



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

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO CON Y
SIN DENTELLÓN OPTIMIZANDO MATERIALES**

Carlos Enrique Aroche Boror

Asesorado por el Ing. Milton Lenin Hernández González

Guatemala, noviembre de 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO CON Y
SIN DENTELLÓN OPTIMIZANDO MATERIALES**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

CARLOS ENRIQUE AROCHE BOROR
ASESORADO POR EL ING. MILTON LENIN HERNÁNDEZ GONZÁLEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a.i)
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton De León Bran
VOCAL IV	Ing. Kevin Vladimir Armando Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADORA	Inga. Karla Giovanna Pérez Loarca
EXAMINADOR	Ing. José Mauricio Arriola Donis
EXAMINADOR	Ing. José Estuardo Galindo Escobar
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:

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO CON Y SIN DENTELLÓN OPTIMIZANDO MATERIALES

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha octubre de 2020.



Carlos Enrique Aroche Boror

Guatemala 30 de agosto 2023

Ingeniero
Hugo Montenegro
Coordinador Área de Materiales de Construcción y Obras Civiles
Escuela Ingeniería Civil
Presente.

Estimado Ingeniero Montenegro:

Le saludo cordialmente, deseándole éxitos en sus actividades. Por medio de la presente hago constar que he revisado y aprobado el Informe Final del trabajo de graduación titulado: "ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO CON Y SIN DENTELLÓN OPTIMIZANDO MATERIALES" elaborado por la estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, Carlos Enrique Aroche Boror, quien se identifica con el registro académico 201612264 y con el CUI 3018 11482 0101.

Agradeciendo la atención a la presente, me suscribo de usted,

Atentamente,



Milton Lenin Hernández González
Ingeniero Civil
Colegiado 12,262

Milton Lenin Hernández González
ASESOR
Ingeniero Civil
Colegiado Activo no. 12,262



ESCUELA DE
INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Guatemala, 14 de septiembre de 2,023

Ingeniero
Armando Fuentes Roca
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero Fuentes, Le informo que he revisado el trabajo de graduación "ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO CON Y SIN DENTELLÓN OPTIMIZANDO MATERIALES", desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil, Carlos Enrique Aroche Boror, quién contó con la asesoría del Ing. Milton Lenin Hernández González.

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 ENSEÑAD A TODOS



Ing. Civil Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe de área de materiales y construcciones civiles.





El Director de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del Asesor, el visto bueno del Coordinador de Área y la aprobación del área de lingüística del trabajo de graduación titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO CON Y SIN DENTELLÓN OPTIMIZANDO MATERIALES**, presentado por: **Carlos Enrique Aroche Boror**, procedo con el Aval del mismo, ya que cumple con los requisitos normados por la Facultad de Ingeniería.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. Armando Fuentes Roca
Director
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala, noviembre de 2023



Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101- 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.734.2023

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: **ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO CON Y SIN DENTELLÓN OPTIMIZANDO MATERIALES**, presentado por: **Carlos Enrique Aroche Boror**, después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. José Francisco Gómez Rivera

Decano a.i.

Guatemala, noviembre de 2023

JFGR/gaoc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por guiarme en cada paso de mi vida y por cada una de sus bendiciones.
Mis padres	Carlos Aroche y María Cruz Boror, por su apoyo, inspiración, motivación, dedicación, darme la vida y ser un excelente ejemplo.
Mis hermanos	Brayan y Fernanda Aroche. Por su motivación y ser parte de mi vida.
Mi abuela	María Francisca Sabán. Por toda su inspiración, motivación y ser parte de mi vida.
Mis tíos	Santiago Boror y Marta Coro. Por su apoyo y motivación.
Primos	Eddy y Yoni Boror. Por su motivación

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por los conocimientos y experiencias brindadas que me han formado como profesional.
Facultad de Ingeniería	Por el conocimiento, aprendizaje y experiencias que me han formado como profesional.
Ing. Lenin Hernández	Por su valioso apoyo como asesor, enseñanza, motivación y colaboración en el desarrollo de este trabajo.
Amigos	Vinicio Carrera, Miguel Sazo, Rafael Peña, Sergio Medrano, Dereck Ochoa, Edwin López y Hansel Rueda por su amistad, motivación y el apoyo brindado.
Familia en general	Familia Aroche, Boror, Sabán y Coro por sus buenos deseos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
HIPÓTESIS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. MUROS DE RETENCIÓN	1
1.1. Reseña histórica.....	1
1.2. Muro de retención por voladizo	2
1.2.1. Generalidades	3
1.2.2. Ventajas y desventajas	5
2. GENERALIDADES PARA DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO	7
2.1. Propiedades de los suelos	7
2.2. Características físicas y mecánicas de los suelos.....	9
2.2.1. Ángulo de fricción interna (ϕ)	9
2.2.2. Cohesión (c)	10
2.2.3. Peso volumétrico	10
2.2.4. Plasticidad	10
2.2.5. Permeabilidad hidráulica del suelo	11
2.2.6. Resistencia al esfuerzo de corte.....	11
2.3. Ensayos en suelos	12

2.3.1.	Prueba de corte directo	13
2.3.2.	Prueba triaxial	13
2.4.	Empuje de tierras	15
2.4.1.	Teoría de Rankine	16
2.4.2.	Teoría de Coulomb	19
3.	DISEÑO DE MURO DE RETENCIÓN EN VOLADIZO	21
3.1.	Parámetros y especificaciones de diseño	21
3.1.1.	Dimensionamiento del muro en voladizo	25
3.1.2.	Diagrama de cuerpo libre	29
3.1.3.	Chequeo de estabilidad contra volteo	31
3.1.4.	Chequeo de estabilidad por deslizamiento	33
3.1.5.	Chequeo de capacidad soporte del suelo	35
3.2.	Diseño del acero	38
3.2.1.	Diseño del pie	38
3.2.1.1.	Chequeo por corte	41
3.2.1.2.	Chequeo por flexión	43
3.2.1.3.	Armado del pie	44
3.2.2.	Diseño del talón	45
3.2.2.1.	Chequeo por corte	46
3.2.2.2.	Chequeo por flexión	47
3.2.2.3.	Armado del talón	47
3.2.3.	Diseño de pantalla	48
3.2.3.1.	Chequeo por cortante	49
3.2.3.2.	Chequeo por flexión	49
3.2.3.3.	Armado de pantalla	49
3.2.4.	Diseño del Dentellón	50
3.2.4.1.	Chequeo por corte	51
3.2.4.2.	Chequeo por flexión	51

3.2.4.3.	Armado del dentellón.....	52
4.	RESULTADOS.....	55
	CONCLUSIONES.....	59
	RECOMENDACIONES.....	61
	REFERENCIAS.....	63
	APÉNDICES.....	65

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

Figura 1.	Partes que conforman un muro de retención en voladizo.....	3
Figura 2.	Dimensiones mínimas para un muro de retención en voladizo.....	4
Figura 3.	Envolvente de Mohr	12
Figura 4.	Representación gráfica de prueba triaxial consolidada no drenada.....	15
Figura 5.	Presión activa de Coulomb	19
Figura 6.	Dimensionamiento muro en voladizo sin dentellón	27
Figura 7.	Dimensionamiento muro en voladizo con dentellón.....	28
Figura 8.	Presiones debidas al suelo	39
Figura 9.	Presiones aplicadas en el talón	46
Figura 10.	Optimización de recursos	55
Figura 11.	Armado para muro de 3.50 metros con suelo puramente friccionante.....	56
Figura 12.	Armado para muro de 4.50 metros con suelo cohesivo-friccionante.....	57

TABLAS

Tabla 1.	Ventajas y desventajas de los muros de retención en voladizo	5
Tabla 2.	Propiedades del relleno a nivel de desplante (Ejercicio nro.1)	22
Tabla 3.	Propiedades del relleno – Puramente friccionante (Ejercicio nro.1)	22
Tabla 4.	Propiedades del relleno a nivel de desplante (Ejercicio nro.2)	23

Tabla 5.	Propiedades del relleno – Cohesivo-friccionante (Ejercicio nro.2)	23
Tabla 6.	Propiedades del concreto	24
Tabla 7.	Propiedades del acero.....	24
Tabla 8.	Dimensionales iniciales (Ejercicio nro.1)	25
Tabla 9.	Dimensionales iniciales (Ejercicio nro.2)	26
Tabla 10.	Fuerzas debidas a las presiones horizontales sin dentellón (Ejercicio nro.1)	29
Tabla 11.	Fuerzas debidas a las presiones horizontales sin dentellón (Ejercicio nro.2)	30
Tabla 12.	Fuerzas y momentos del muro (Ejercicio nro.1)	30
Tabla 13.	Fuerzas y momentos del muro (Ejercicio nro.2)	31
Tabla 14.	Análisis por volteo (Ejercicio nro.1)	32
Tabla 15.	Análisis por volteo (Ejercicio nro.2)	32
Tabla 16.	Análisis por deslizamiento (Ejercicio nro.1)	34
Tabla 17.	Análisis por deslizamiento (Ejercicio nro.2)	34
Tabla 18.	Análisis por capacidad de carga (Ejercicio nro.1).....	36
Tabla 19.	Análisis por capacidad de carga (Ejercicio nro.2).....	37
Tabla 20.	Suelo puramente friccionante (Ejercicio nro.1)	40
Tabla 21.	Suelo cohesivo-friccionante (Ejercicio nro.2).....	41
Tabla 22.	Armado de acero longitudinal para pie	44
Tabla 23.	Armado de acero transversal para pie.....	45
Tabla 24.	Armado de acero longitudinal para talón	48
Tabla 25.	Armado de acero transversal para talón.....	48
Tabla 26.	Armado de acero longitudinal para pantalla	50
Tabla 27.	Armado de acero transversal para pantalla	50
Tabla 28.	Armado de acero longitudinal para dentellón	52
Tabla 29.	Armado de acero transversal para dentellón	53

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Hp	Altura de pantalla
h	Altura del muro enterrado
Hm	Altura del muro
Bm	Ancho de base
Bc	Ancho de corona
B	Ancho de losa
B1	Ancho del escarpe_01
B2	Ancho del escarpe_02
β	Ángulo beta
\emptyset	Ángulo de fricción interna
α	Ángulo de inclinación
As	Área de acero
Asmax	Área de acero máxima
Asmin	Área de acero mínima
Astemp	Área de acero por temperatura
Css	Capacidad soporte del suelo
x	Centroide de las cargas actuantes y resistentes en el sistema del muro de retención
Ka	Coefficiente de presión activa del suelo
Kp	Coefficiente de presión pasiva del suelo
c	Cohesión
db	Diámetro de varilla de acero
Eax	Empuje activo horizontal

Epx	Empuje pasivo horizontal
σ_3	Esfuerzo de confinamiento, debido a cargas horizontales
σ'	Esfuerzo normal efectivo en el plano de corte
τ	Esfuerzo normal sobre el suelo
Sv	Espaciamiento vertical
t	Espesor de losa o cimiento
e	Excentricidad debida a momentos por cargas externas
FS	Factor de seguridad
Fah	Fuerza realizada por el empuje de la presión activa horizontal
Fph	Fuerza realizada por el empuje de la presión pasiva horizontal
Fas	Fuerza realizada por el empuje de sobrecarga
fr	Fuerza resistente por fricción
Vcr	Fuerzas cortantes resistidas por el concreto
Bp	Largo de punta
Bt	Largo del talón
Mah	Momento debido a la fuerza activa
Mph	Momento debido a la fuerza pasiva
Mas	Momento debido a la sobrecarga
M1	Pendiente_01
M2	Pendiente_02
d	Peralte efectivo medido como la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
H_z	Peralte de losa
W_t	Peso total del muro de retención
γ	Peso volumétrico del suelo

Pa	Presión activa debida al suelo
Pah	Presión activa horizontal
Qadm	Presión admisible
q	Presión ejercida sobre el suelo
qmax	Presión máxima sobre el suelo
qmin	Presión mínima sobre el suelo
Pp	Presión pasiva debida al suelo
Pph	Presión pasiva horizontal
Pas	Presión por sobrecarga
Rec	Recubrimiento del concreto al refuerzo
Fy	Resistencia a la fluencia del acero
s	Resistencia al esfuerzo cortante del suelo
F'c	Resistencia al esfuerzo de compresión del concreto
Vu	Sumatoria de las fuerzas cortantes mayoradas debidas a cargas externas al muro de retención
Ma	Sumatoria de los momentos actuantes debidos a las presiones del suelo
Mu	Sumatoria de los momentos mayorados actuantes en el muro de retención
Mr	Sumatoria de los momentos resistentes por el muro

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes).
ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Instituto Americano del Concreto).
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i> (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales).
CGC	Cámara Guatemalteca de la Construcción.
Consolidación	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.
Consolidación primaria	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.

Consolidación secundaria	Consolidación que comienza justamente luego de disipar el agua del suelo y cuyos asentamientos son plásticos.
Isotrópico	Material que, al someterse a cargas, posee el mismo comportamiento.
Muro de retención	Elementos estructurales, cuya función principal es retener suelos propensos a deslaves o deslizamientos. Existen diferentes tipos de muro de contención, entre los más conocidos se encuentran por gravedad y en voladizo.
Retención	Obra civil utilizada para contener o retener empujes estáticos y dinámicos de materiales.
Sobrecarga	Carga adicional que actúa sobre el muro, es decir, a la altura de la corona o sobre el elemento.

RESUMEN

Los muros de retención son elementos estructurales que tienen como finalidad resistir presiones laterales o empujes producidos por el suelo, ayudan a evitar deslaves o derrumbes, proveen seguridad en obras civiles y principalmente la vida humana. Como en otras obras civiles sus características varían grandemente con respecto al tipo de sistema de funcionamiento y materiales empleados, así mismo, los costos tendrán variación según el sistema.

En el presente trabajo se realizó un comparativo de optimización de materiales entre muros de retención en voladizo, empleando dos tipos de suelos y el uso del dentellón si en caso lo requiere. El análisis y diseño realizado parten de la experiencia de fuentes fiables los cuales buscan cumplir con su valor mínimo, con los factores de seguridad de la entidad normalizadora.

Los resultados obtenidos para los muros de retención en voladizo con una altura entre dos y cinco metros buscaron determinar la optimización de materiales respecto a cada tipo de suelo utilizado, realizando el análisis y diseño del muro con y sin dentellón, con lo cual se logra conocer cuál es la solución óptima y económica.

OBJETIVOS

General

Analizar y diseñar muros de retención en voladizo para suelo friccionante y cohesivo-friccionante, con y sin dentellón optimizando materiales.

Específicos

1. Analizar las dimensiones del muro de retención entre una altura de dos y cinco metros.
2. Analizar el tipo de suelo donde se obtienen menores secciones de muro en que la cimentación tiene una alta capacidad de carga.
3. Diseñar el muro de retención con las dimensiones óptimas dadas por el análisis según el tipo de suelo.
4. Analizar la incidencia del muro de retención con el tipo de suelo.

HIPÓTESIS

El análisis para muros de retención entre dos tipos de suelo y un rango de alturas entre dos y cinco metros podrá ser un factor muy determinante para la comprobación de dimensionamientos, chequeos y parámetros en los distintos elementos que lo conforman. Los resultados entre el suelo cohesivo-friccionante y friccionante serán comparados, de esa manera concluir en cual es necesario el uso del dentellón.

Mediante a los análisis y diseños previos se buscará la altura en la cual se obtiene una mayor optimización de recursos cumpliendo con los requerimientos mínimos en cada uno de los parámetros y chequeos estudiados.

INTRODUCCIÓN

En Guatemala, el uso de muros de retención se hace necesario debido a que posee un exuberante relieve, por lo que es natural localizar taludes propensos a deslizamientos o deslaves. La construcción de carreteras, edificios, residencias, puentes, pasos peatonales y muchas otras obras civiles, requieren la construcción de muros de retención, los cuales son obras que proveerán seguridad.

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

Por ello el presente trabajo realiza un estudio comparativo de optimización de recursos entre los muros de retención en voladizo, presentando dos tipos de suelos: puramente friccionante y cohesivo-friccionante, de igual forma añadiendo una variante con y sin dentellón.

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

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

La tercera parte presenta el análisis y diseño propio de los muros de retención, con sus detalles de dimensionamiento, tipo de suelo, chequeos, factores de seguridad y armado final del elemento.

1. MUROS DE RETENCIÓN

Un muro de retención es un elemento estructural que cumple la función de soportar por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de suelos y se utilizan en casos donde existen pendientes en el terreno o cambios de niveles.

1.1. Reseña histórica

Una de las obras más grandes de Guatemala como lo es el Libramiento de Chimaltenango ha sufrido derrumbes de grandes proporciones en múltiples repeticiones. Desde el 2019 hasta el 2023 se han registrado al menos 25 derrumbes entre el kilómetro 60 y 62, convirtiéndose en el área de mayor riesgo. A pesar de que la obra cuenta con retenciones sigue presentando fallos en su construcción (Pineda, 2023).

En el año 2003 en el Asentamiento Anexo Sur, Villa Lobos II, Zona 12, Villa Nueva, Guatemala, se dio un proceso de ocupación de terrenos baldíos al sur de la colonia Villa Lobos II, debido a la ubicación del lugar se presentaba riesgo a deslaves y/o derrumbes, por tanto, las obras que se realizaron para mitigar el riesgo que corren los habitantes fueron muros de retención (SEGEPLAN, 2019).

En Zona 12 de Guatemala, se desarrollaron muros de retención para el asentamiento Unidos por la Fe. Dichos trabajos se realizaron con mampostería y retenciones con *soil nailing*.

En La Comunidad de Mayo en Zona 7 y El Mirador en Zona 18, Ciudad de Guatemala, por la vulnerabilidad que viven de los habitantes el CIV en el año 2021 se realizaron muros de retención utilizando mampostería como recurso principal (Anónimo, 2021).

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).

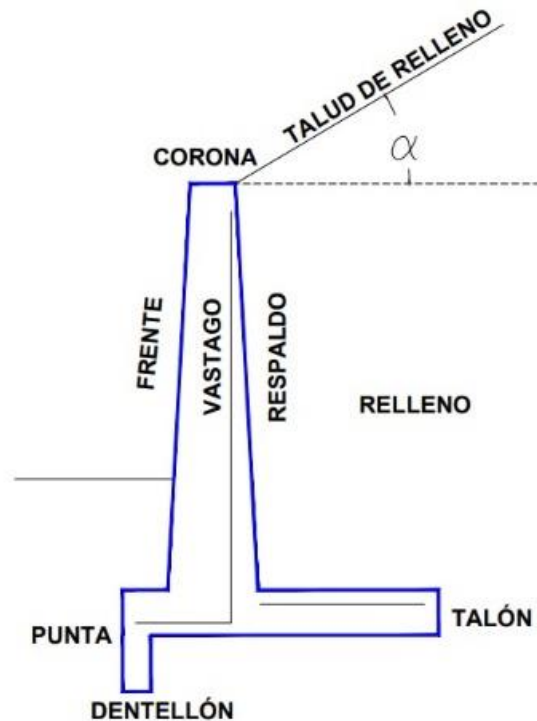
1.2. Muro de retención por voladizo

Muros en los que el empuje activo es resistido por un voladizo vertical sometido a flexión. Se emplean en alturas que van desde los 2 hasta los 5 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 1.

Figura 1.

Partes que conforman un muro de retención en voladizo



Nota. Representación gráfica de muros de retención por partes. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

1.2.1. Generalidades

El esfuerzo añadido a los muros de retención en voladizo se realiza para poder resistir los esfuerzos a flexión que el concreto simple no podría, de forma que actúa el muro en similitud a una viga sometida a flexión, su análisis se realiza como si fuera este elemento.

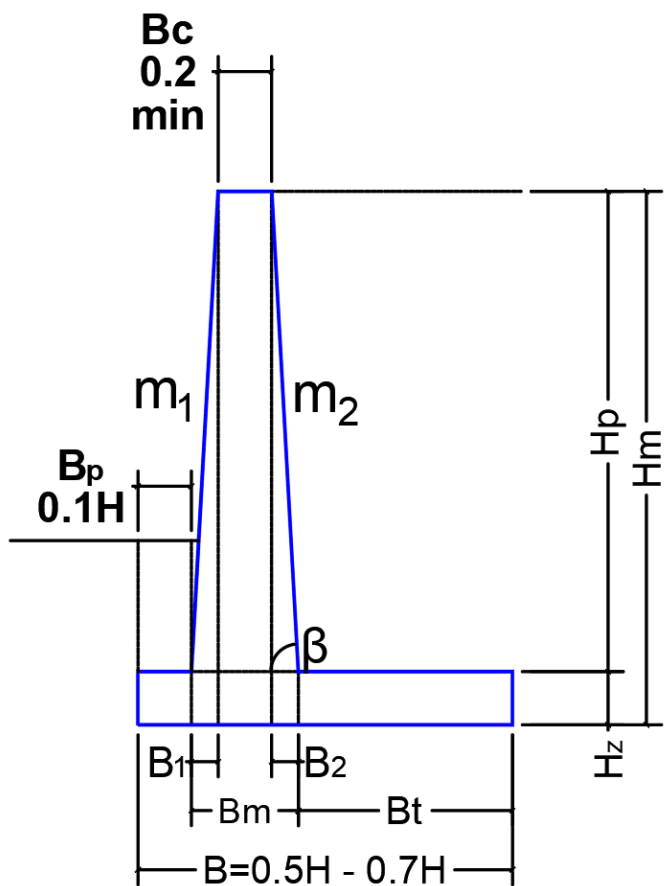
El refuerzo se añade de igual forma a la zapata, que además es sometida a flexión y que mediante este se logra un mejor confinamiento, asegurando un

adecuado comportamiento entre el voladizo y la zapata. El poder añadir refuerzo logra disminuir los espesores de los elementos.

“Al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones” (Das, 2001, p.389).

Figura 2.

Dimensiones mínimas para un muro de retención en voladizo



Nota. Dimensionamiento para muros de retención en voladizo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

1.2.2. Ventajas y desventajas

Los muros de retención en voladizo dependen de la forma geométrica y de su interacción con el suelo. Son realizados de concreto reforzado, poseen características únicas como: pie, talón y dentellón, así como cada uno de los diferentes sistemas en las contenciones, por la cual es importante conocer las ventajas y desventajas de su uso.

La tabla 1 muestra de forma general las ventajas y las desventajas del uso de los muros de retención en voladizo con concreto reforzado.

Tabla 1.

Ventajas y desventajas de los muros de retención en voladizo

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none">• En alturas mayores, los muros en voladizo son más económicos que los muros de 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.	<ul style="list-style-type: none">• A alturas mayores de 6 o 7 metros resulta costoso por el incremento del espesor.• Debido a los cortes y al gran espacio de desarrollo del talud, los volúmenes de relleno y corte incrementan el costo.

Nota. Ventajas y desventajas de retenciones en voladizo. Elaboración propia, realizado con Microsoft Word.

2. GENERALIDADES PARA DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO

2.1. Propiedades de los suelos

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

La mayoría de los suelos que cubre la tierra están formados por el intemperismo de varias rocas. Hay dos tipos generales de intemperismo:

- Intemperismo mecánico
- Intemperismo químico

El *intemperismo mecánico* es un proceso mediante el cual las rocas se descomponen en piezas cada vez más pequeñas por las fuerzas físicas sin ningún cambio en su composición química. Los cambios en la temperatura dan por resultado expansión y contracción de las rocas debido a una ganancia y pérdida de calor. La expansión y contracción continuas provocarán grietas en las rocas. Hojuelas y grandes fragmentos de rocas se desprenden. La acción de congelamiento es otra fuente del intemperismo mecánico de las rocas. El agua puede entrar en los poros,

grietas y otras aberturas en la roca. Cuando la temperatura baja, el agua se congela, por lo que aumenta su volumen en aproximadamente 9 %. Esto da por resultado una presión hacia fuera desde el interior de la roca. El congelamiento y descongelamiento continuos provocarán el rompimiento de una masa de roca. La exfoliación es otro proceso de intemperismo mecánico mediante el cual placas de roca se desprenden de rocas grandes por medio de fuerzas físicas. El intemperismo mecánico de las rocas también tiene lugar debido a la acción de corrientes de agua, de glaciares, del viento, de las olas del océano, entre otros. (Das, 2012, p. 64)

El intemperismo químico es un proceso de descomposición o alteración mineral en el que los minerales originales se transforman en algo completamente diferente. Por ejemplo, los minerales comunes en las rocas ígneas son el cuarzo, el feldespato y los minerales ferromagnesianos. (Das, 2012, p. 64)

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” (Crespo, 2010, p. 24).

- 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.

- 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.
- 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.
- 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.

2.2. Características físicas y mecánicas de los suelos

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

2.2.1. Ángulo de fricción interna (ϕ)

“Se llama así al valor que representa el coeficiente de rozamiento o fricción, el cual depende de los factores: densidad, distribución de los tamaños de granos, forma de los granos y tamaño de los granos” (Leoncio, 2015, p. 16).

“El valor del ángulo de fricción interna es teóricamente cero en arcillas lavadas y secas, y es mayor en arenas” (Leoncio, 2015, p. 16).

“El ángulo de fricción interna se puede determinar como la pendiente de la envolvente de falla, dada en el círculo de Mohr, se debe aclarar que, aunque representa un valor constante, no lo es” (Leoncio, 2015, p. 16).

2.2.2. Cohesión (c)

Es la propiedad de los suelos que evita el movimiento de los granos libremente, medida como fuerza de atracción entre dichas moléculas. Los suelos son cohesivos dado que no existe la cohesión nula, más en suelos granulares se asume con valor 0, en cambio las arcillas son suelos con cohesión muy alta. Entre más cohesión exista menor será la fuerza de empuje.

2.2.3. Peso volumétrico

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

Existen 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 de un suelo para 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 para suelos arcillosos y menor en magnitud de suelos limosos. Cuando un suelo es altamente plástico exhibe una alta comprensibilidad y baja permeabilidad.

2.2.5. Permeabilidad hidráulica del suelo

Es la propiedad que permite conocer la cantidad de agua que puede fluir entre los espacios vacíos o poros que posee el suelo, para poder cimentar, asimismo, ver la cantidad de agua que puede infiltrarse y el tiempo en que se hace. En muros de retención 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

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

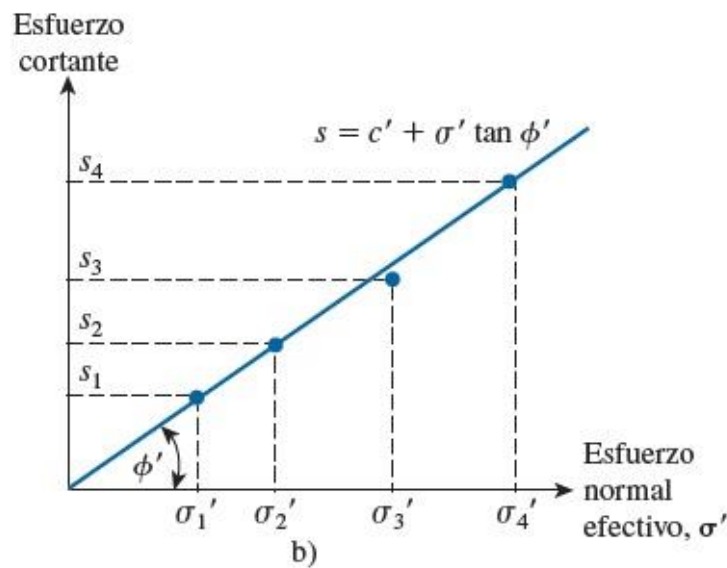
Han propuesto modelos para poder determinar la resistencia al esfuerzo de corte, como el criterio de falla de Mohr-Coulomb, donde el esfuerzo de corte es:

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

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 3.
Envolvente de Mohr



Nota. Grafica para determinar la resistencia al esfuerzo al corte. Obtenido de B. Das (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones.* (p. 48) Cengage Learning.

2.3. Ensayos en suelos

La calidad de los suelos tiene una variación grande 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 en la realidad. Estos evalúan el material y permiten planificación de los muros de retención.

2.3.1. Prueba de corte directo

Esta prueba se utiliza para poder determinar la resistencia de corte del suelo, usada en suelos plásticos. Para ella se emplea una caja de corte directo, esta 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 σ y cortantes s .

El esfuerzo normal σ se da como la carga vertical de confinamiento sobre el área A del plano de falla del suelo.

El esfuerzo cortante s se da como la carga horizontal sobre el área A del plano de falla del suelo.

Al realizar 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 ϕ .

2.3.2. Prueba triaxial

Esta prueba permite trazar la línea de envolvente de falla o intrínseca, 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 solidas 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.

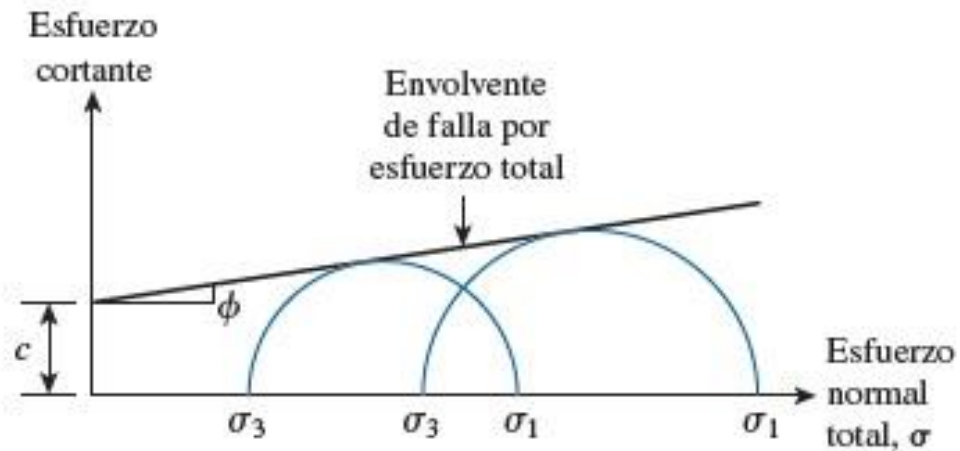
La unión entre la membrana y las cabezas se liga con banda de hule para garantizar un sello hermético. El conjunto se encierra en una cámara conectada a un tanque de agua a presión. La tapa superior es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión.

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

- Prueba 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 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 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. (Das, 2015).

Figura 4.

Representación gráfica de prueba triaxial consolidada no drenada



Nota. Prueba consolidada no drenada. Obtenido de B. Das (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones.* (p. 50) Cengage Learning.

Si se tiene, por ejemplo, la envolvente de falla por esfuerzo total de la figura 4, 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 variara si el suelo no es cohesivo o si el ángulo de fricción interna es cercano a cero.

2.4. Empuje de tierras

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.

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 retención son la solución que se presenta.

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.

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.

2.4.1. Teoría de Rankine

En la teoría de Rankine inicialmente se menciona que el suelo 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 retención 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:

$$\sigma_3 = \sigma_a$$

$$\sigma_1 = \sigma_o$$

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

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

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

Si el K_o es igual a $\tan^2(45 - \phi/2)$, por lo tanto:

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

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°, 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:

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

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

$$ph = \frac{1}{2} * \gamma * z^2 * K_o$$

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

El coeficiente de presión de tierra en reposo k_o , 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

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

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 .

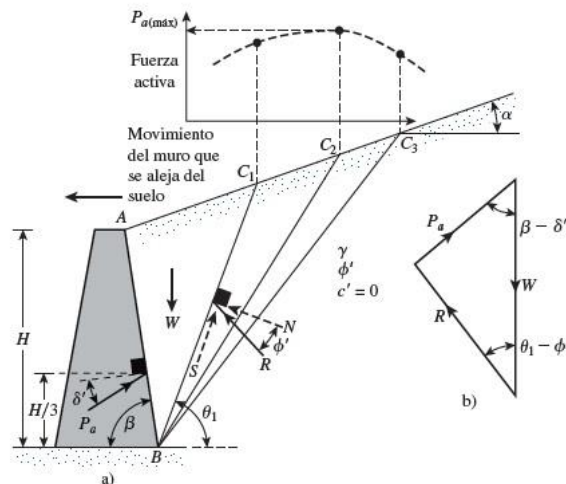
2.4.2. Teoría de Coulomb

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

Se representa un muro de retención en la figura 5, donde el suelo de relleno es granular y el muro es retirado a pequeñas distancias, disminuyendo la presión activa.

Figura 5.

Presión activa de Coulomb



Nota. Presión activa de Coulomb. Obtenido de B. Das (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones.* (p. 341) Cengage Learning.

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

La teoría de Coulomb puede simplificarse cuando el muro posee un ángulo de 90° entre la cara interna de este y el suelo, con un relleno horizontal y el suelo no posea cohesión, es decir, aproximadamente 0, de forma que las ecuaciones presentadas en la 2.4.1. son aplicables.

3. DISEÑO DE MURO DE RETENCIÓN EN VOLADIZO

3.1. Parámetros y especificaciones de diseño

Se consideran como parámetros de análisis y diseño según ACI (2014).

Para el diseño del muro de retención en voladizo se utilizará como ejemplo la figura 1 asignándole valores supuestos y realizando un ejercicio con cada uno de los distintos tipos de suelo.

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

- Para suelo puramente friccionante un peso específico de 0.00 Ton/m^2 y cohesivo-friccionante un peso específico de 2.00 Ton/m^2
- El concreto armado a utilizar posee un peso específico $=2.40 \text{ Ton/m}^3$. 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 por utilizar es legítimo y con un punto de influencia $F_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$ (G60).

Tabla 2.*Propiedades del relleno a nivel de desplante (Ejercicio nro.1)*

Cohesión	C	0.00 Ton/m ²
Ángulo de fricción	Φ	30 °
Peso volumétrico	γ	1.80 Ton/m ³
Profundidad de Desplante	Df	0.82 m
Coefficiente Pasivo	Kp	1.73

Nota. Propiedades de relleno en suelo puramente friccionante. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 3.*Propiedades del relleno – Puramente friccionante (Ejercicio nro.1)*

Cohesión	C	0.00 Ton/m ²
Ángulo de fricción	Φ	28 °
Peso volumétrico	γ	1.80 Ton/m ³
Angulo de inclinación	α	0 °
Coefficiente activo	ka	0.361
Tipo de suelo	Puramente Friccionante	
Profundidad de la zanja	Zo	1.94 m
Sobrecarga	q	1.00 Ton/m ²

Nota. Propiedades de relleno. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 4.*Propiedades del relleno a nivel de desplante (Ejercicio nro.2)*

Cohesión	C	2.00 Ton/m ²
Ángulo de fricción	Φ	30 °
Peso volumétrico	γ	1.80 Ton/m ³
Profundidad de Desplante	Df	0.82 m
Coefficiente Pasivo	Kp	1.73

Nota. Propiedades de relleno en suelo cohesivo-friccionante. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 5.*Propiedades del relleno – Cohesivo-friccionante (Ejercicio nro.2)*

Cohesión	C	1.05 Ton/m ²
Ángulo de fricción	Φ	28 °
Peso volumétrico	γ	1.80 Ton/m ³
Angulo de inclinación	α	0 °
Coefficiente activo	ka	0.011
Tipo de suelo	Cohesivo-Friccionante	
Profundidad de la zanja	Zo	1.94 m
Sobrecarga	q	1.00 Ton/m ²

Nota. Propiedades de relleno. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 6.*Propiedades del concreto*

Peso volumétrico	γ	2.40 Ton/m ³
Resistencia	F _c	281.00 Kg/cm ²

Nota. Información de concreto a utilizar para el diseño de las retenciones. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 7.*Propiedades del acero*

Peso volumétrico	γ	7.80 Ton/m ³
Resistencia	F _y	4200.00 Kg/cm ²

Nota. Información de concreto a utilizar para el diseño de las retenciones. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

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

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

Cada uno de los valores puede variar debido al análisis del muro de retención y esta dependerá de la altura.

3.1.1. Dimensionamiento del muro en voladizo

Para realizar el dimensionamiento inicial se comenzará por utilizar información vista en el capítulo 2 apartado 2.4.2. Debido a que se pretende realizar un análisis con la altura del muro de dos a cinco metros, dos tipos de suelos distintos y de esta manera las dimensiones serán cambiantes para obtener un diseño optimizado. Se utilizarán los siguientes valores:

Tabla 8.

Dimensionales iniciales (Ejercicio nro. 1)

Altura del muro	Hm	2.00 m
Altura de la pantalla	Hp	1.85 m
Ancho de la corona	Bc	0.20 m
Pendiente _01	M1	0.02
Ángulo Beta	β	90 °
Largo del talón	Bt	0.78 m
Largo de la punta	Bp	0.50 m
Ancho de la base	Bm	0.24 m
Ancho de la losa	B	1.51 m
Peralte de la losa	H _z	0.20 m
Ancho del Escarpe No_01	B1	0.04 m
Ancho del Escarpe No_02	B2	0.00 m
Pendiente No_02	M2	0.00
Nro. De Iteraciones		2

Nota. Dimensionamiento para el análisis y diseño de las retenciones. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

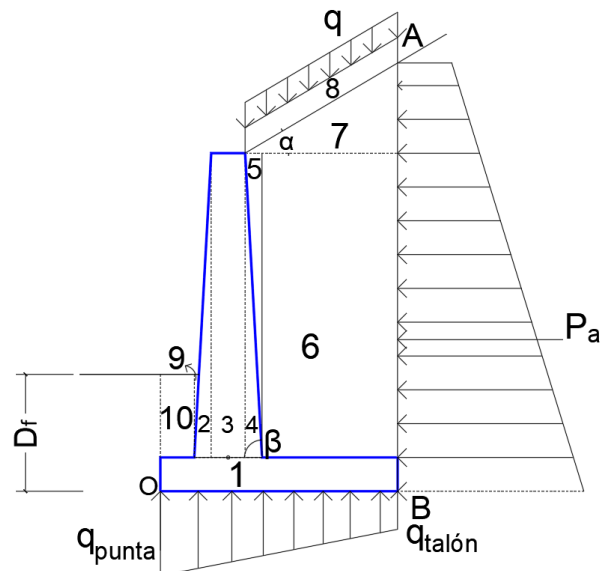
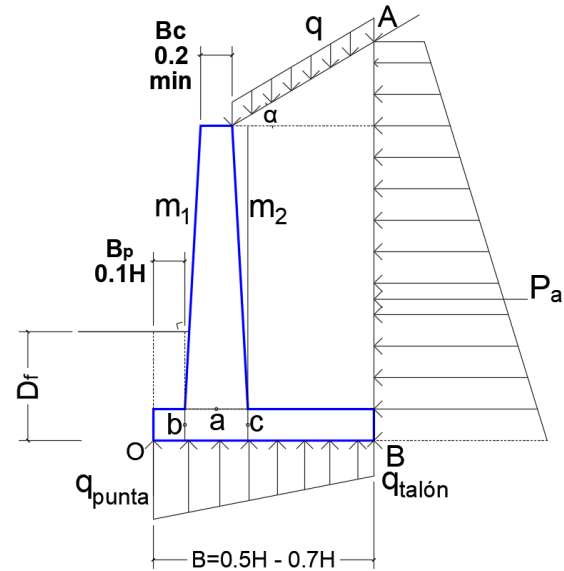
Tabla 9.*Dimensionales iniciales (Ejercicio nro.2)*

Altura del muro	Hm	2.00 m
Altura de la pantalla	Hp	1.85 m
Ancho de la corona	Bc	0.20 m
Pendiente _01	M1	0.02
Ángulo Beta	β	90 °
Largo del talón	Bt	0.62 m
Largo de la punta	Bp	0.19 m
Ancho de la base	Bm	0.24 m
Ancho de la losa	B	1.04 m
Peralte de la losa	H _z	0.20 m
Ancho del Escarpe No_01	B1	0.04 m
Ancho del Escarpe No_02	B2	0.00 m
Pendiente No_02	M ²	0.00
Nro. De Iteraciones		2

Nota. Dimensionamiento para el análisis y diseño de las retenciones. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Figura 6.

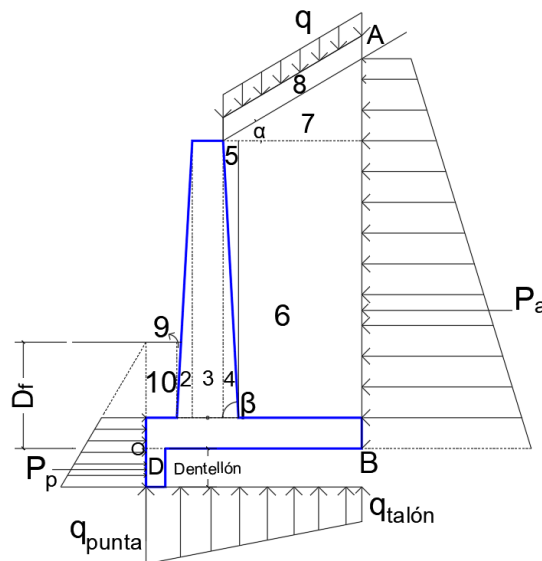
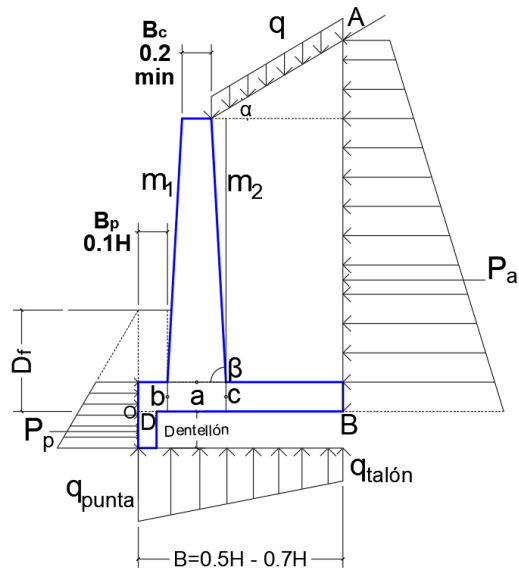
Dimensionamiento muro en voladizo sin dentellón



Nota. Dimensionamiento de muros de retención sin uso de dentellón. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Figura 7.

Dimensionamiento muro en voladizo con dentellón



Nota. Dimensionamiento de muros de retención con uso de dentellón. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

3.1.2. Diagrama de cuerpo libre

En la figura 6 y 7 los diagramas hacen referencia al dimensionamiento de los muros con y sin dentellón, así como el diagrama de cuerpo libre con las presiones. Para los coeficientes activos y pasivos se toma como referencia los mostrados en la tabla II a la tabla V.

Cálculo de empujes horizontales

$$E_{ph} = 0.5 * K_p * \gamma_s * h$$

$$E_{ah} = K_a * \gamma_s * h$$

Donde:

E_{ph} : Empuje pasivo horizontal

E_{ah} : Empuje activo horizontal

K_p : Coeficiente pasivo

K_a : Coeficiente activo

γ_s : Peso específico del suelo

h : Altura donde se analiza la presión

Tabla 10.

Fuerzas debidas a las presiones horizontales sin dentellón (Ejercicio nro.1)

Empuje activo horizontal	E_{ah}	2.11 Ton
Empuje pasivo horizontal	E_{ph}	0.59 Ton

Nota. Presiones horizontales. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 11.*Fuerzas debidas a las presiones horizontales sin dentellón (Ejercicio nro.2)*

Empuje activo horizontal	Eah	0.06 Ton
Empuje pasivo horizontal	Eph	0.19 Ton

Nota. Presiones horizontales. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Ahora se procede a determinar las fuerzas equilibrantes y momentos resistentes.

Tabla 12.*Fuerzas y momentos del muro (Ejercicio nro.1)*

SECCIÓN	ÁREA	PESO POR UNIDAD DE LONGITUD	BRAZO DE PALANCA RESPECTO A O'	MOMENTO RESPECTO A O'
1	0.30 m ²	0.72 Ton	0.76 m	0.55 Ton-m
2	0.03 m ²	0.08 Ton	0.52 m	0.04 Ton-m
3	0.37 m ²	0.89 Ton	0.63 m	0.56 Ton-m
4	0.00 m ²	0.00 Ton	0.73 m	0.00 Ton-m
5	0.00 m ²	0.00 Ton	0.73 m	0.00 Ton-m
6	1.43 m ²	2.58 Ton	1.12 m	2.89 Ton-m
7	0.00 m ²	0.00 Ton	1.25 m	0.00 Ton-m
8	0.78 m ²	0.78 Ton	1.12 m	0.87 Ton-m
9	0.00 m ²	0.01 Ton	0.50 m	0.00 Ton-m
10	0.31 m ²	0.55 Ton	0.25 m	0.14 Ton-m

Nota. Fuerzas y momentos en geometría del muro de retención. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 13.*Fuerzas y momentos del muro (Ejercicio nro.2)*

SECCIÓN	ÁREA	PESO POR UNIDAD DE LONGITUD	BRAZO DE PALANCA RESPECTO A O'	MOMENTO RESPECTO A O'
1	0.21 m ²	0.50 Ton	0.52 m	0.26 Ton-m
2	0.03 m ²	0.08 Ton	0.21 m	0.02 Ton-m
3	0.37 m ²	0.89 Ton	0.32 m	0.29 Ton-m
4	0.00 m ²	0.00 Ton	0.42 m	0.00 Ton-m
5	0.00 m ²	0.00 Ton	0.42 m	0.00 Ton-m
6	1.14 m ²	2.05 Ton	0.73 m	1.49 Ton-m
7	0.00 m ²	0.00 Ton	0.83 m	0.00 Ton-m
8	0.62 m ²	0.62 Ton	0.73 m	0.45 Ton-m
9	0.00 m ²	0.01 Ton	0.19 m	0.00 Ton-m
10	0.11 m ²	0.21 Ton	0.09 m	0.02 Ton-m

Nota. Fuerzas y momentos en geometría del muro de retención. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

3.1.3. Chequeo de estabilidad contra volteo

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 la sobrecarga, como 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 sobrecarga.

El factor de seguridad para muros de retención en voladizo se calcula de la misma manera que los muros de retención por gravedad, de forma que:

$$F_s = \frac{Mr}{Ma} \geq 2.00$$

Debido a que $F_s > 2.00$, chequea la estabilidad contra volteo para suelo friccionante y cohesivo-friccionante.

- Chequeo para suelo friccionante
- Chequeo para suelo cohesivo-friccionante

Tabla 14.

Análisis por volteo (Ejercicio nro.1)

Momento Actuante	Ma	1.69 Ton-m
Σ Momentos Resistentes	5.05 Ton-m	
Σ Momentos Actuantes	1.69 Ton-m	
Factor de Seguridad	2.98	

Nota. Análisis de chequeo por volteo. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 15.

Análisis por volteo (Ejercicio nro.2)

Momento Actuante	Ma	0.05 Ton-m
Σ Momentos Resistentes	2.53 Ton-m	
Σ Momentos Actuantes	0.05 Ton-m	
Factor de Seguridad	51.18	

Nota. Análisis de chequeo por volteo. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

3.1.4. Chequeo de estabilidad por deslizamiento

El muro en voladizo se desliza por los empujes activos, debido al rozamiento entre el concreto de la zapata y el suelo, se genera fricción y esto evita que se deslice.

El factor de seguridad utilizado es proporcional a las fuerzas que tratan de evitar 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:

$$F_s = \frac{F_r}{F_a} \geq 1.50$$

El coeficiente de fricción utilizado es 0.52. por lo cual el valor de factor de seguridad contra el deslizamiento es:

- Suelo puramente friccionante
- Suelo cohesivo-friccionante

Tabla 16.*Análisis por deslizamiento (Ejercicio nro.1)*

Empuje Activo	Eax	2.11 Ton		
Σ Fuerzas Resistentes	1.77 Ton		Fuerza Pasiva	0.59 Ton
Σ Fuerzas Actuantes	2.11 Ton			
Factor de Seguridad Con Fuerza Activa	0.84		Factor de Seguridad Con Fuerza Activa + Pasiva	1.12

Nota. Análisis de chequeo por deslizamiento. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 17.*Análisis por deslizamiento (Ejercicio nro.2)*

Empuje Activo	Eax	0.06 Ton		
Σ Fuerzas Resistentes	1.37 Ton		Fuerza Pasiva	0.19 Ton
Σ Fuerzas Actuantes	0.06 Ton			
Factor de Seguridad Con Fuerza Activa	22.31		Factor de Seguridad Con Fuerza Activa + Pasiva	25.43

Nota. Análisis de chequeo por deslizamiento. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

3.1.5. Chequeo de capacidad soporte del suelo

El muro realiza una presión sobre el suelo, lo cual puede incurrir en asentamientos o fallas de estabilidad para el muro, por lo que es necesario comprobarse que no se superará la capacidad soporte del suelo (Q_{ult} o Q_{adm}).

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, es decir, que las presiones en los extremos inferiores del muro serán distintas. Siendo así se realiza una idealización de las presiones debajo de la base del muro, las cuales se determina de la siguiente forma:

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

Donde la excentricidad es igual a:

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

Donde x es igual a:

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

Por lo tanto, los valores dados se determinan:

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 la presión máxima (q_{\max}) y mínima (q_{\min}), serán los presentados en la tabla XIX y XX.

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.

Tabla 18.

Análisis por capacidad de carga (Ejercicio nro.1)

Resultante =	5.61 Ton			
Excentricidad	e	-0.16 m	e	0.16 m
	$e \leq B/6$	Me	-0.88 Ton-m	
B/6 =	0.25 m			
LOS ESFUERZOS MÁXIMO Y MINIMO SON A COMPRESIÓN				
σ_{\max}	6.03 Ton/m ²	Q _{adm}	6.08 Ton/m ²	
σ_{\min}	1.40 Ton/m ²			
$\sigma_{\max} \leq Q_{adm}$	SI PASA			
$\sigma_{\min} \leq Q_{adm}$	SI PASA			
Factor de Seguridad	1.01			

Nota. Análisis de chequeo por capacidad de carga. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 19.*Análisis por capacidad de carga (Ejercicio nro.2)*

Resultante =	4.35 Ton		
Excentricidad	e	0.05 m	e 0.05 m
	$e \leq B/6$		Me 0.22Ton-m
B/6 =	0.17 m		
LOS ESFUERZOS MÁXIMO Y MINIMO SON A COMPRESIÓN			
σ max	2.98 Ton/m ²	Q_{adm}	13.90 Ton/m ²
σ min	5.38 Ton/m ²		
σ max $\leq Q_{adm}$	SI PASA		
σ min $\leq Q_{adm}$	SI PASA		
Factor de Seguridad	4.67		

Nota. Análisis de chequeo por capacidad de carga. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

En ejercicio nro.1 si el factor de seguridad a cumplir fuera F.S. >1.50 este no cumpliría dado que el valor es menor, caso contrario en el ejercicio nro.2

3.2. Diseño del acero

Para el diseño del armado del muro en voladizo es necesario recordar, que el acero trabaja a tensión y que se utiliza para resistir este tipo de esfuerzo debido a 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-14, mismas que serán usadas en el sistema de esfuerzos en kilogramos fuerza sobre centímetros cuadrados.

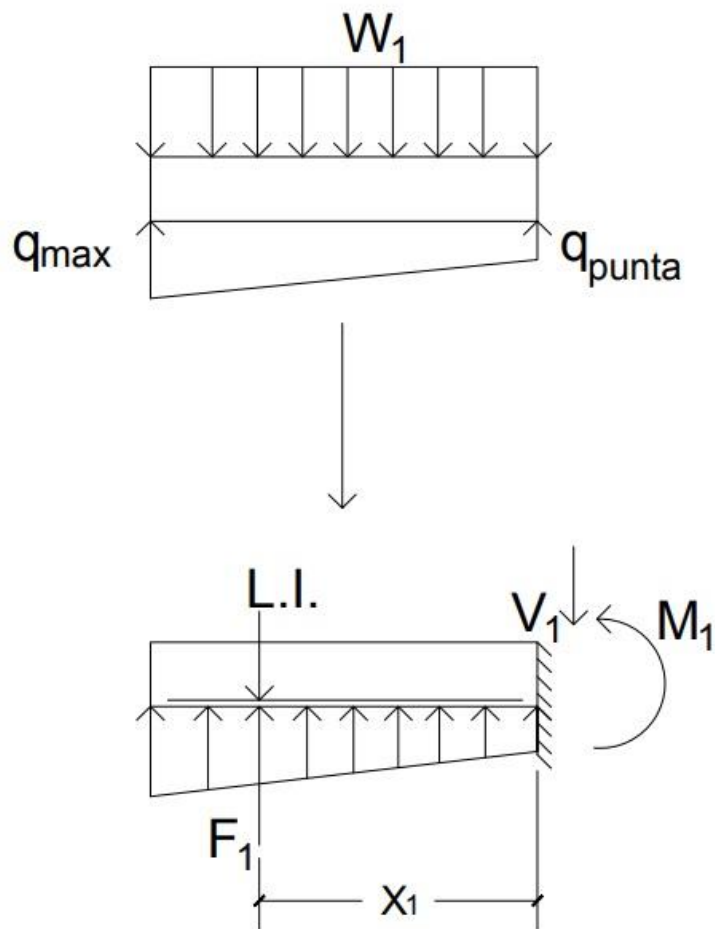
3.2.1. Diseño del pie

Dado que se desea tener un diseño económico, las dimensiones a considerar en la altura de la zapata y longitud de pie tendrán variación según la altura de muro analizada.

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 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 varias partes.

Figura 8.

Presiones debidas al suelo



Nota. Presiones producidas por el suelo. Elaboración propia, realizado con AutoCAD;

Para simplificar los cálculos se determinará la pendiente que intercepta el valor máximo de la presión y el valor mínimo de la presión. Posteriormente los valores q_1 y q_2 .

A continuación, se obtendrán los valores de cada fuerza, para dicho calculo la fuerza será P.

Tabla 20.

Suelo puramente friccionante (Ejercicio nro.1)

Nro.	X	P
1		0.36 Ton
2	0.19 m	0.48 Ton
3	0.37 m	0.60 Ton
4	0.56 m	0.72 Ton
5	0.74 m	0.84 Ton
6	0.93 m	0.96 Ton
7	1.11 m	1.08 Ton
8	1.30 m	1.20 Ton
9	1.48 m	1.32 Ton
10	1.67 m	1.44 Ton
11	1.85 m	1.56 Ton

Nota. Presiones producidas por el suelo. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 21.

Suelo cohesivo-friccionante (Ejercicio nro.2)

Nro.	X	P
1		0.01 Ton
2	0.19 m	0.01 Ton
3	0.37 m	0.02 Ton
4	0.56 m	0.02 Ton
5	0.74 m	0.02 Ton
6	0.93 m	0.03 Ton
7	1.11 m	0.03 Ton
8	1.30 m	0.04 Ton
9	1.48 m	0.04 Ton
10	1.67 m	0.04 Ton
11	1.85 m	0.05 Ton

Nota. Presiones producidas por el suelo. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

3.2.1.1. Chequeo por corte

El cortante último (V_u), es la suma de las fuerzas multiplicadas por un factor de carga igual a 1.7, por lo tanto, el valor del cortante último, se calcula tomando como referencia la figura 6 y 7.

Área delimitante por descontar según figuras antes mencionadas son:

- P10
- Pb
- PD

Por tanto, el cortante último se calcula de la siguiente forma:

$$V_u = 1.7(-P_{10} - P_b - P_d + \Sigma P_{pie})$$

El peralte efectivo "d" será determinado como:

$$d = t - rec - \frac{\phi_{varilla}}{2}$$

Donde:

t= espesor del pie

Rec= recubrimiento (utilizar 7.50 cm)

$\phi_{varilla}$ = diámetro de la varilla

Se procede a comparar el valor del cortante resistente (V_{cr}) con el valor del cortante último (V_u). Hay que recordar que la base trabajada para los muros de retención será variable según la altura en la que se esté analizando.

$$V_{cr} = 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

Donde:

f'_c = resistencia del concreto

b= Base de cimentación

d= Peralte efectivo

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

3.2.1.2. Chequeo por flexión

Se realiza idealizando el elemento de concreto reforzado sometido a momentos flectores, en el cual la interacción de concreto acero se da para resistir los esfuerzos a tensión y compresión. 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 eje o punto O' , multiplicado por el factor de carga igual a 1.7, por tanto, el valor del momento último será:

$$M_u = 1.7 \left((F1 + F2) * \frac{Lp}{2} - F3 * \frac{Lp}{2} - F4 * \frac{2Lp}{3} \right)$$

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

$$A_{sreq} = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right) * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

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

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} * bd \text{ (ACI 318 - 14)}$$

El área de acero máximo está dada por:

$$A_{smax} = 0.50 * \frac{0.85 * B * f'c * 6090}{fy(fy + 6090)} * bd$$

Se analiza el acero requerido para el pie y cada uno de los elementos estudiados en el muro, el cual se usará la optimización de material en cada uno de los elementos.

3.2.1.3. Armado del pie

Se propone el siguiente armado para el pie:

- Se considera un área de acero igual o mayor que la del acero mínimo, se usarán 8 varillas de acero nro. 3 a cada 14.00 cm para proporcionar 5.68 cm², de forma longitudinal y en ambos ejercicios.
- Para acero por temperatura se usarán 8 varillas de acero nro. 3 a cada 14.00 cm, proporcionando 5.68 cm², de forma transversal y en ambos ejercicios.

Tabla 22.

Armado de acero longitudinal para pie

	VARILLA	ÁREA	SEPARACIÓN	CANTIDAD DE VARILLAS
EJERCICIO NRO. 1	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas
EJERCICIO NRO. 2	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas

Nota. Refuerzo en pie del muro. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 23.

Armado de acero transversal para pie

	VARILLA	ÁREA	SEPARACIÓN	CANTIDAD DE VARILLAS
EJERCICIO NRO. 1	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas
EJERCICIO NRO. 2	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas

Nota. Refuerzo en pie del muro. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

3.2.2. Diseño del talón

Para realizar el diseño del talón será el mismo procedimiento, por tanto, no serán mencionadas nuevamente las ecuaciones.

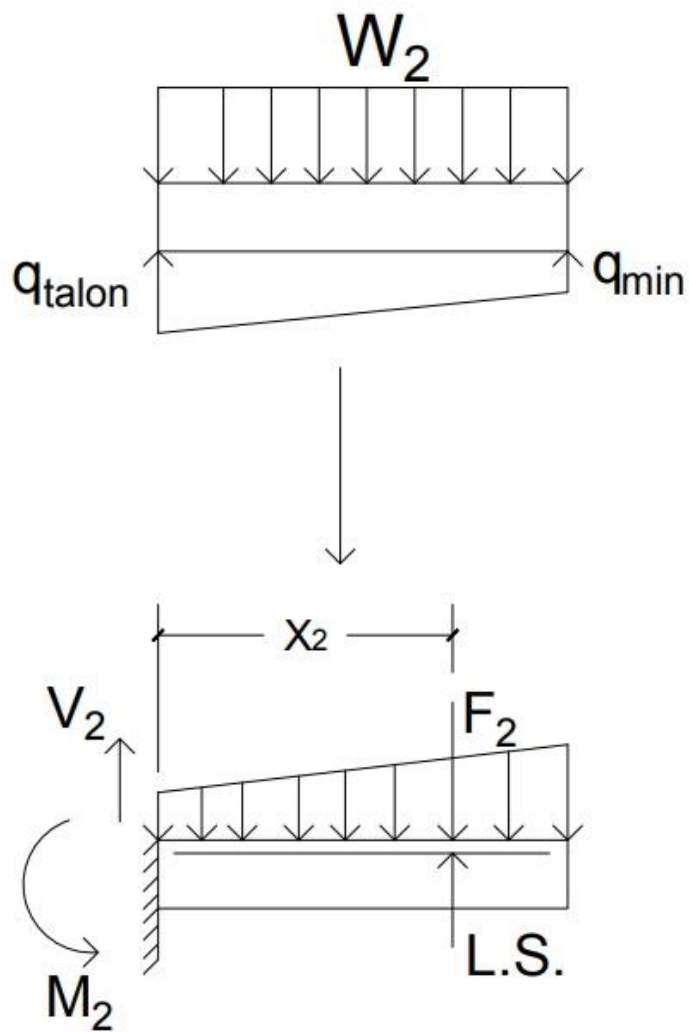
La longitud del talón (Bt) y un espesor de losa (Hz) según se realice el análisis tendrá variación en las dimensiones.

Las fuerzas también serán calculadas de la misma forma en que se ha hecho el pie.

Se determinan los valores de la sumatoria de fuerzas y sumatoria de momentos con respecto a "o", nombrados F y M, según la enumeración de la figura 9.

Figura 9.

Presiones aplicadas en el talón



Nota. Presiones producidas por el suelo. Elaboración propia, realizado en AutoCAD.

3.2.2.1. Chequeo por corte

El cortante último será calculado como se realizó en el pie:

$$V_u = 1.7(-P_{10} - P_b - P_d + \Sigma P_{pie})$$

$$V_{cr} = 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d$$

De esta forma si el $V_{cr} > V_u$ es permisible.

3.2.2.2. Chequeo por flexión

Para el momento último será calculado de la misma manera como se hizo en el pie, por lo cual el área de acero requerido será la optimización para este elemento.

En este punto se han calculado las áreas de acero requeridas, con el fin de lograr disminuir la cantidad de acero, según lo requerido para el elemento y optimizando la cantidad de material.

3.2.2.3. Armado del talón

Se propone el siguiente armado para el talón:

- Se considera un área de acero igual o mayor que la del acero mínimo, se usarán 8 varillas de acero nro. 3 a cada 14.00 cm para proporcionar 5.68 cm^2 , de forma longitudinal y en ambos ejercicios.
- Para acero por temperatura se usarán 8 varillas de acero nro. 3 a cada 14.00 cm, proporcionando 5.68 cm^2 , de forma transversal y en ambos ejercicios.

Tabla 24.

Armado de acero longitudinal para talón

	VARILLA	ÁREA	SEPARACIÓN	CANTIDAD DE VARILLAS
EJERCICIO NRO. 1	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas
EJERCICIO NRO. 2	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas

Nota. Refuerzo en talón del muro. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 25.

Armado de acero transversal para talón

	VARILLA	ÁREA	SEPARACIÓN	CANTIDAD DE VARILLAS
EJERCICIO NRO. 1	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas
EJERCICIO NRO. 2	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas

Nota. Refuerzo en talón del muro. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

3.2.3. Diseño de pantalla

De la misma manera como los elementos anteriores, la pantalla se diseña chequeando corte, flexión y diseñando un acero de refuerzo. Para economizar se diseñará en tres partes.

Las fórmulas para el diseño de la pantalla son las mismas utilizadas en los elementos anteriores.

3.2.3.1. Chequeo por cortante

El cortante último será calculado como se realizó en el pie:

$$V_u = 1.7(-P_{10} - P_b - P_d + \Sigma P_{pie})$$

$$V_{cr} = 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

De esta forma si el $V_{cr} > V_u$ es permisible.

3.2.3.2. Chequeo por flexión

Para el momento último será calculado de la misma manera como se hizo en los elementos anteriores, por lo cual el área de acero requerido será la optimización para este elemento.

En este punto se han calculado las áreas de acero requeridas, con el fin de lograr disminuir la cantidad de acero, según lo requerido, de forma que la configuración del armado, también se realice por sección.

3.2.3.3. Armado de pantalla

Se propone el siguiente armado para la pantalla:

- Se considera un área de acero igual o mayor que la del acero mínimo, se usará 19 varillas de acero nro. 4 a cada 14.00 cm para proporcionar 24.13 cm^2 , para el armado principal tomando en cuenta las tres partes en que se diseñó y en ambos ejercicios.

- Para el acero por temperatura se usarán 7 varillas de acero nro. 4 a cada 14.00 cm, proporcionando 8.89 cm^2 , de forma transversal y en ambos ejercicios

Tabla 26.

Armado de acero longitudinal para pantalla

	VARILLA	ÁREA	SEPARACIÓN	CANTIDAD DE VARILLAS
EJERCICIO NRO. 1	1/4"	24.13 cm^2	14.00 cm	19 varillas
EJERCICIO NRO. 2	1/4"	24.13 cm^2	14.00 cm	19 varillas

Nota. Refuerzo en pantalla del muro. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 27.

Armado de acero transversal para pantalla

	VARILLA	ÁREA	SEPARACIÓN	CANTIDAD DE VARILLAS
EJERCICIO NRO. 1	1/4"	8.89 cm^2	14.00 cm	7 varillas
EJERCICIO NRO. 2	1/4"	8.89 cm^2	14.00 cm	7 varillas

Nota. Refuerzo en pantalla del muro. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

3.2.4. Diseño del Dentellón

Se utiliza un diente o dentellón cuando la resistencia a la fricción entre la base del muro y el suelo del cimiento no es suficiente para tener un factor de

seguridad al deslizamiento adecuado. La posición del diente puede darse debajo de la pantalla para dar un anclaje adicional a la armadura de esta, aunque es más efectivo colocarlo más atrás en la parte del talón como se indica en la figura 7.

Para el diseño del dentellón se considera que actúa una presión pasiva que se muestra en la figura 7.

3.2.4.1. Chequeo por corte

El cortante último será calculado como se realizó en los elementos anteriores:

$$V_u = 1.7(-P_{10} - P_b - P_d + \Sigma P_{pie})$$

$$V_{cr} = 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

De esta forma si el $V_{cr} > V_u$ es permisible.

3.2.4.2. Chequeo por flexión

Para el momento último del dentellón será calculado de la misma forma como se hizo en los elementos anteriores, por lo cual el área de acero requerido será la optimización para este elemento.

En este punto se han calculado las áreas de acero requeridas, con el fin de lograr disminuir la cantidad de acero, según lo requerido, de forma que la configuración del armado, también se realice por sección.

3.2.4.3. Armado del dentellón

Se propone el siguiente armado para la pantalla:

- Se considera un área de acero igual o mayor que la del acero mínimo, se usará 8 varillas de acero nro. 3 a cada 14.00 cm para proporcionar 5.68 cm², para el armado principal tomando en cuenta las tres partes en que se diseñó y en ambos ejercicios.
- Para el acero por temperatura se usarán 8 varillas de acero nro.3 a cada 14.00 cm, proporcionando 5.68 cm², de forma transversal y en ambos ejercicios

Tabla 28.

Armado de acero longitudinal para dentellón

	VARILLA	ÁREA	SEPARACIÓN	CANTIDAD DE VARILLAS
EJERCICIO NRO. 1	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas
EJERCICIO NRO. 2	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas

Nota. Refuerzo en dentellón del muro. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Tabla 29.

Armado de acero transversal para dentellón

	VARILLA	ÁREA	SEPARACIÓN	CANTIDAD DE VARILLAS
EJERCICIO NRO. 1	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas
EJERCICIO NRO. 2	3/8"	5.68 cm ²	14.00 cm	8 varillas

Nota. Refuerzo en dentellón del muro. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Se adjunta link con la siguiente información:

- Análisis y diseño de muros de retención en voladizo con y sin dentellón optimizando materiales – PF1 (Puramente friccionante).
- Análisis y diseño de muros de retención en voladizo con y sin dentellón optimizando materiales – CF2 (Cohesivo friccionante).

<https://drive.google.com/drive/folders/1zq-0Ek5Z807ZgF9lgdfgl4zOfwbsokkW?usp=sharing>

4. RESULTADOS

Para el diseño óptimo, se realizaron análisis y diseño de muros a cada 0.50 metros, presentado en el apéndice A y apéndice B. Dependiendo del tipo de suelo utilizado en el relleno, se seleccionó el análisis óptimo de los resultados obtenidos.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos de muros de retención en voladizo para alturas con mayor optimización según tipo de suelo.

Figura 10.

Optimización de recursos

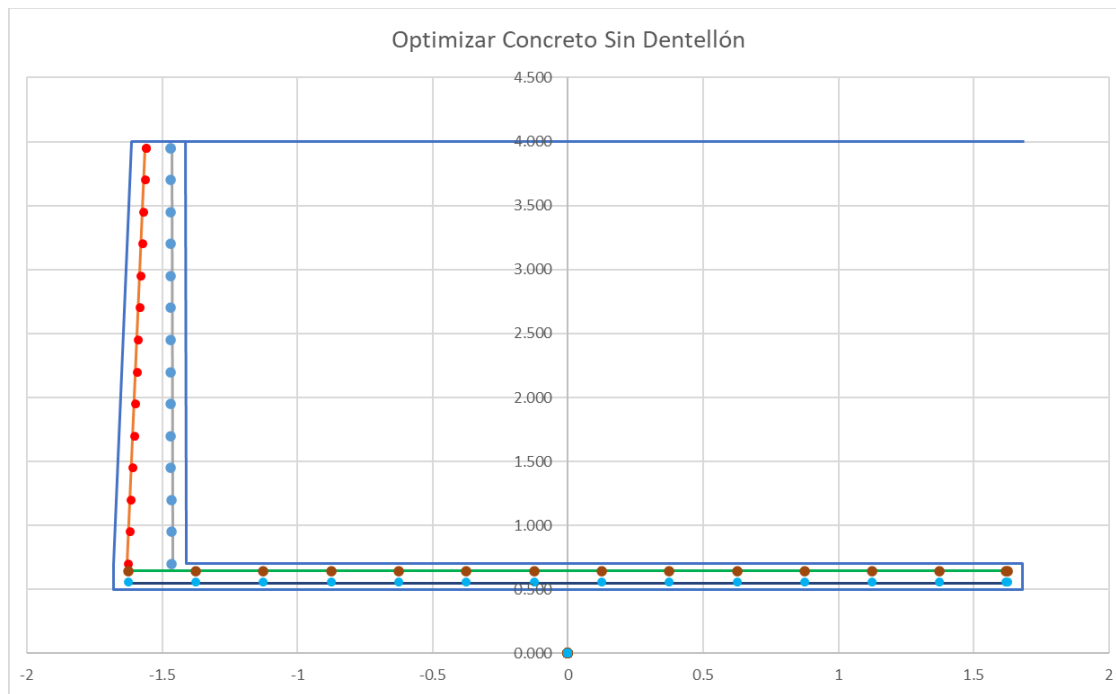
ARMADO DE PUNTA								
TIPO DE SUELO	APLICACIÓN DE DIENTE	ALTURA DE MURO	ARMADO PRINCIPAL	NO. DE VARILLA	SEPARACIÓN	ARMADO SECUNDARIO	NO. DE VARILLA	SEPARACIÓN
PURAMENTE FRICCIONANTE	Sin Dentellón	3.50 m	0.28 var	1	7.00 cm	4.00 var	16	7.00 cm
COHESIVO - FRICCIONANTE	Con Dentellón	4.50 m	8.00 var	3	14.00 cm	8.00 var	3	14.00 cm
ARMADO DE TALON								
PURAMENTE FRICCIONANTE	Sin Dentellón	3.50 m	4.00 var	16	1.15 cm	0.23 var	1	0.41 cm
COHESIVO - FRICCIONANTE	Con Dentellón	4.50 m	7.00 var	4	14.00 cm	7.00 var	4	14.00 cm
ARMADO DE DENTELLON								
PURAMENTE FRICCIONANTE	Sin Dentellón	3.50 m						
COHESIVO - FRICCIONANTE	Con Dentellón	4.50 m	8.00 var	3	14.00 cm	8.00 var	3	14.00 cm
ARMADO DE PANTALLA								
PURAMENTE FRICCIONANTE	Sin Dentellón	3.50 m	23.00 var	4	14.00 cm	9.00 var	4	12.00 cm
COHESIVO - FRICCIONANTE	Con Dentellón	4.50 m	21.00 var	4	12.00 cm	7.00 var	4	12.00 cm

Nota. Resultados obtenidos para el diseño del muro de retención. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Como se puede observar, existe una optimización de recursos, por tanto, una optimización de costos considerable en muros de retención en voladizo analizando con suelo puramente friccionante en 3.50 metros de altura sin dentellón y cohesivo-friccionante en 4.50 metros de altura utilizando dentellón.

Figura 11.

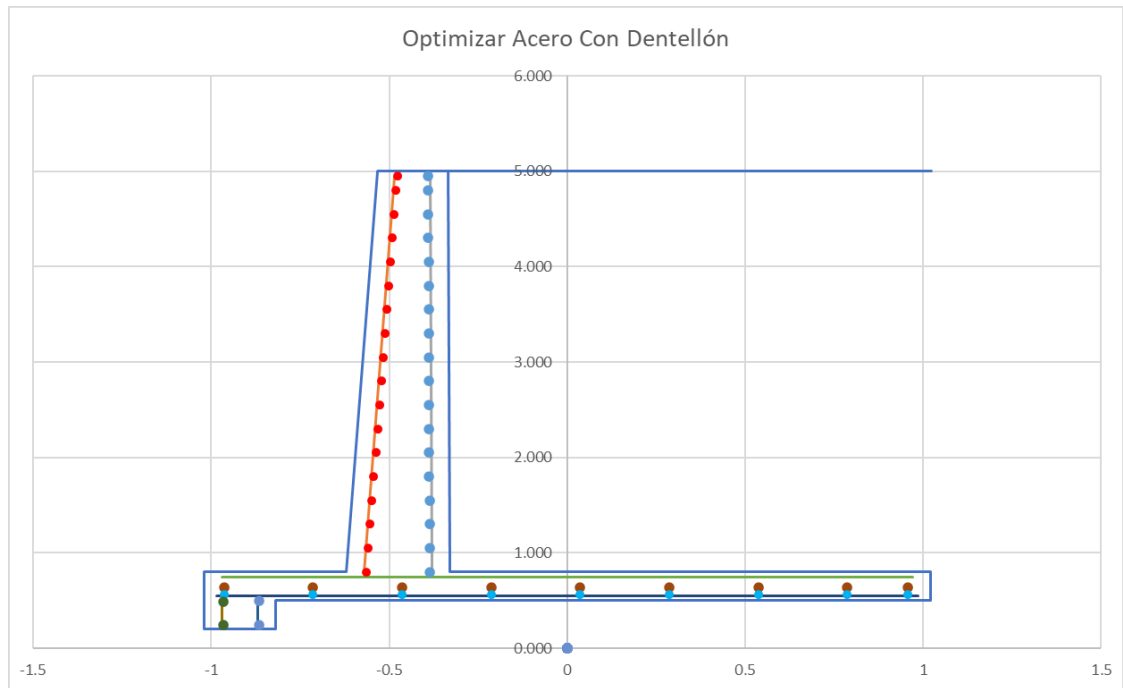
Armado para muro de 3.50 metros con suelo puramente friccionante



Nota. Armado de muro de retención sin uso de dentellón. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Figura 12.

Armado para muro de 4.50 metros con suelo cohesivo-friccionante



Nota. Armado de muro de retención con uso de dentellón. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

CONCLUSIONES

1. El análisis de muro de retención en voladizo para suelo friccionante comprueba que no es necesario el utilizar un dentellón para la optimización de materiales, caso contrario para suelo cohesivo-friccionante el cual se comprueba que es necesario el utilizar un dentellón dado que el factor de seguridad requiere de dimensiones muy grandes de muro. Se optimizaron los recursos según el tipo de suelo y el uso de un dentellón en caso de tener un relleno con suelo cohesivo-friccionante.
2. Las dimensiones del muro de retención presentan cambios respecto a la altura de análisis y relleno, en los cuales algunos diseños no son factibles.
3. El muro de retención en voladizo con suelo puramente cohesivo donde se optimizan las dimensionales del muro, recursos y se presentan una alta capacidad de carga en la cimentación.
4. El diseño de un muro con altura 3.50 metros para suelo puramente friccionante y un muro con altura de 4.50 metros cohesivo-friccionante, son óptimos en dimensiones y diseño
5. Incide en sobredimensionamiento para el muro un relleno con suelo cohesivo-friccionante ya que el factor de seguridad por deslizamiento requiere de dimensiones muy grandes y se debe contemplar el uso de un dentellón.

RECOMENDACIONES

1. Realizar un estudio de suelos del terreno previo para tener un estricto control del material del lugar y material de relleno, así garantizar que el recurso utilizado cumpla con los requerimientos para el diseño del muro de retención.
2. Tener especial atención a los diferentes tipos de suelos con los que se realizan los análisis y diseños debido al cambio que se puede dar en el muro.
3. Considerar que en suelo cohesivo-friccionante se tome en cuenta el uso de un dentellón para poder cumplir con los factores de seguridad por el deslizamiento y optimizar los recursos deseados.
4. Realizar una sustitución de suelo en caso de no contar con un buen material y que el relleno cumpla con el control de laboratorio de suelos.
5. Realizar mantenimiento de los muros de retención como parte de la seguridad integral de los habitantes y reducción de vulnerabilidad, el cual depende de las condiciones reales de la ubicación de la obra.
6. Construir obras secundarias hidráulicas adecuadas como parte de seguridad de la obra de esta forma prolongar la vida de la construcción.
7. Realizar los estudios pertinentes de suelos para poder realizar el análisis y diseño del muro de retención.

REFERENCIAS

Anónimo. (2 de septiembre de 2021). Se inician proyectos de Muros de Contención, beneficiando a familias en vulnerabilidad. *Prensa*. Obtenido de <https://prensa.gob.gt/comunicado/se-inician-proyectos-de-muros-de-contencion-beneficiando-familias-en-vulnerabilidad>

Crespo, C. (2010). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Limusa.

Das, B. M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. International Thomson Editores.

Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Cengage Learning.

Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning.

Instituto Americano del concreto, C. A.-1. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14)*.

Leoncio, M. (2015). *Estudio comparativo de costos entre muros de contención por gravedad, en voladizo y suelo reforzado*. Tesis de pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala. Obtenido de <http://www.repositorio.usac.edu.gt/510/1/Miguel%20Eduardo%20Leoncio%20Avalos.pdf>

Pineda, S. D. (23 de julio de 2023). Nuevo derrumbe bloquea el paso en Libramiento de Chimaltenango: emergencias en la “Megaobra” se han repetido 25 veces. *Prensa Libre*. Obtenido de <https://www.prensalibre.com/guatemala/comunitario/nuevo-derrumbe-bloquea-el-paso-en-libramiento-de-chimaltenango-emergencias-en-la-megaobra-se-han-repetido-25-veces-breaking/>

Ramírez, Á., Sánchez, A., Aroche, C., & Luna, F. (2019). *Análisis y diseño de muros de contención*. Ensayo, Universidad de Guanajuato, Facultad de Ingeniería, Guanajuato.

SEGEPLAN. (2019). *Construcción muro de contención asentamiento Anexo Sur Villa Lobos II, Zona 12, Villa Nueva, Guatemala*. Obtenido de [https://snip.segeplan.gob.gt/share/SCHE\\$\\$INIP/OTROS_DOCUMENTOS/148405-DOLXUZVPLA.pdf](https://snip.segeplan.gob.gt/share/SCHE$$INIP/OTROS_DOCUMENTOS/148405-DOLXUZVPLA.pdf)

APÉNDICES

Apéndice 1.

Muros de retención en voladizo

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACIÓN DE RECURSO	Geometría del Muro de Contención Final													
		Hm	Hp	Bc	M_01	β	Bt	Bp	Bm	B	Hz	B_01	B_02	M_02	
Sin Dentellón	Optimizar Acero	3.50 m	3.30 m	0.20 m	0.02	90 °	2.90 m	0.02 m	0.27 m	3.19 m	0.33 m	0.07 m	0.00 m	0.00	
		3.50 m	3.30 m	0.20 m	0.02	90 °	2.99 m	0.04 m	0.27 m	3.30 m	0.33 m	0.07 m	0.00 m	0.00	
	Optimizar Concreto	3.50 m	3.30 m	0.20 m	0.02	90 °	2.90 m	0.02 m	0.27 m	3.19 m	0.20 m	0.07 m	0.00 m	0.00	
		3.50 m	3.30 m	0.20 m	0.02	90 °	3.09 m	0.00 m	0.27 m	3.36 m	0.20 m	0.07 m	0.00 m	0.00	

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACIÓN DE RECURSO	Factores de Seguridad					
		Hm	Deslizamiento	Volteo	Capacidad de Carga		
					σ max	σ min	F.S
Sin Dentellón	Optimizar Acero	3.50 m	1.50	5.80	11.25	3.60	1.00
		3.50 m	1.50	6.13	11.29	4.05	1.00
	Optimizar Concreto	3.50 m	1.50	5.80	11.25	3.60	1.00
		3.50 m	1.50	6.10	11.09	3.74	1.03

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACIÓN DE RECURSO	Diseño de Cimentación						
		Diseño de Punta						
		Hm	Armado Principal			Armado Secundario		
			No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
Sin Dentellón	Optimizar Acero	3.50 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm
		3.50 m	8 Varillas	4	12.00 cm	8 Varillas	4	12.00 cm
	Optimizar Concreto	3.50 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm
		3.50 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm

Continuación del apéndice 1.

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño de Cimentación						
		Diseño de Talón						
		Armado Principal			Armado Secundario			
		Hm	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
Sin Dentellón	Optimizar Acero	3.50 m	8 Varillas	4	12.00 cm	8 Varillas	4	12.00 cm
		3.50 m	8 Varillas	4	12.00 cm	8 Varillas	4	12.00 cm
	Optimizar Concreto	3.50 m	10 Varillas	5	10.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm
		3.50 m	10 Varillas	5	10.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño de Pantalla									
		Armado Principal									
		H = H			H = H/2			H=0			
		Hm	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
Sin Dentellón	Optimizar Acero	3.50 m	8 Varillas	4	14.00 cm	7 Varillas	4	14.00 cm	6 Varillas	4	14.00 cm
		3.50 m	8 Varillas	4	14.00 cm	7 Varillas	4	14.00 cm	6 Varillas	4	14.00 cm
	Optimizar Concreto	3.50 m	8 Varillas	4	14.00 cm	7 Varillas	4	14.00 cm	6 Varillas	4	14.00 cm
		3.50 m	8 Varillas	4	14.00 cm	7 Varillas	4	14.00 cm	6 Varillas	4	14.00 cm

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño de Pantalla			
		Armado Secundario			
		Hm	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
		Sin Dentellón	Optimizar Acero	3.50 m	7 Varillas
3.50 m	7 Varillas			4	14.00 cm
Optimizar Concreto	3.50 m		7 Varillas	4	14.00 cm
	3.50 m		7 Varillas	4	14.00 cm

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño del Dentellón								
		Concreto		Armado Principal			Armado Secundario			
		Hm	Ancho	Altura	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
		Sin Dentellón	Optimizar Acero	3.50 m						
3.50 m										
Optimizar Concreto	3.50 m									
	3.50 m									

Nota. Resultados optimizando materiales con suelo puramente friccionante. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.

Apéndice 2.

Muros de retención en voladizo utilizando suelo cohesivo-friccionante

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Geomtría del Muro de Contención Final													
		Hm	Hp	Bc	M_01	β	Bt	Bp	Bm	B	H _z	B_01	B_02	M_02	
Con Dentellón	Optimizar Acero	4.50 m	4.30 m	0.20 m	0.02	90 °	1.35 m	0.29 m	0.29 m	1.93 m	0.29 m	0.09 m	0.00 m	0.00	
		4.50 m	4.30 m	0.20 m	0.02	90 °	1.35 m	0.40 m	0.29 m	2.04 m	0.30 m	0.09 m	0.00 m	0.00	
	Optimizar Concreto	4.50 m	4.30 m	0.20 m	0.02	90 °	1.35 m	0.29 m	0.29 m	1.93 m	0.20 m	0.09 m	0.00 m	0.00	
		4.50 m	4.30 m	0.20 m	0.02	90 °	1.35 m	0.42 m	0.29 m	2.06 m	0.20 m	0.09 m	0.00 m	0.00	

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Factores de Seguridad					
		Hm	Deslizamiento	Volteo	Capacidad de Carga		
					σ max	σ min	F.S
Con Dentellón	Optimizar Acero	4.50 m	1.51	2.64	17.01	0.06	1.19
		4.50 m	1.50	2.51	16.43	0.10	1.22
	Optimizar Concreto	4.50 m	1.51	2.64	17.01	0.06	1.19
		4.50 m	1.51	2.50	15.98	0.09	1.26

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño de Cimentación						
		Diseño de Punta						
		Hm	Armado Principal			Armado Secundario		
			No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
Con Dentellón	Optimizar Acero	4.50 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm
		4.50 m	7 Varillas	4	14.00 cm	7 Varillas	4	14.00 cm
	Optimizar Concreto	4.50 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm
		4.50 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño de Cimentación						
		Diseño de Talón						
		Hm	Armado Principal			Armado Secundario		
			No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
Con Dentellón	Optimizar Acero	4.50 m	7 Varillas	4	14.00 cm	7 Varillas	4	14.00 cm
		4.50 m	7 Varillas	4	14.00 cm	7 Varillas	4	14.00 cm
	Optimizar Concreto	4.50 m	7 Varillas	5	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm
		4.50 m	8 Varillas	5	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm

Continuación de apéndice 2.

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño de Pantalla									
		Armado Principal									
		H = H			H = H/2			H=0			
		Hm	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
Con Dentellón	Optimizar Acero	4.50 m	8 Varillas	4	12.00 cm	7 Varillas	4	12.00 cm	6 Varillas	4	12.00 cm
		4.50 m	8 Varillas	4	12.00 cm	7 Varillas	4	12.00 cm	6 Varillas	4	12.00 cm
	Optimizar Concreto	4.50 m	8 Varillas	4	12.00 cm	7 Varillas	4	12.00 cm	6 Varillas	4	12.00 cm
		4.50 m	8 Varillas	4	12.00 cm	7 Varillas	4	12.00 cm	6 Varillas	4	12.00 cm

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño de Pantalla			
		Armado Secundario			
		Hm	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
		Con Dentellón	Optimizar Acero	4.50 m	7 Varillas
4.50 m	7 Varillas			4	12.00 cm
Optimizar Concreto	4.50 m		7 Varillas	4	12.00 cm
	4.50 m		7 Varillas	4	12.00 cm

APLICACIÓN DE DIENTE	OPTIMIZACION DE RECURSO	Diseño del Dentellón								
		Concreto			Armado Principal			Armado Secundario		
		Hm	Ancho	Altura	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación	No. De Varillas	No. De Varilla	Separación
		Con Dentellón	Optimizar Acero	4.50 m	0.20 m	0.20 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas
4.50 m	0.20 m			0.29 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm
Optimizar Concreto	4.50 m		0.20 m	0.20 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm
	4.50 m		0.20 m	0.31 m	8 Varillas	3	14.00 cm	8 Varillas	3	14.00 cm

Nota. Resultados optimizando materiales con suelo cohesivo-friccionante. Elaboración propia, realizado en Microsoft Excel.