanteo	2,00	METRO 2	Q 14,45	Q 28,90
Excavación	7,58	METRO 3	Q 50,00	Q 379,00
Remoción de excedentes	4,34	METRO 3	Q 6,75	Q 29,30
Colocación de piedrín en la base	0,30	METRO 3	Q 13,40	Q 4,02
Armaduría hierros núm. 4	36,00	METRO	Q 0,58	Q 20,88
Armaduría hierros núm. 5	19,50	METRO	Q 0,73	Q 14,24

Continuación de la tabla XXIV.

Armaduría hierros núm. 6	68,40	METRO	Q 0,94	Q 64,30
Armaduría hierros núm. 7	12,48	METRO	Q 1,13	Q 14,10
Hechura de formaleta	4,40	METRO 2	Q 25,00	Q 110,00
Encofrado	4,40	METRO 3	Q 21,00	Q 92,40
Relleno y compactación con selecto	4,69	METRO 3	Q 150,00	Q 703,50
Desencofrado	4,40	METRO 2	Q 6,00	Q 26,40
Limpieza final	1,00	GLOBAL	Q 80,00	Q 80,00
Factor de prestaciones	1,00	%	3,67 %	Q 82,21
Factor de ayudante	1,00	%	57,95 %	Q 1 345,69
<b>Total de mano de obra</b>				<b>Q 3 667,84</b>
Costos indirectos	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Total
Factor de indirectos	1,00	global	43 %	Q 3 356,54
<b>Costos directos:</b>				<b>Q 7 805,91</b>
<b>Precio unitario:</b>				<b>Q 11 162,46</b>
<b>Precio unitario:</b>				<b>Q 2 790,61</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Presupuesto de un metro lineal de muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial**

Renglón	Descripción		Cantidad	Unidad
G	Muro con geomalla uniaxial		1,00	m
Material	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Total
Geomalla uniaxial coextruida T54kN/m	28,00	METRO 2	Q 31,25	Q 875,00
Piedrín clasificado de 1"	0,72	METRO 3	Q 93,75	Q 67,50
Piedrín clasificado de 1 1/2"	4,56	METRO 3	Q 93,75	Q 427,50
Grapas para geosinteticos	112,00	UNIDAD	Q 0,45	Q 50,40
Geotextil no tejido con uso de separador	3,60	METRO 2	Q 9,09	Q 32,72
Geodren vial con PVC de 4"	2,00	METRO	Q 187,68	Q 375,36
Bloques segmentados de fachada radial	47,25	UNIDAD	Q 19,20	Q 907,20
Barras conectoras para bloques segmentados de MSE	5,50	UNIDAD	Q 13,39	Q 73,65
Herramienta	3 %	%	Q 84,28	Q 84,28
<b>Total de materiales y herramienta</b>				<b>Q 2 893,61</b>
Mano de obra	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Total
Remoción capa vegetal	6,00	METRO 2	Q 20,40	Q 122,40
*Localización y replanteo	4,00	METRO 2	Q 28,90	Q 115,60

Continuación de la tabla XXV.

Excavación	17,56	METRO 3	Q 50,00	Q 878,00
Remoción de excedentes	10,14	METRO 3	Q 6,75	Q 68,45
Colocación de piedrín en la base	0,72	METRO 3	Q 13,40	Q 9,65
Colocación de geodren	8,80	METRO 2	Q 1,14	Q 10,03
Colocación de geotextil	3,60	METRO 2	Q 1,14	Q 4,10
Colocación de piedrín de subdrenaje	4,56	METRO 3	Q 1,14	Q 5,20
Relleno y compactación con selecto	10,80	METRO 3	Q 150,00	Q 1 620,00
Colocación de geomalla	28,00	METRO 2	Q 1,14	Q 31,92
**Control de calidad	1,60	TOMA	Q 500,00	Q 800,00
Limpieza final	1,00	GLOBAL	Q 80,00	Q 80,00
Factor de prestaciones	1,00	%	1,47 %	Q 43,30
<b>Total de mano de obra</b>				<b>Q 3 788,64</b>
Costos indirectos	Cantida d	Unidad	Costo unitario	Total
Factor de indirectos	1	global	43 %	Q 2 873,37
<b>Costos directos:</b>				<b>Q 6 682,25</b>
<b>Precio unitario:</b>				<b>Q 9 555,62</b>
<b>Precio unitario:</b>				<b>Q 2 388,90</b>

Fuente: elaboración propia.

\*Se ha duplicado el costo considerando que no se integrará un factor de ayudante en este presupuesto, esta actividad lo requiere. \*\*Se ha distribuido el costo del control de calidad en los 5,00 m de muro, usados para estimación del

tiempo, ya que de no realizarse de esta forma se sobreestimaría el precio unitario.

## 6.9. Análisis e interpretación

En la tabla XXVI se muestran los precios unitarios por metro cuadrado de muro de contención, según el sistema utilizado

Tabla XXVI. Comparación de precios unitarios

Descripción	Precio unitario por metro cuadrado
Muro por gravedad de concreto ciclópeo	<b>Q 3 290,58</b>
Muro en voladizo de concreto armado	<b>Q 2 893,61</b>
Muro de suelo reforzado con geomalla uniaxial	<b>Q 2 388,90</b>

Fuente: elaboración propia.

Como se ha logrado observar, existe una considerable reducción de costos en la construcción de muros de suelo reforzado con geomalla uniaxial, esto debido a las siguientes razones:

- Para los muros en los que se utilice concreto, se requerirá de mano de obra para hechura de la formaleta, encofrado y desencofrado. Se debe considerar que los costos de materia prima, como fue el caso de madera, son altos, aún cuando se estiman 3 usos.

- Se requieren de albañiles, armadores y carpinteros para los muros tradicionales, mientras que en un muro de suelo reforzado se requiere únicamente de personal no calificado, exceptuando en el trazo.
- El tiempo de ejecución es significativamente menor, sin embargo, en el presupuesto el factor de prestaciones (valor en función del tiempo de ejecución del proyecto), no influye considerablemente debido a que se consideró para un proyecto de un muro de 5,00 m, es decir pequeño en longitud.
- Los materiales principales para la construcción de los muros de contención tradicionales, como el concreto y el hierro, tienen un costo elevado, ya que materiales como hierro, pedrín, arena y cemento son altamente demandados. Así también, en la cuantificación de estos materiales siempre se utiliza un factor de desperdicio que incrementa las cantidades y consecuentemente los costos, a diferencia de los materiales geosintéticos que no son intensamente demandados, son preparados a medida y su desperdicio es insignificante.

## CONCLUSIONES

1. El costo estimado del muro de contención de suelo reforzado con geomalla es inferior al de los sistemas tradicionales, por lo que se afirma que con el uso del sistema se logra una menor inversión, sin afectar el grado de seguridad.
2. Los muros de contención de suelo reforzado con geomalla posibilitan que la obra se realice en un menor tiempo, convirtiéndolo en más eficaz frente a los sistemas tradicionales.
3. La construcción de muros de contención de suelo reforzado con geomalla y fachada de bloques segmentados no requiere de mano de obra calificada ni del uso de formaleta.
4. El muro de contención por gravedad no es la solución adecuada para un talud con altura libre de 3,40 m, como la utilizada en los diseños. El volumen es enorme, y por lo tanto no es factible.
5. El muro de suelo reforzado con geomalla puede funcionar inmediatamente después de haber terminado su construcción.
6. El muro de suelo reforzado con geomalla requiere de grandes dimensiones, por las longitudes de los elementos de refuerzo, diseñados con numerosos factores de reducción de resistencia, dando como resultado, la ocupación de grandes espacios.



## RECOMENDACIONES

1. Brindar especial atención a la unión de la fachada con los elementos de refuerzo, porque es la forma de dar seguridad ante los agentes de la intemperie.
2. Contar con un control estricto por parte de un laboratorio especializado en suelos, lo cual garantice que cada una de las capas de material utilizadas en el relleno estructural, cumplan con los requerimientos de diseño del mismo.
3. La integridad de los elementos de refuerzo con la fachada vista de bloques segmentados se debe asegurar, mediante el uso correcto de las barras conectoras, pequeñas rotaciones con respecto a la posición apropiada puede resultar en la falla del sistema.
4. Determinar en cada proyecto el valor de los precios de los materiales de construcción y de mano de obra, ya que varían según la localidad y en función del tiempo.
5. Es necesario realizar un plan de mantenimiento rutinario en cada uno de los sistemas, de forma que se conserve el drenaje y se elimine cualquier tipo de vegetación descontrolada.
6. Construir un drenaje adecuado y particular, como parte de la seguridad integral de cualquier muro de contención, el cual depende de las condiciones reales de la localidad de la obra.

7. El ingeniero debe brindar retroalimentación en el diseño y la planificación de los muros de contención de suelo reforzado, ya que aún existe gran incertidumbre, con respecto al comportamiento de estos.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes. *Standard Specifications for Highway Bridges*. 17a ed. Estados Unidos de América: AASHTO, 2002. 1028 p.
2. BARBETA SOLA, Gabriel. *Mejora de la tierra estabilizada en el desarrollo de una arquitectura sostenible hacia el siglo XXI, Antecedentes*. Tesis Doctoral. España: Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, 2002. 574 p.
3. CÁMARA GUATEMALTECA DE LA CONSTRUCCIÓN. *Rendimientos de mano de obra por día*. Guatemala: 1982. p. 46-49.
4. CRESPO, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 6a ed. México: Limusa, 2010. 644 p. ISBN: 978-968-18-6963-2.
5. DAS, Braja M. *Principios de la ingeniería de cimentaciones*. De la Cera Alonso, José (trad.). 4a ed. California State University, Estados Unidos: Thomson Editores, 1999. 862 p. ISBN 0-534-95403-0.
6. FIGUEROA DÍAZ, Guillermo Ernesto; RODRÍGUEZ AGUILAR, Fredys Adelmo; ZELADA SEGUNDO, Edwin Enrique. *Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador*. Tesis (Ingeniería Civil). El Salvador: Universidad de El Salvador, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2011. 614 p.

7. GEOSOFT PAVCO, *Manual de diseño con geosintéticos*. 9a edición. Colombia: Geosistemas PAVCO, Departamento de Ingeniería, junio de 2012. [en línea].  
<<http://www.geosoftpavco.com/manualvirtual/index.html>>.  
[Consulta: 24 de noviembre de 2014].
8. INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO, COMITÉ ACI 318. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)*. Estados Unidos de América: ACI, 2005.
9. JARA MORI, Gonzalo Andrés. *Estudio de la aplicabilidad de los materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria*. Tesis Doctoral. Chile: Universidad Católica del Valparaíso, Departamento de Ingeniería y Morfología del terreno, 2008. 340 p.
10. SUÁREZ, Jaime. *Deslizamientos*. Colombia: 2013. Tomo II. Técnicas de remediación. [en línea].  
<<http://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-ii-tecnicas-de-remediacion.html>>. [Consulta: 24 de noviembre de 2014].
11. SUÁREZ, Jaime. *Diseño de muros de suelo reforzado con geosintéticos*. Colombia: Universidad Industrial de Santander, Escuela de Ingeniería Civil, 2013. 112 p.

12. SUÁREZ, Jaime. *Procedimientos de diseño de muros MSE* [en línea]. Colombia: 2013.  
<<http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/38-muros-mse.html?download=422:406-armada-4-disenomuros>>. [Consulta: 24 de noviembre de 2014].

