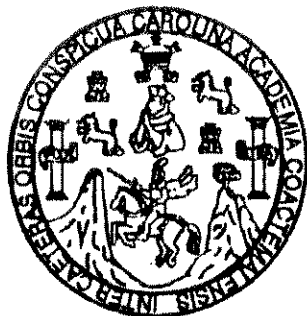


**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA**



DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION DE SUELOS

TESIS

*Presentada a la Junta Directiva
de la Facultad de Ingeniería de la
Universidad de San Carlos de Guatemala*

Por

CORNELIO DAVID DE LEON ROBLERO

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

Guatemala, abril de 1997.

08
T(3973)
C.4

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE SUELOS

tema que me fuera aprobado por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería.



CORNELIO DAVID DE LEÓN ROBLERO

JUNTA DIRECTIVA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS



MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Herbert René Miranda Barrios.
VOCAL PRIMERO:	Ing. Miguel Ángel Sánchez Guerra.
VOCAL SEGUNDO:	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano.
VOCAL TERCERO:	Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez.
VOCAL CUARTO:	Br. Víctor Rafael Lobos Aldana.
VOCAL QUINTO:	Br. Wagner Gustavo López Cáceres.
SECRETARIO:	Ing. Gilda Marina Castellanos de Illescas.

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Julio Ismael González Podzueck.
EXAMINADOR:	Ing. Jorge Alfredo Baechli Alburez.
EXAMINADOR:	Ing. Arlington Samuel Marroquin Ruiz.
EXAMINADOR:	Ing. Julio Guillermo García Ovalle.
SECRETARIO:	Ing. Francisco Javier González López.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, marzo 06 de 1996

Ingeniero
Jack Douglas Ibarra,
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil,
Facultad de Ingeniería,
U S A C.

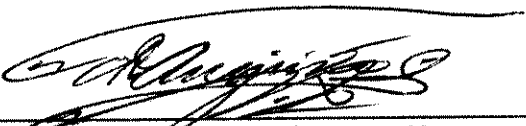
Señor Director

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado **DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE SUELOS**, elaborado por el estudiante universitario Cornelio David de León Roblero, y asesorado por el Ing. Edgar Fernando Valenzuela V.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la ingeniería civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,


Ing. Ricardo A. Ibarra M.
Jefe Depto. de Estructuras

Guatemala, 06 de febrero de 1,997

Ingeniero
Ricardo A. Ibarra M.
Jefe
Departamento de Estructuras
Facultad de Ingeniería
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS


Estimado Ingeniero:

Me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones del caso, para el trabajo de tesis titulado DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE SUELOS, trabajo realizado por el estudiante CORNELIO DAVID DE LEÓN ROBLERO.

Habiendo llenado dicho trabajo los requerimientos planteados originalmente, hago constar que el mismo ha sido aprobado de mi parte.

Con un cordial saludo, me suscribo, atentamente,

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Ing. Edgar F. Valenzuela V.
Asesor.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ing. Edgar Fernando Valenzuela Villanueva y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ricardo Augusto Ibarra M., del trabajo de tesis del estudiante Cornelio David de León Roblero, titulado DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE SUELOS, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, abril de 1, 1997.

JDIS/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

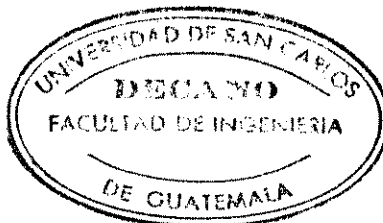
Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis **DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE SUELOS**, del estudiante Cornelio David de León Roblero, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Herbert René Miranda Barrios

DECANO



Guatemala, abril de 1, 1997

/bbdeb.

DEDICATORIA

Acto que dedico a:

-Jesucristo mi Señor y Salvador.

-Mi padre (hoy con el Señor): Pastor Matías Everildo de León Zunún.

-Mi madre: Ana Roblero Vda. de de León.

-Mis hermanos: Dorkas y Libni de León Roblero.

-Mi esposa: Marina C. Méndez de de León.

-Mi hija: Débora Ester de León Méndez.

-Mi abuelita: Marquina Roblero.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS:

Por su misericordia infinita al concederme esta meta.

Mi querida esposa:

Por su gran apoyo, comprensión y cariño para lograr esta meta tan ansiada.

Mi padre:

Por inculcarme el temor de DIOS y el amor por la sabiduría.

Mi madre:

Por encaminarme por las sendas de la verdad.

Mi hermana Dorkas:

Por su incondicional apoyo en todo tiempo.

Mi hermano Li:

Por su cariño fraternal.

Mi abuelita:

Por enseñarme a amar la Palabra de DIOS.

La Ig. Antorchas Encendidas:

Por su gran apoyo como verdadera familia.

Ing. Fernando Valenzuela:

Por asesorarme abnegadamente en este trabajo de tesis.

Todas las personas que colaboraron para que esta meta fuera cumplida y que El Señor sabrá recompensar ricamente.

ÍNDICE GENERAL

	Página
ÍNDICE DE FIGURAS, GRÁFICAS Y TABLAS.....	I
GLOSARIO.....	II
INTRODUCCIÓN.....	IV
OBJETIVOS.....	V
1. MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. TEORÍA DE PRESIÓN DE SUELOS.....	1
1.2. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	9
1.3. DRENAJE.....	12
1.4. CARGAS SÍSMICAS.....	14
2. DISEÑO DE MUROS DE GRAVEDAD.....	15
2.1. MURO DE GRAVEDAD DE CONCRETO.....	15
2.2. MURO DE GRAVEDAD DE PIEDRA.....	19
3. DISEÑO DE MUROS EN VOLADIZO.....	24
4. DISEÑO DE MUROS CON CONTRAFUERTES.....	33
5. MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA.....	44
6. TABLESTACAS.....	45
6.1. TABLESTACAS EN VOLADIZO.....	45
6.2. TABLESTACAS ANCLADAS.....	47
CONCLUSIONES.....	VI
RECOMENDACIONES.....	VII
BIBLIOGRAFÍA.....	VIII

ÍNDICE DE FIGURAS, GRÁFICAS Y TABLAS

Figura	Página
1-1: Fuerzas sobre muro de contención.....	1
1-2: Ángulo de talud natural.....	2
1-3: Plano de falla.....	3
1-4: Suelo limitado por paredes.....	5
1-5: Envolvente de suelo en reposo.....	6
1-6: Paredes de suelo corridas.....	6
1-7: Suelo limitado por paredes.....	7
1-8: Envoltentes de suelo en reposo.....	8
1-9: Diagrama para calcular empuje pasivo.....	8
1-10: Tipos de drenaje para muros de contención.....	13
2-1: Modelo matemático de muro de gravedad de concreto.....	15
2-2: Muro de gravedad predimensionado.....	17
2-3: Modelo matemático de muro de gravedad de piedra.....	20
3-1: Muro en voladizo predimensionado.....	25
3-2: Elástica de muro en voladizo.....	28
3-3: Diagrama de cargas del pie.....	28
3-4: Diagrama para calcular la cortina.....	30
3-5: Diseño final del muro en voladizo.....	32
4-1: Partes del muro con contrafuertes.....	33
4-2: Diagrama de carga, corte y momento.....	35
4-3: Fajas de cálculo.....	36
4-4: Anclaje de estribos a cortina.....	41
4-5: Diagrama de cargas del talón.....	41
4-6: Diagrama de cargas del pie.....	42
4-7: Diagrama de momento.....	42
4-8: Diseño final del muro con contrafuertes.....	43
6-1: Tablestaca en voladizo.....	46
6-2: Modelo matemático de tablestaca en voladizo.....	46
6-3: Modelo matemático de tablestaca anclada.....	48
6-4: Localización del muerto.....	49
Gráfica	Página
4-1: Refuerzo de la cortina.....	37
4-2: Refuerzo de contrafuertes.....	40
Tabla	Página
1-1: Ángulo de talud natural.....	2
1-2: Peso de suelos mas comunes.....	4
2-1: Peso de piedras para muros de gravedad.....	20

GLOSARIO

Deslave:

Falla de una masa de tierra con ángulo de inclinación, sin protección, que por la acción de infiltración de agua pierde al ángulo de inclinación original, causando un derrumbe.

Dragar:

Acción de ahondar y limpiar de fango y arena, puentes, ríos, etc., con draga o maquinaria especial.

Flexión Plástica:

Flexión irreversible, el suelo flexionado ya no regresa a su estado original.

Fluido:

Es una sustancia que es capaz de adaptarse a la forma del recipiente que la contiene.

Hincar:

Es la acción de fijar un elemento en una sustancia relativamente sólida, como la tierra, colocándolo a cierta profundidad que le dé la solidez requerida, para soportar los esfuerzos a que será sometido.

Permeabilidad:

Capacidad de un cuerpo o sustancia para ser saturado o atravesado por sustancias fluidas como el agua.

Presion Hidrostática:

Presión que produce el suelo en las paredes que lo contienen, debido al contenido de agua infiltrada.

Resistencia Intrínseca:

Resistencia propia, interna del suelo en estudio.

Suelo Isotrópico:

Es un suelo cuyas propiedades físicas son idénticas en todas las direcciones, es decir que es uniforme.

Suelo Reactivo:

Suelo que reacciona para soportar esfuerzos de corte y compresión en estructuras de ingeniería.

Terraplén:

Superficie de tierra horizontal, aplanada.

Vigas T:

Vigas que reducen la sección de concreto de una losa, con la misma efectividad estructural.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país con topografía muy variada, hay extensas planicies, como en la región de El Petén, y muchas montañas, como en la meseta central, que, por las pendientes muy pronunciadas, hacen que constantemente existan deslaves, con los consecuentes perjuicios, como las destrucciones de carretera, que son muy frecuentes, fallas en edificaciones, dificultad de aprovechamiento de los terrenos para construcción o para cultivos, y pérdida o inhabilitación de vidas humanas en los casos más lamentables.

Para contener los suelos a fin de evitar los deslaves y aprovechar mejor el terreno, existen las estructuras de retención de suelos, entre las que se tienen los muros de contención, atendiendo a las necesidades y limitaciones del proyecto.

En éste trabajo podrá encontrar el lector el desarrollo de la teoría en que se fundamentan los muros de contención de suelos, para tener un criterio amplio, a fin de desarrollar los diferentes tipos de proyectos que se presentan en la realidad, y luego, ejemplos prácticos acerca de los principales muros de contención de suelos que existen en nuestro medio.

OBJETIVOS

- A. GENERAL: Proveer a estudiantes y profesionales de la ingeniería un material de consulta práctico para diseñar muros de contención de suelos.
- B. ESPECÍFICOS:
1. Proveer un marco conceptual básico sobre la teoría que sustenta el diseño de muros de contención de suelos.
 2. Proveer un material de consulta para apoyar los cursos de cimentaciones que se imparten en la Facultad de Ingeniería.
 3. Contribuir al desarrollo de nuestro país, al proveer un material de consulta práctico para el diseño de muros de contención.

CAPÍTULO 1

MARCO TEÓRICO

1.1. TEORÍA DE PRESIÓN DE SUELOS

1.1.1. Fuerzas de empuje:

La presión del suelo o empuje, es la fuerza que se desea contrarrestar con el muro de contención. Esta fuerza de empuje depende de los factores siguientes: ángulo de talud natural, cohesión y peso del suelo. Esta fuerza a contrarrestar se denomina en el diseño Fuerza Activa (F_a), en virtud de que, como el muro se encuentra en parte enterrado, hay también una porción de suelo que ejerce una fuerza, que ayuda a la contención del suelo y que en el diseño se llama Fuerza Pasiva (F_p), como se muestra en la figura:

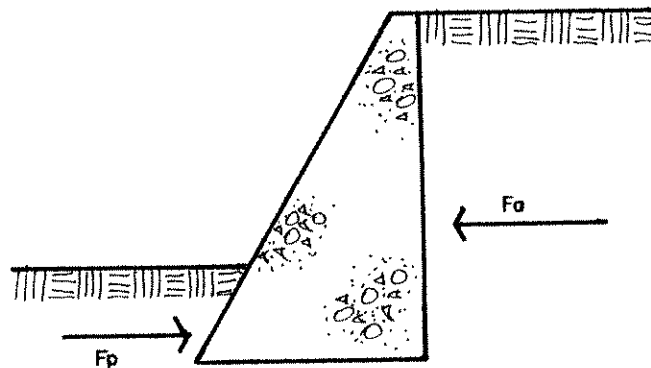


Fig. 1-1: Fuerzas sobre muro de contención

1.1.1.1. Ángulo de talud natural (ϕ):

Cuando los materiales sin coherencia, tales como la arena y tierras polvorrientas, se abandonan a sí mismas, quedan en un montón limitado por un talud suave, cuya inclinación siempre es la misma.

El ángulo constante así formado con el plano horizontal, y que se designa con la letra griega ϕ , se llama ángulo de

talud natural. Es el ángulo límite, bajo el cual la componente, según el plano de talud, del peso de una partícula de estos materiales sin coherencia es igual a la resistencia al rozamiento que la equilibra. Es decir, el rozamiento es suficiente para impedir a las partículas rodar unas sobre otras.

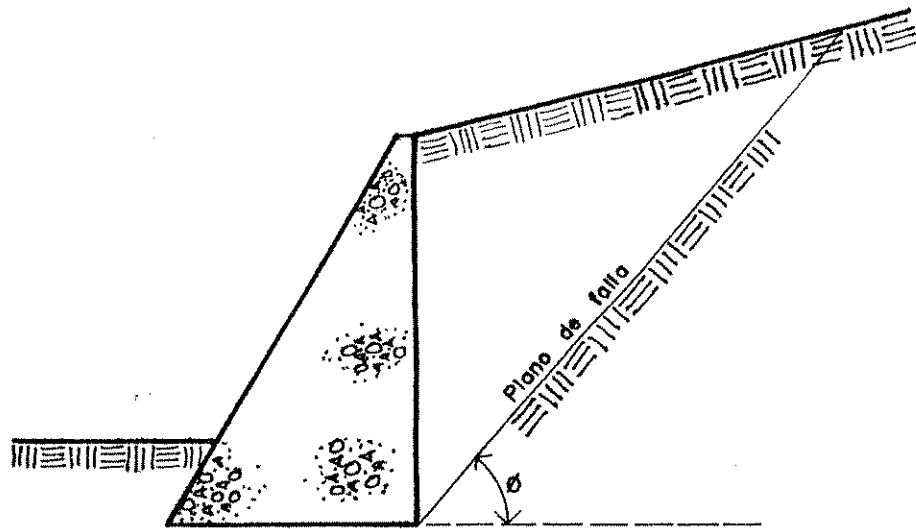


Fig. 1-2: Ángulo de talud natural

Entre los ángulos de talud natural más comunes se tienen los siguientes:

Clase de material	ϕ (°)
Arena seca	30 - 45
Arena húmeda	35 - 45
Arena mojada	20 - 30
Arcilla seca	30 - 40
Arcilla húmeda	42 - 48
Tierra vegetal seca	40
Tierra vegetal húmeda	45
Tierra vegetal mojada	30 - 35
Grava	30 - 40
Limo seco	42 - 44
Limo mojado	22 - 23

Tabla 1-1: Ángulos de talud natural

1.1.1.2. Cohesión (C):

La cohesión es la fuerza interior que actúa entre las moléculas del suelo, evitando que rueden libremente unas sobre otras, es decir, que les da coherencia. En la realidad no existen suelos perfectamente incoherentes, aunque las teorías para calcular el empuje asumen masas de tierra sin cohesión, buscando el caso más crítico, ya que mientras más cohesivo sea el suelo, producirá menos fuerza de empuje.

La cohesión hace que al existir un muro de contención, el plano de falla ya no sea el del talud natural del terreno, sino que lleva a un plano de falla, con un volumen menor de tierra que producirá una fuerza de empuje menor, como se muestra en la figura:

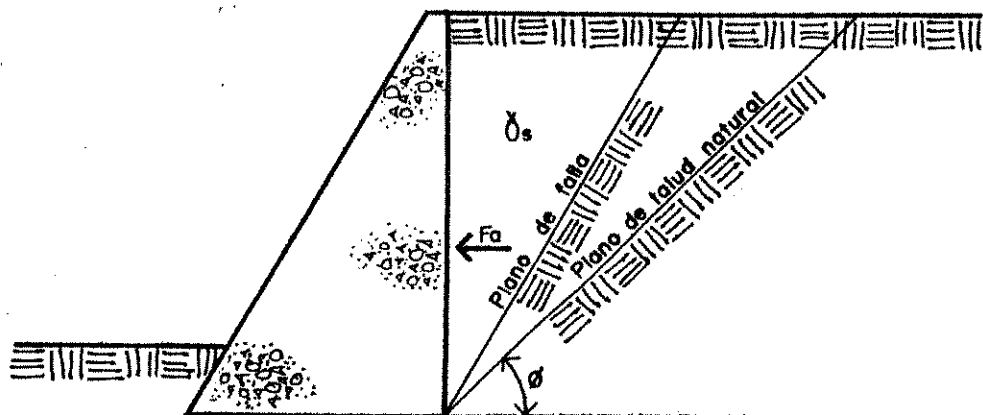


Fig. 1-3: Plano de falla

1.1.1.3. Peso de la tierra:

Este factor es muy importante para calcular y diseñar un muro de contención, afecta las fuerzas de empuje. Entre los pesos de los suelos más comunes en nuestro medio se tienen los siguientes:

Clase de material	Kg/m ³	Lb/pie ³
Limo seco	1500	93
Limo mojado	1900	118
Arcilla seca	1500-1600	93-100
Arcilla mojada	1900-2000	118-124
Tierra arcillosa seca	1600	100
Tierra arcillosa mojada	2000	124
Arena fina seca	1600	100
Arena terrosa	1700	106
Arena y gravilla mojada	1900-2000	118-124
Escombros mojados	1800	112
Gravilla	1850	115
Tierra vegetal seca	1400	87
Tierra vegetal húmeda	1500-1600	93-100
Tierra vegetal mojada	1800	112
Talpetate	2080	130
Barro seco	640	40
Arcilla con piedra	2080	130
Grava	2160	135

Tabla 1-2: Peso de suelos más comunes

1.1.1.4. Otros factores:

El contenido de agua es un factor que influye grandemente en la magnitud del empuje, variando desde cero, cuando el suelo está completamente seco, hasta la completa presión hidráulica, cuando está saturado. La arcilla, por ejemplo, cambia tanto en sus propiedades físicas con el contenido de agua, que unas veces tiene características de sólido, y otras actúa como un fluido. En consecuencia debe evitarse al máximo la acumulación de agua detrás del muro de contención.

Otro factor que influye considerablemente es la sobrecarga. Se dice que hay sobrecarga, cuando sobre el relleno del muro actúa una carga adicional. Esto se da frecuentemente en carreteras, ferrocarriles o cuando el terraplén es usado para almacenar ciertos materiales. Las sobrecargas deben ser previstas reemplazando el peso de la carga por una sobrecarga equivalente de relleno.

1.1.2. Cálculo de la fuerza de empuje:

Para el cálculo de la fuerza de empuje existen diferentes teorías, las cuales se pueden dividir en dos grandes grupos: Teorías gráficas y teorías analíticas.

Las teorías gráficas surgen de la necesidad de contar con procedimientos prácticos, para poder determinar las fuerzas que actúan sobre un elemento estructural. Entre ellas se pueden mencionar el Método de Poncelet, el Método General y el Método de Cullman.

Entre las teorías analíticas se tienen la de Coulomb y la de Rankine. En el presente caso se va a emplear la teoría de Rankine para calcular la fuerza de empuje.

La teoría de Rankine parte de los siguientes supuestos:

- Suelo isotrópico, homogéneo.
- La masa que falla actúa como un cuerpo rígido.
- La superficie de ruptura es un plano.
- La dirección del empuje es paralela a la del talud.
- El talud se prolonga indefinidamente.
- La cohesión es nula.
- No existe fricción entre el muro y el suelo.

Esta teoría se basa en el caso particular de un suelo no cohesivo, caso en el cual la teoría se puede considerar exacta, luego, para otro tipo de suelo la teoría es aproximada.

Se supone una masa de suelo sin cohesión, de longitud infinita, sobre una base perfectamente lisa, y limitada lateralmente por dos paredes, también perfectamente lisas, como se muestra en la figura:

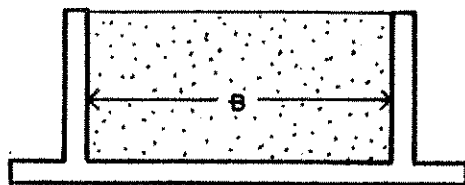


Fig. 1-4: Suelo limitado por paredes

En este momento el suelo se encuentra en reposo, y se representa con la circunferencia de línea punteada en la figura:

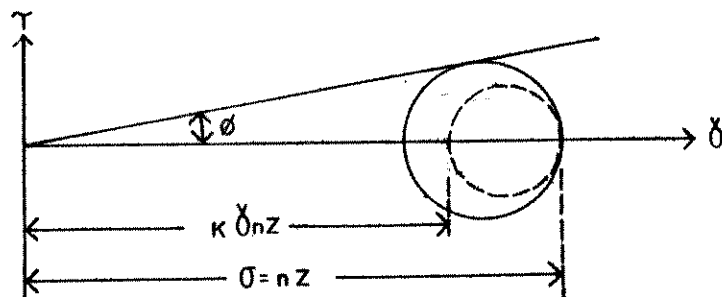


Fig. 1-5: Envolvente de suelo en reposo

Ahora se supone que las dos paredes laterales se corren hacia afuera una distancia ΔB de la siguiente manera:

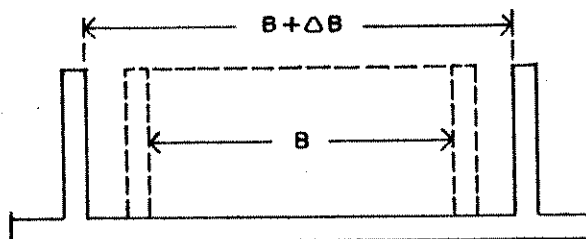


Fig. 1-6: Paredes de suelo corridas

Debido al alejamiento de las paredes verticales en una distancia ΔB , la presión horizontal disminuirá en una cantidad $\sigma = E \cdot \Delta B / B$, dado que $E = \sigma / \epsilon$ o sea que $\sigma = E \epsilon$ y la presión horizontal será, por lo tanto:

$$P_h = K_0 \sigma_n H - E \Delta B / B$$

Si el movimiento de las paredes continúa, la compresión horizontal, o sea el empuje del terreno, sigue disminuyendo hasta que la circunferencia de Mohr, que representa el estado de esfuerzos del terreno en todos los puntos a una profundidad H , llega a ser dibujada a la línea gruesa que es tangente a la línea de resistencia intrínseca. En este momento la condición de rotura del suelo se cumple simultáneamente en todos y cada uno de los puntos de la masa de suelo situada a una profundidad H . A este estado particular que el terreno alcanza se le llama "Estado activo de Rankine", y se caracteriza por que las líneas de deslizamiento consisten en dos familias de rectas inclinadas

45 - $\phi/2$ respecto de la vertical.

El esfuerzo que se está ejerciendo en este momento es llamado empuje activo unitario mínimo que el suelo puede ejercer sobre la pared en esas condiciones. Se obtiene así:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2C\sqrt{N\phi}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1/N\phi + 2C\sqrt{N\phi}/N\phi$$

y como $\sqrt{N\phi} = \text{Cos}\phi/(1-\text{Sen}\phi)$

se tiene
$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N\phi} - \frac{2C*\text{Cos}\phi/(1-\text{Sen}\phi)}{\text{Cos}\phi/(1-\text{Sen}\phi)*\text{Cos}\phi/(1-\text{Sen}\phi)}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1/N\phi - 2C/\sqrt{N\phi}$$

Por lo que, la presión horizontal a la profundidad H se puede escribir así:

$$P_h = \frac{P_v}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} = \frac{TH}{(1+\text{Sen}\phi)/(1-\text{Sen}\phi)} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}}$$

Para el caso especial de Rankine en el que $C=0$:

$$P_h = TH * (1-\text{Sen}\phi)/(1+\text{Sen}\phi)$$

que es la llamada presión activa de la arena. Esta presión es triangular y aumenta con la profundidad. Luego, el empuje total será:

$$E_a = TH^2/2 * (1-\text{Sen}\phi)/(1+\text{Sen}\phi)$$

Si se supone ahora, de nuevo el mismo suelo sin cohesión, dentro de las dos paredes y en las mismas condiciones ya establecidas:

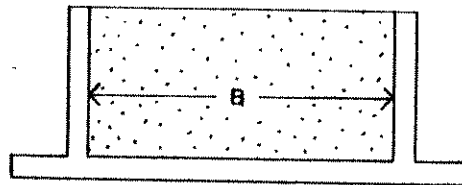


Fig. 1-7: Suelo limitado por paredes

Se supone ahora, también que el suelo se encuentra en estado de reposo, representado por el círculo de las líneas punteadas.

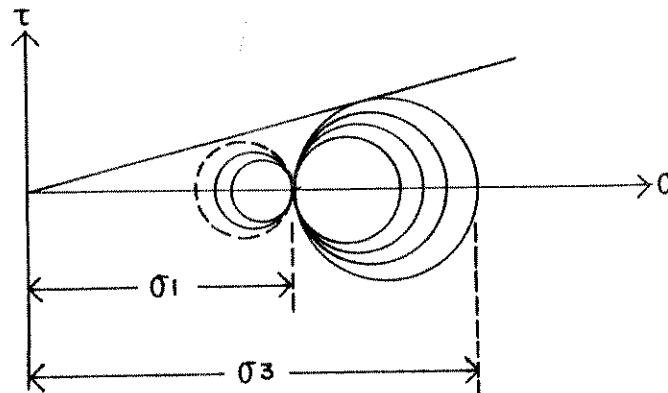


Fig. 1-8: Envolventes de suelo en reposo

Si ahora se hace que las paredes se acerquen una a la otra, a partir de su posición inicial, una distancia ΔB , la compresión horizontal aumentará y será igual a $K TH + E\Delta B/B$, aumentando con ΔB hasta que la flexión plástica se establezca en todos los puntos del suelo, según dos familias de rectas que forman con la vertical un ángulo de $45^\circ + \phi/2$.

El estado del suelo en ese momento es el estado pasivo de Rankine, y la compresión horizontal, el empuje pasivo unitario máximo $K_p TH$ que también es proporcional a la profundidad.

La expresión para calcular el empuje pasivo se puede obtener de la misma manera que para el empuje activo.

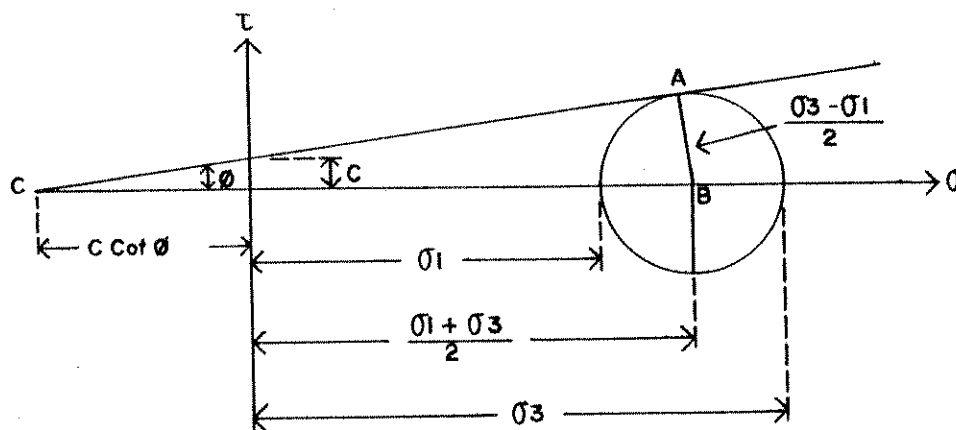


Fig. 1-9: Diagrama para calcular empuje pasivo
Del triángulo ABC se tiene:

$$(\sigma_3 - \sigma_1)/2 = (C \cdot \cot \phi + (\sigma_3 + \sigma_1)/2) \tan \phi$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 = 2C \cdot \cot \phi \cdot \tan \phi + \sigma_3 \tan \phi + \sigma_1 \tan \phi$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 = 2C \cos \phi + \sigma_3 \tan \phi + \sigma_1 \tan \phi$$

$$\sigma_3 (1 - \tan \phi) = \sigma_1 (1 + \tan \phi) + 2C \cos \phi$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 (1 + \tan \phi) / (1 - \tan \phi) + 2C \cos \phi / (1 - \tan \phi)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 N \phi + 2C \sqrt{N \phi}$$

$$P_h = \tau H \cdot (1 + \tan \phi) / (1 - \tan \phi) + 2C \sqrt{N \phi}$$

Para un suelo en el cual $C = 0$ se tiene:

$$P_h = \tau H \cdot (1 + \tan \phi) / (1 - \tan \phi) = K_p \tau H$$

Que es la presión pasiva.

El empuje total a la profundidad H para un suelo no cohesivo será:

$$E_p = \tau H^2 / 2 \cdot K_p \quad \text{y} \quad E_a = \tau H^2 / 2 \cdot K_a$$

$$K_p = (1 + \tan \phi) / (1 - \tan \phi) \quad \text{y} \quad K_a = (1 - \tan \phi) / (1 + \tan \phi)$$

Donde E_p = Empuje pasivo y E_a = Empuje activo.

Cuando la superficie del terreno está inclinada un ángulo β , los coeficientes K son:

$$K_p = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

1.2. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Un muro de contención es una estructura que sirve para

contener lateralmente una masa de suelo, debido a la fuerza de empuje que lo hace perder el equilibrio de la forma como fue diseñado.

Para que un muro de contención sea eficiente en el servicio para que el cual se le diseñó, es necesario que llene dos requisitos fundamentales que son:

- El muro, en su estructura interna, debe ser capaz de resistir la fuerza de empuje que actúa sobre él.
- La cimentación del muro debe ser tal que sea resistente a fallas por volteo, por deslizamiento o por asentamiento del suelo que lo soporta.

Hoy en día, conforme la tecnología avanza, se han fabricado muros de contención de todo tipo, sin embargo, la decisión sobre qué tipo de muro a emplear se basa en los siguientes factores:

- Material disponible.
- Aspecto exterior.
- Espacio libre requerido.
- fuerzas que actúan.
- Costo.

Entre los materiales con que se puede fabricar un muro de contención están: Piedra, concreto ciclópeo, concreto armado, mampostería, tierra, madera y metal.

Atendiendo a los factores mencionados anteriormente, los muros de contención se pueden dividir básicamente en los siguientes: muro de gravedad, muro en voladizo, muro con contrafuertes, tablestacas, y muro de mampostería.

1.2.1. Muro de gravedad:

Es un muro que se fabrica generalmente de concreto simple, es decir, de concreto ciclópeo, concreto pobre, sin refuerzo de acero, o de piedra, como en el caso de los gaviones; esto es, porque su resistencia a la fuerza de empuje se deberá principalmente a su propio peso, así, su volumen es relativamente grande. El muro de gravedad de

concreto tiene la ventaja de que, por no llevar refuerzo, es muy fácil de trabajar, sin embargo, la gran cantidad de material a utilizar es una desventaja que lo hace antieconómico frente a los otros tipos de muros, cuando alcanza alturas de más de 3 metros.

El muro de gravedad de piedra tiene las ventajas siguientes: Se adapta fácilmente a la forma del terreno sin fallar, esto es, cuando el suelo falla o es socavado; resulta muy económico ya que se construye con piedra que se consigue en el lugar en el lugar de construcción; no necesita mano de obra calificada para su construcción, pues es sencillo; entra en funcionamiento aún desde el momento que se está construyendo; se adapta muy bien al paisaje, y posee alta permeabilidad que evita la acumulación de agua en el talud con la consecuente presión hidrostática. Como desventaja se puede mencionar el riesgo de oxidación de la malla que forma los cajones, la cual deberá tener muy buen tratamiento de galvanizado y recubrimiento plástico para aislarla de agentes químicos nocivos a la malla.

1.2.2. Muro en voladizo:

Es un muro que se fabrica de concreto reforzado, ya que resistirá la fuerza de empuje en voladizo vertical. Se emplea para alturas que van desde los 3 hasta los 7 metros de altura, atendiendo al costo que se busca minimizar. Requiere una fabricación cuidadosa del refuerzo de acero y de los moldes y supervisión rigurosa para obtener un concreto uniforme. Se refuerza verticalmente para contrarrestar el momento flexionante y horizontalmente, para evitar las grietas. A este muro lo denominan varios autores como cantilever.

1.2.3. Muro con contrafuertes:

Consiste en una losa plana vertical, soportada en los lados por los contrafuertes, y en la base por la cimentación del muro. Generalmente no se toma en cuenta el apoyo de la losa en la cimentación del muro, y se proyecta como si fuera una losa continua apoyada en los contrafuertes. A fin de no reducir el espacio útil en el frente del muro, los

contrafuertes se colocan en la parte posterior, es decir, por dentro; esto aumenta el costo del muro, pues los contrafuertes trabajan a tensión y requieren gran cantidad de refuerzo, aunque por otra parte, es posible que el muro necesite menor altura.

1.2.4. Tablestacas:

Las tablestacas ancladas son una forma especial de muro de contención, que ha tomado mucho auge en la actualidad, y que se usa ampliamente en las construcciones en riberas. Como estos muros se construyen desde la superficie hacia abajo hincando las tablestacas, resultan apropiados en los lugares en que el nivel de agua es tan alto, o el suelo inmediatamente debajo tan blando que el costo de un muro de contención de piedra o concreto sería prohibitivo. Consisten en piezas de madera o metal que se hincan en el pie del talud, y que se fijan en su parte superior por medio de tensores fijados a un "hombre muerto", de concreto, enterrado a cierta distancia.

1.2.5. Muros de mampostería:

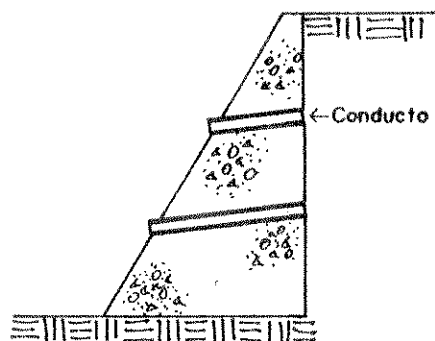
Son muros fabricados generalmente de bloc de concreto y con columnas a cada cierta distancia. En los bloques se funden pines, pues soportarán también la fuerza de empuje. Dan muy buena presentación, y son muy usados, especialmente con el cuidado de una inclinación que ayuda a disminuir la fuerza de empuje que soporta. Tienen la desventaja de ser costosos y requerir mano de obra especializada.

1.3. DRENAJE

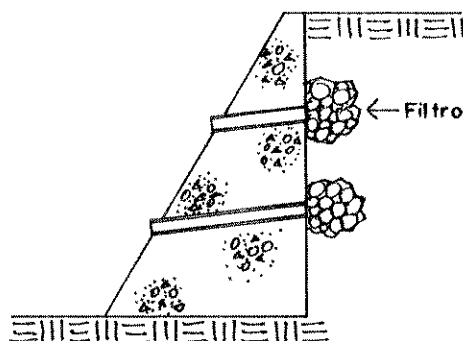
El problema más importante al proyectar un relleno es el de mantener el suelo seco. Se plantean dos problemas: sacar el agua del relleno para la construcción del muro y el de mantener el agua fuera del relleno cuando el muro ya queda construido. Para eliminar este problema se dejan agujeros con un diámetro mínimo de 4" a cada 2 metros como máximo, tanto en dirección vertical como en dirección horizontal. A la entrada de cada agujero se coloca un filtro, generalmente de

grava, como se muestra en las figuras siguientes, donde se muestran algunas posibilidades de drenaje.

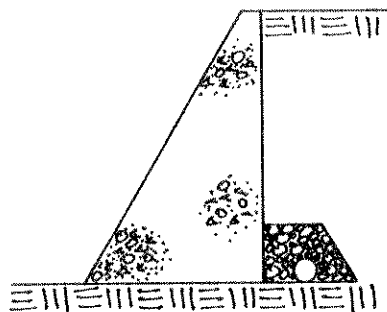
Un mejor sistema de drenaje pero más costoso, consiste en colocar tubos perforados de 6 a 8 pulgadas de diámetro en la base del mismo y en una zanja de filtración, como se muestra en la figura (c). Se deben colocar registros en los extremos del tubo para su limpieza. Para suelos de baja permeabilidad, como las arenas limosas y los limos, es necesario hacer una obra más elaborada; una capa inclinada de material de filtro drena todo el relleno y es fácil de construir, como se muestra en la figura (d).



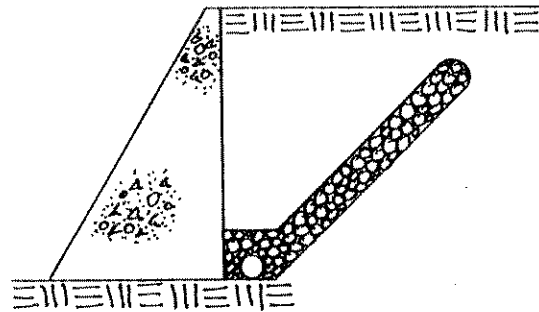
(a) Conductos para drenar



(b) Conductos para drenar con filtro



(c) Drenaje lateral con filtro



(d) Manto de drenaje con dren lateral

Fig. 1-10: Tipos de drenaje para muros de contención

Cuando deben usarse como relleno arcillas expansivas o suelos difíciles de drenar, es necesario como primer paso, localizar los lugares de donde proviene el agua, luego, como segundo paso, desviar el agua alejándola del relleno.

Si el agua se filtra por la superficie del relleno, puede pavimentarse dicha superficie con una capa flexible e impermeable de asfalto o arcilla plástica. Se deben colocar drenes superficiales para sacar el agua del relleno.

Se debe dar atención especial a la eliminación del agua que penetra por la grieta que inevitablemente se forma entre la parte superior del muro y el relleno. Una capa de grava pequeña y agujeros en el muro para drenar es suficiente. Si el agua proviene de filtraciones subterráneas, puede ser muy efectiva la colocación de drenes interceptores para impedir que el agua penetre en el relleno.

1.4. CARGAS SÍSMICAS:

Guatemala es un país con alta actividad sísmica, su capital se encuentra en una zona catalogada como 4.1 en la escala de la Sismologic Earthquake Association Of California (SEAOC), que va solamente de 0 a 4, lo cual quiere decir que Guatemala está sobre el máximo de la escala; es por ello que no se puede dejar de tomar en cuenta este factor en el diseño de muros de contención.

Un sismo produce una vibración temporal en el suelo que incrementa el valor de la fuerza de empuje debido a la inercia. Es cierto que en el momento del sismo el muro se mueve conjuntamente con el suelo que contiene, pero la aceleración de ambos difícilmente será simultánea, lo cual produce la inercia que a su vez incrementa la fuerza de empuje.

Para calcular el efecto de la carga sísmica en muros de contención existe un método empírico y varios métodos experimentales, para los cuales existen tablas para los distintos tipos de suelos y muros de contención.

El método empírico se basa en la práctica y experiencia de algunos investigadores y consiste en un incremento de la fuerza de empuje en un 10 por ciento. Este método no es recomendable para muros de más de 4 metros de altura, sino usar un método experimental más exacto.

CAPÍTULO 2

DISEÑO DE MUROS DE GRAVEDAD

2.1. MURO DE GRAVEDAD DE CONCRETO:

Como se mencionó en el capítulo anterior, el muro de gravedad resiste por su propio peso la fuerza de empuje, y se emplea en los casos donde se quiere economizar, y el talud a contener no tiene más de 3 metros de altura, ya que a mayor altura el costo comparativo con el de un muro en voladizo, se torna más alto. Además se debe contar con poca limitación de espacio, ya que en la base puede alcanzar hasta 2 metros o más de ancho.

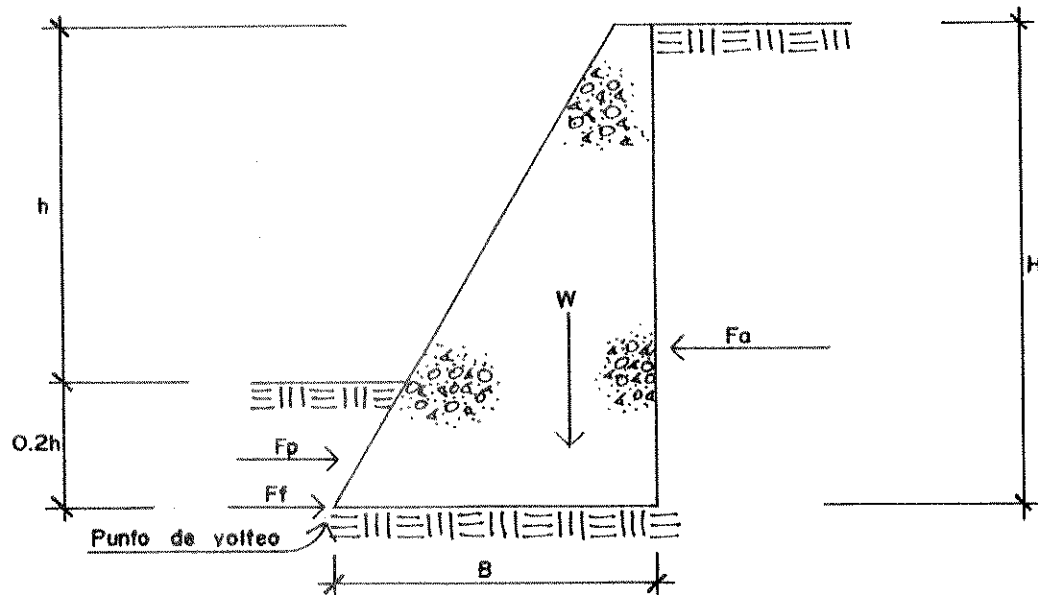


Fig. 2-1: Modelo matemático de muro de gravedad de concreto

El procedimiento que se sigue para el diseño es el siguiente:

- a) Predimensionar el muro con las siguientes reglas:
 - Establecer el ancho del muro en su parte superior. Puede variar desde 30 hasta 60 cm.
 - Establecer una profundidad de hincamiento del muro en el suelo, de aproximadamente $0.2h$, donde h = altura del talud a contener.

-Establecer el ancho (B) del muro en su parte inferior, el cual variará de 0.5H a 0.7H, con H = altura del muro de contención.

- b) Efectuar un chequeo contra volteo, calculando un momento resistente (MR) y un momento de volteo (MV), que cumplan con la siguiente especificación por factor de seguridad:

$$MR/MV \geq 1.5$$

- c) Efectuar un chequeo contra deslizamiento, calculando la fuerza resistente (FR) y la fuerza actuante (FA), que cumplan con la siguiente especificación por factor de seguridad:

$$FR/FA \geq 1.5$$

Si no chequea contra deslizamiento, y no se quiere aumentar el volumen del muro, se puede colocar un diente o varios bajo el muro, lo cual hará cumplir con el factor de seguridad contra deslizamiento.

- d) Efectuar un chequeo contra asentamiento, calculando la presión del muro sobre el suelo por su propio peso (PM), y comparándola con el valor soporte del suelo (VS), teniendo cuidado de que el valor de la presión de muro (PM) no sobrepase al valor soporte del suelo (VS), que si no se conoce, se puede asumir para suelos con características más o menos normales en Guatemala, de 15 ton/m².

EJEMPLO:

Diseñar un muro de gravedad para contener un talud de 2.00 metros de altura, con ángulo de inclinación $\beta=0$, ángulo de talud natural $\phi=28^\circ$ y peso específico del suelo $\gamma=1600$ Kg/m³.

SOLUCIÓN

- a) Predimensionamiento:

- Ancho superior asumido = 0.30 m.
- Profundidad de hincamiento = $0.2H = 0.2(2.5m) = 0.5$ m.
- Ancho de base B = $0.7H = 0.7(2.5m) = 1.75$ m.

b) Chequeo contra volteo:

Para calcular el momento resistente, se usa el diagrama y la tabla siguientes, calculando para un metro lineal de muro, con un peso específico del concreto de 2400 Kg/m³:

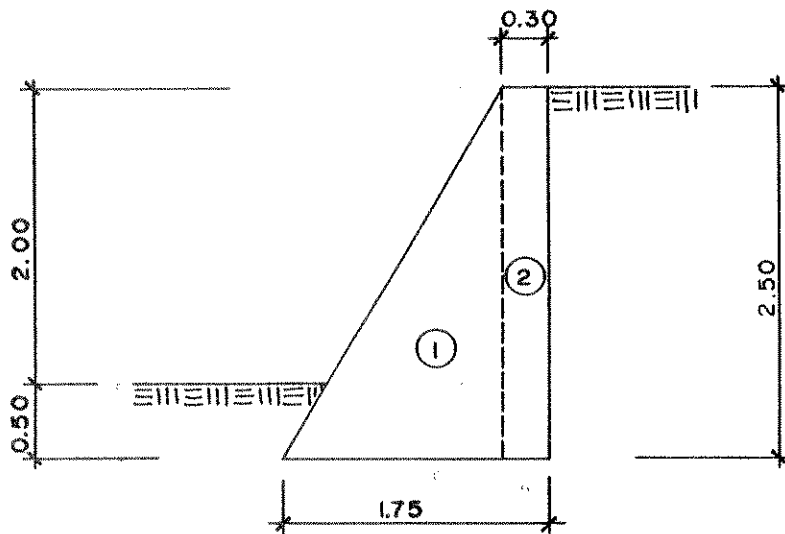


Fig. 2-2: Muro de gravedad predimensionado

porcion	peso	Brazo	Momento
1	$1.45 \cdot 2.50 / 2 \cdot 1 \cdot 2400 = 4350$	0.97	4219
2	$0.30 \cdot 2.50 \cdot 1 \cdot 2400 = 1800$	1.60	2880
	$W = 6150$ Kg		$MR = 7099$ Kg-m

donde el momento resistente será $MR = 7099$ Kg-m

y calculando el momento actuante:

$$MA = FA \cdot Y_a$$

$$FA = \frac{\delta H^2 K_a}{2}$$

$$K_a = \frac{(1 - \text{Sen}28^\circ)}{(1 + \text{Sen}28^\circ)} = 0.3610$$

$$FA = 1600 \text{Kg/m}^3 \cdot (2.5\text{m})^2 \cdot 0.3610 / 2 \cdot 1\text{m} = 1805.00 \text{ Kg}$$

$$Y_a = H/3 = 0.83 \text{ m}$$

$$MA = 1805.00\text{Kg} * 0.83\text{m} = 1498.15 \text{ Kg-m}$$

y haciendo el chequeo contra volteo:

$$MR/MA \geq 1.5, \quad 7099\text{Kg-m}/1498.15\text{Kg-m} = 4.74 > 1.5$$

por lo cual sí chequea.

c) Chequeo contra deslizamiento:

La fuerza actuante ya se conoce y es de $FA = 1805 \text{ Kg}$, luego, lo que falta encontrar es la fuerza resistente FR .

$$FR = Fp + Ff$$

$$Fp = \delta h^2 Kp / 2$$

$$Kp = (1 + \text{Sen}28^\circ) / (1 - \text{Sen}28^\circ) = 2.7698$$

$$Fp = 1600\text{Kg/m}^3 * (0.5\text{m})^2 * 2.7698 * 1\text{m} / 2 = 554.00\text{Kg}$$

$$Ff = W(\text{Coef. fricción})$$

$$\text{Coef. fricción} = (0.6 \text{ a } 0.9)\text{Tang}\theta$$

$$Ff = 6150\text{Kg}(0.8\text{Tang}28^\circ) = 2616\text{Kg}$$

$$FR = 554\text{Kg} + 2616\text{Kg} = 3170\text{Kg}$$

y haciendo el chequeo contra deslizamiento:

$$FR/FA \geq 1.5, \quad 3170\text{Kg}/1805\text{Kg} = 1.76 > 1.5$$

por lo tanto sí chequea por deslizamiento.

d) Chequeo contra asentamiento:

El peso del muro es de 6,150 Kg por metro lineal, y se empieza por calcular la excentricidad¹e:

¹American Concrete Institute (ACI): Norma 318-83: 14.5.1.

$e = B/2 - (MR-MA)/N$ y como $B=0$, $N=W$ así
 $e = 1.75/2 - (7099 - 1498.15)/6150 = .04$ a la derecha
del centro de la base. Y como la resultante está
dentro del tercio central, todo el terreno de
cimentación es reactivo. Así se procede a calcular
ahora los valores extremos de las presiones actuantes
sobre el terreno:

$$P1 = N/B(1+6e/B) = 6150/1.75*(1+6*.04/1.75) = 4 \text{ Ton/m}^2$$
$$P2 = N/B(1-6e/B) = 6150/1.75*(1-6*.04/1.75) = 3 \text{ Ton/m}^2$$

y se nota que los valores obtenidos son menores que el
valor soporte del suelo que se tiene de $V_S = 15 \text{ Ton/m}^2$, por
lo tanto, sí chequea.

2.2. MURO DE GRAVEDAD DE PIEDRA:

Es el muro que se conoce comúnmente como gavión. Se
conforma con varios prismas de piedra, conformados con la
ayuda de malla de gavión galvanizada que le da la forma, con
las siguientes dimensiones típicas que se conjugan entre sí.

- Longitud: 1.50 m, 2.00 m, 3.00 m y 4.00 m.
- Ancho: 1 m.
- Alto: 0.50 m y 1.00 m.

La piedra a utilizar deberá resistir la acción del agua
y agentes atmosféricos y tener la resistencia necesaria para
soportar los esfuerzos a que sea sometida. Su diámetro se
procura que sea de entre 4 y 5 pulgadas, y se prefieren las
de aristas redondeadas (canto rodado), para que no dañen la
malla de recubrimiento.

A continuación se presentan los tipos de piedra más
recomendables con sus pesos específicos, a los cuales hay que
quitarles alrededor del 30 al 35 por ciento para estimar el
peso del gavión, debido al porcentaje de vacíos. Existen
tablas para un cálculo más exacto.

Tipo de piedra	Peso específico (Ton/m ³)
Basalto	2.9
Granito	2.6
Caliza compacta (dura)	2.6
Traquita	2.5
Guijarro de río	2.3
Arenisca	2.3
Caliza tierna (porosa)	2.2
Toba	1.7

Tabla 2-1: Peso de piedras para muros de gravedad

El procedimiento que se sigue para el diseño de un muro de gravedad de piedra es el mismo que el de un muro de gravedad de concreto, haciendo los chequeos por volteo, por deslizamiento y por asentamiento.

EJEMPLO:

Diseñar un muro de contención de piedra para contener un talud de 2.00 metros de altura, con ángulo de inclinación del terreno de $\beta=0^\circ$, ángulo de talud natural de $\theta=28^\circ$, peso específico del suelo a contener de 1600 Kg/m³ y peso específico de la roca para construir el muro de 2.6 Ton/m³. Para mayor eficiencia el muro tendrá una inclinación de $\alpha=6^\circ$.

SOLUCIÓN

a) Predimensionamiento:

Se establece un prediseño y su modelo matemático con las siguientes dimensiones:

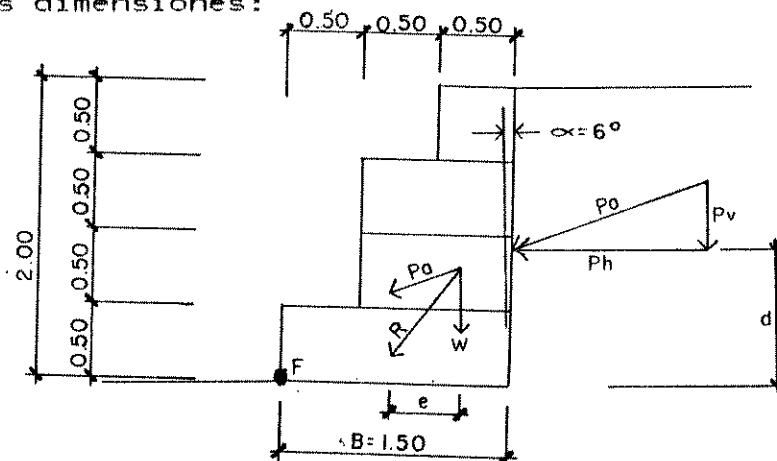


Fig. 2-3: Modelo matemático de muro de gravedad de piedra

b) Cálculo de fuerzas:

b.1) Peso específico del muro (δ_m):

Tomando un 25 por ciento de vacíos entre las piedras, se tiene que el peso específico del muro será de:

$$\delta_m = 2600\text{Kg/m}^3 (1-.25) = 1950.00 \text{ Kg/m}^3$$

b.2) Fuerza de empuje activo:

Por medio de la teoría de Rankine:

$$P_a = K_a * \delta_m H^2 / 2 \quad \text{donde}$$

$$K_a = (1 - \text{Sen} 28^\circ) / (1 + \text{Sen} 28^\circ) = 0.36$$

$$P_a = 0.36 * 1950\text{Kg/m}^3 * (2\text{m})^2 / 2 = 1404.00 \text{ Kg}$$

y las componentes de P_a serán:

$$P_h = P_a \text{Cos} (0 - \alpha) = 1404.00\text{Kg} * \text{Cos}(28^\circ - 6^\circ) = 1301.77 \text{ Kg}$$

$$P_v = P_a \text{Sen} (0 - \alpha) = 1404.00\text{Kg} * \text{Sen}(28^\circ - 6^\circ) = 525.95 \text{ Kg}$$

y sus distancias al punto F serán de:

$$d = (H/3)(H+3H_s) / (H+2H_s) - B \text{Sen} \alpha$$

$$d = 2/3(2+3*2/3) / (2+2*2/3) - 1.5 * \text{Sen} 6^\circ = 0.64 \text{ m}$$

$$s = B * \text{Cos} \alpha = 1.50\text{m} * \text{Cos} 6^\circ = 1.49 \text{ m}$$

b.3) Peso propio de la estructura:

Calculando para un metro lineal de muro:

$$W = \delta_m * \text{Vol} \quad \text{Donde Vol} = \text{Area} * 1\text{m} \quad \text{y}$$

$$\text{Área} = 1.5\text{m} * .5\text{m} + 1\text{m} * 1\text{m} + .5\text{m} * .5\text{m} = 2.00 \text{ m}^2$$

$$W = 1950\text{Kg/m}^3 * 2\text{m} * 1\text{m} = 3900 \text{ Kg}$$

y su distancia a F será

$$s' = \Sigma (A * d) / \Sigma A = (1.5 * .5 * .75 + 1 * 1 * 1 + .5 * .5 * 1.25) / 2$$

$$s' = 0.94 \text{ m}$$

c) Chequeo contra volteo:

El momento actuante M_A será el que produce el suelo sobre el muro y se calcula así:

$$M_A = P_h * H/3 = 1301.77\text{Kg} * 2\text{m}/3 = 867.85 \text{ Kg-m}$$

y el momento resistente MR será el que produce el muro para soportar la fuerza de empuje activo y se calcula así:

$$\begin{aligned}MR &= W*s' + P_v*s = 3900\text{Kg}*0.94\text{m} + 525.95\text{Kg}*1.49\text{m} \\ &= 4449.67 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

y haciendo el chequeo contra volteo:

$$MR/MA = 4449.67\text{Kg-m}/867.85\text{Kg-m} = 5.13 \geq 1.5$$

por lo tanto sí chequea.

d) Chequeo contra deslizamiento:

Calculando la componente normal respecto de la base:

$$\begin{aligned}N &= (W + P_v)\text{Cos}\alpha + P_h \text{Sen}\alpha \\ N &= (3900\text{Kg}+525.95\text{kg})\text{Cos}6^\circ + 1301.77\text{Kg}*\text{Sen}6^\circ \\ &= 4537.78 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Así la fuerza de fricción Ff sería de

$$\begin{aligned}F_f &= N * f \text{ donde } f = .75, \text{ así } F_f = 4537.78\text{Kg}*.75 \\ &= 3403.34 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$FR = F_f = 3403.34 \text{ Kg}$$

y calculando la componente tangencial respecto de la base:

$$\begin{aligned}T &= P_h \text{Cos}\alpha - (W + P_v) \text{Sen}\alpha \\ T &= 1301.77\text{Kg}*\text{Cos}6^\circ - (3900\text{Kg} + 525.95\text{Kg})\text{Sen}6^\circ \\ &= 832.00\end{aligned}$$

$$FA = T = 832.00 \text{ Kg}$$

y haciendo el chequeo por deslizamiento:

$$FR/FA = 3403.34\text{Kg}/832.00\text{Kg} = 4.09 \geq 1.5$$

por lo tanto sí chequea por deslizamiento.

e) Chequeo contra asentamiento:

Se empieza por el cálculo de la excentricidad de la resultante respecto del centro de la base:

$$e = B/2 - (MR - MA)/N$$

$$e = 1.50/2 - (4449.67 - 867.85)/4537.78$$
$$= 0.04 \text{ m a la derecha del centro de la base.}$$

y se nota que la resultante se encuentra dentro del tercio central, por lo que todo el terreno de cimentación es reactivo. Los valores extremos de las presiones actuantes sobre el terreno son de:

$$P = N/B (1 \pm 6e/B)$$

$$P_1 = 4537.78/1.5 * (1 + 6 * .04/1.5) = 3.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_2 = 4537.78/1.5 * (1 - 6 * .04/1.5) = 2.54 \text{ Ton/m}^2$$

donde se nota que las presiones no son mayores que el valor soporte del terreno que es de por lo menos 12 Ton/m².

C A P Í T U L O 3 DISEÑO DE MUROS EN VOLADIZO

Los muros en voladizo son los más económicos para alturas que van desde 3 hasta 7 metros, y se construyen de concreto reforzado en el lugar, o prefabricándolos antes de llevarlos al lugar. Su resistencia a la fuerza de empuje se debe a que posee una zapata, que en el interior del talud recibe el peso del mismo suelo de relleno, que evita que sufra volteo. El muro en sí se comporta como una viga en voladizo muy ancha sobre la cual actúa el empuje de la tierra que aumenta hasta llegar a un máximo en el empotramiento de la viga. Se refuerza verticalmente para contrarrestar el momento flexionante y horizontalmente para evitar las grietas.

Tiene como ventajas el ocupar poco espacio horizontal, que su vida útil es muy prolongada, se puede hacer prefabricado y montarse con maquinaria, lo cual reduce su tiempo de construcción, y como desventaja que se requiere de mano de obra calificada para su construcción y supervisión continua para lograr un concreto uniforme y un buen armado de acero.

En general el procedimiento de diseño de un muro en voladizo es igual al de los muros de gravedad, y se puede resumir de la siguiente manera:

- a) Predimensionar el muro¹ con una base de alrededor del 60 por ciento de la altura H , espesor de la base = $H/10$, pie = $B/3$ y espesor superior del muro = 0.20 m como mínimo².
 - b) Chequeo de estabilidad contra volteo.
 - c) Chequeo de estabilidad contra deslizamiento.
-

¹Ralph B. Peck, Walter E. Hansen y Thomas H. Thornburn. Ingeniería de Cimentaciones. 2a. ed. México: Editorial Limusa S.A., 1983. Págs. 463-520.

²American Concrete Institute (ACI): Norma 318-83: 14.5.3.

d) Chequeo de estabilidad contra asentamiento.

e) Diseño del armado de refuerzo de acero¹.

EJEMPLO:

Diseñar un muro de contención en voladizo, de concreto reforzado, para contener un talud de 4.50 m de altura. El peso específico del suelo es de 1600 Kg/m³, el ángulo de talud natural es de $\phi = 32^\circ$, el valor soporte del suelo es de VS = 18 Ton/m² a una profundidad de 1.50 metros del pie del talud y el peso específico del concreto reforzado, de 2400 Kg/m³.

SOLUCIÓN

a) Predimensionamiento:

$$H = 4.50\text{m} + 1.50\text{m} = 6.00 \text{ m}$$

$$B = 0.6 * 6.00\text{m} = 3.60 \text{ m}$$

$$\text{Pie} = 3.60\text{m}/3 = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Espesor de la base} = 6.00\text{m}/10 = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Espesor superior del muro} = 0.20 \text{ m}$$

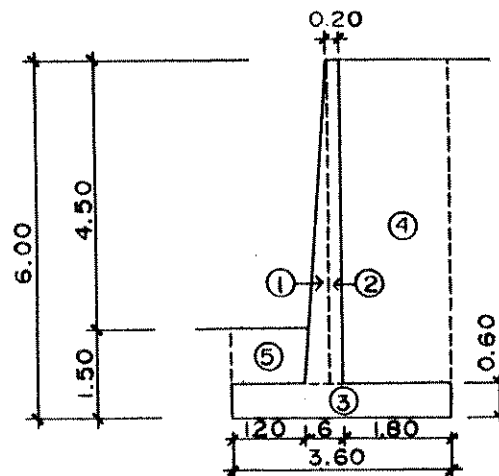


Fig. 3-1: Muro en voladizo predimensionado

¹American Concrete Institute (ACI): Norma 318-83: 10.2.2 y 15.8.

b) Chequeo de estabilidad contra volteo:

Para calcular el momento resistente MR se hace el siguiente cuadro para un metro lineal de muro:

Sección	Peso(Kg)	Brazo(m)	Momento(Kg-m)
1	$0.4*5.4*0.5*2400 = 2393$	1.47	3810
2	$0.2*5.4*2400 = 2592$	1.70	4406
3	$0.6*3.6*2400 = 5184$	1.80	9331
4	$1.8*5.4*1600 = 15552$	2.70	41990
5	$0.9*1.2*1600 = 1728$	0.60	1036
	$W = 27648 \text{ Kg}$		$MR = 60573 \text{ Kg-m}$

y para calcular el momento actuante se calcula la fuerza activa Fa:

$F_a = \gamma_s * H^2 * K_a / 2$ y calculamos el coeficiente de presión activa por medio de la fórmula de Rankine:

$$K_a = (1 - \text{Sen}32^\circ) / (1 + \text{Sen}32^\circ) \\ = 0.3073$$

$$F_a = 1600 \text{ Kg/m}^3 * (6\text{m})^2 * 0.3073 / 2 = 8850.20 \text{ Kg}$$

Luego, el momento de volteo será de:

$$M_V = F_a * H / 3 = 8850.20 \text{ Kg} * 6\text{m} / 3 = 17700.40 \text{ Kg-m}$$

haciendo el chequeo de estabilidad contra volteo:

$$MR / M_V = 60573 \text{ Kg-m} / 17700.40 \text{ Kg-m} = 3.42 > 1.5$$

Por lo tanto, sí chequea contra volteo.

c) Chequeo de estabilidad contra deslizamiento:

Como ya se conoce la fuerza activa, que es la fuerza actuante, toca calcular ahora la fuerza pasiva y la fuerza de fricción, que componen la fuerza resistente.

$$F_p = \gamma_s * h^2 * K_p / 2 \quad \text{donde por Rankine,}$$

$$K_p = (1 + \text{Sen}32^\circ) / (1 - \text{Sen}32^\circ) = 3.2546$$

$$F_p = 1600\text{Kg/m}^3 \cdot (1.5\text{m}) \cdot 3.2546 \cdot 1\text{m}/2 = 5858.28 \text{ Kg}$$

$$F_f = (\text{Coef. fricción}) \cdot W$$

$$F_f = 0.9 \text{ Tang} \theta \cdot W$$

$$F_f = 0.9 \text{ Tang } 32^\circ \cdot 27648\text{Kg} = 15548.75 \text{ Kg}$$

$$FR = F_p + F_f = 5858.28\text{Kg} + 15548.75\text{Kg} = 21407.03 \text{ Kg}$$

y haciendo el chequeo contra deslizamiento:

$$FR/FA = 21407.03\text{Kg}/8850\text{Kg} = 2.43 > 1.5$$

por lo tanto sí chequea por deslizamiento.

d) Chequeo de estabilidad contra asentamiento:

Calculando la excentricidad de la resultante:

$$x = (MR - MA)/W = (60573 - 17700)/27648 = 1.55$$

luego, $e = B/2 - x = 3.6/2 - 1.55 = 0.25 < 0.60\text{m}$
donde 0.60m es $B/6$, por tanto todo el suelo es reactivo y calculando la carga de asentamiento,

$$f = W/(1 \cdot B)(1 + 6e/B)$$

$$f(+)= 27648/(1 \cdot 3.6)(1 + 6 \cdot 0.25/3.6) = 10800 = 10.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$f(-)= 27648/(1 \cdot 3.6)(1 - 6 \cdot 0.25/3.6) = 4480 = 4.48 \text{ Ton/m}^2$$

y como 10.88 Ton/m^2 y $4.48 \text{ Ton/m}^2 < 18 \text{ ton/m}^2$ se nota que sí chequea contra asentamiento.

e) Diseño del armado de refuerzo de acero:

Se diseña en base a la elástica del muro:

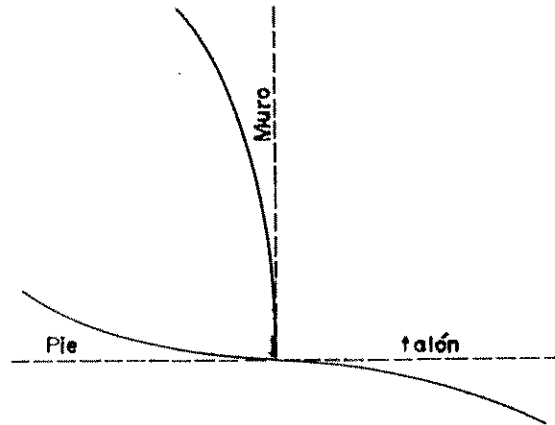


Fig. 3-2: Elástica de muro en voladizo

Diseño del pie:

$$\text{Carga del suelo} = 0.9\text{m} * 1600\text{Kg/m}^3 = 1.44 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Carga del pie} = 0.6\text{m} * 2400\text{Kg/m}^3 = 1440 = 1.44 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Pendiente } P = (10.88 - 4.48)/3.60 = 1.78$$

$$y = 10.88 - 1.78 * 1.20 = 8.74 \text{ Ton/m}^2$$

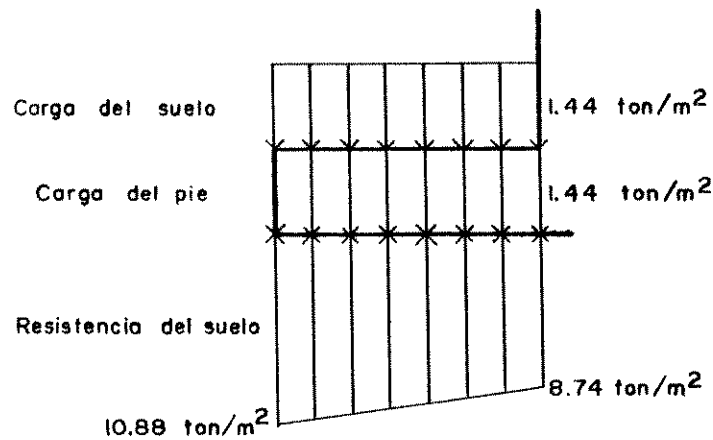


Fig. 3-3: Diagrama de cargas del pie luego se calcula el corte y el momento

se calcula el cortante a $d = 0.50 \text{ m}$

$$p^* = 8.74\text{Ton} + 1.78\text{Ton/m} * 0.50\text{m} - 2\text{Ton/m} * 1.44\text{Ton} = 6.75 \text{ Ton}$$

$$V = (6.75\text{Ton/m} + 8.00\text{Ton/m})/2 * 0.70\text{m} = 5.16 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.7V = 1.7 * 5.16\text{Ton} = 8.73 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 100 * 50E-3 = 32.64 \text{ Ton} > V_u$$

$$M = 5.86 * 1.2^2/2 + (8.00 - 5.86)(1.2)^2/3 = 5.24 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 1.7M = 1.7 * 5.24\text{Ton-m} = 8.91 \text{ Ton-m}$$

y con $b = 100 \text{ cm}$, $d = 20 \text{ cm}$, $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

A_s principal = 19.04 cm^2 , No. 5 a cada 0.10 m

y el refuerzo secundario¹ sería de

$A_s = .002bd = .002 * 100 * 20 = 4.00 \text{ cm}^2 = \text{No. 3}$ a cada 0.15 m .

Diseño del talón:

$$\text{Carga del suelo} = 1600\text{Kg/m}^3 * 5.4\text{m} = 8640\text{kg/m}^2 = 8.64 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Carga del talón} = 2400\text{Kg/m}^3 * 0.6\text{m}/1000 = 1.44 \text{ Ton/m}^2$$

$$y = 4.48\text{Ton} + 1.78\text{Ton} * 1.80 = 7.68 \text{ Ton}$$

y el diagrama resultante sería de dimensiones

$$8.64\text{Ton} + 1.44\text{Ton} - 7.68\text{Ton} = 2.40 \text{ Ton}$$

$$8.64\text{Ton} + 1.44\text{Ton} - 4.48\text{Ton} = 5.60 \text{ Ton}$$

y el corte a la distancia $d=0.50$ sería de

$$P = 2.40\text{Ton} + 1.78\text{Ton} * 0.5 = 3.29 \text{ Ton}$$

$$V = (3.29\text{Ton/m} + 5.60\text{Ton/m})/2 * 1.30\text{m} = 5.78 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.7V = 1.7 * 5.78\text{Ton} = 9.82 \text{ Ton} < \phi V_c$$

¹American Concrete Institute (ACI): Norma 318-83:
14.3.3.

Luego $M = 2.40 \cdot 1.8 / 2 + (5.6 - 2.4)1.8 / 3 = 14.95 \text{ Ton-m}$

y $M_u = 1.7M = 1.7(14.95 \text{ Ton-m}) = 25.42 \text{ Ton-m} = 25420 \text{ Kg-m}$

y con $b = 100 \text{ cm}$, $d = 20 \text{ cm}$, $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$, el área de acero del refuerzo principal será de:

$$A_s = 68.99 \text{ cm}^2$$

= No. 10 a cada 0.10 m.

En tanto que el área de acero del refuerzo secundario sería de:

$$A_s = .002 \cdot b \cdot d = .002 \cdot 100 \cdot 20 = 4.00 \text{ cm}^2$$

= No. 3 a cada 0.15 m.

Diseño de la cortina:

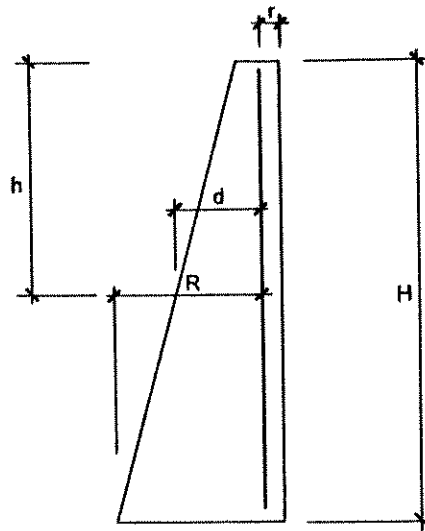


Fig. 3-4: Diagrama para calcular la cortina

$$R/H = 0.40\text{m}/5.40\text{m} = 0.074$$

$$\text{y para un } h = 5.4\text{m}/2 = 2.70 \text{ m}$$

$$R = 0.074 * 2.70\text{m} = 0.20 \text{ m}$$

y con un recubrimiento de 0.10 m

$$d = 0.20\text{m} + 0.20\text{m} - 0.10\text{m} = 0.30 \text{ m}$$

Luego el cortante sería de:

$$V = Pa = \gamma H^2 Ka / 2 \text{ y con } Ka = 0.3073:$$

$$V = 1600\text{Kg}/\text{m}^3 * (5.40\text{m})^2 * 0.3073 * 1\text{m} / 2 = 7168.69 \text{ Kg}$$

$$Vu = 1.7(7168.69\text{Kg}) = 12186.77 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 30 = 19585.10 \text{ Kg} > Vu$$

$$M = \gamma H^3 Ka / 6 = 1600 * 5.40^3 * 0.3073 / 6 = 12903.65 \text{ Kg-m}$$

$$Mu = 1.7(12903.65\text{Kg-m}) = 21936.21 \text{ Kg-m}$$

con $b = 100 \text{ cm}$, $d = 30 \text{ cm}$, $F'_c = 210 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ y $f_y = 2810 \text{ kg}/\text{cm}^2$

$$As \text{ principal} = 31.52 \text{ cm}^2$$

$$= \text{No. } 7 \text{ a cada } 0.10 \text{ m}$$

$$As \text{ secundario} = .002 * 100 * 30 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$= \text{No. } 4 \text{ a cada } 0.20 \text{ m}$$

y el armado final sería así:

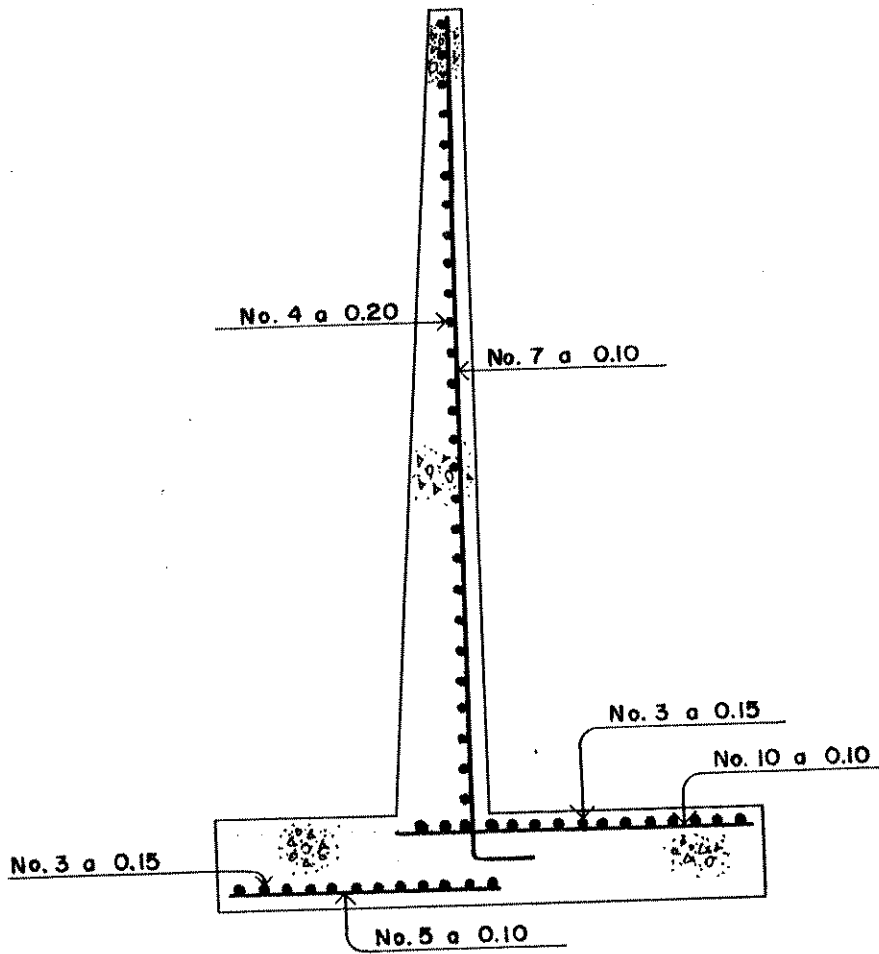


Fig. 3-5: Diseño final del muro en voladizo

CAPÍTULO 4 DISEÑO DE MUROS CON CONTRAFUERTE

En este tipo de muros la cortina se apoya en los contrafuertes que son elementos verticales que reciben la carga directa para transmitirla a la losa horizontal. Su estabilidad se debe a la cortina, al pie, al talón, a los contrafuertes y al relleno que son los elementos que lo componen. Se usa para contener taludes de suelos de 7 metros o más de altura, aunque habrán casos en que aún construyéndolo con altura menor que 7 metros, resulte más rentable que uno de gravedad o en voladizo.

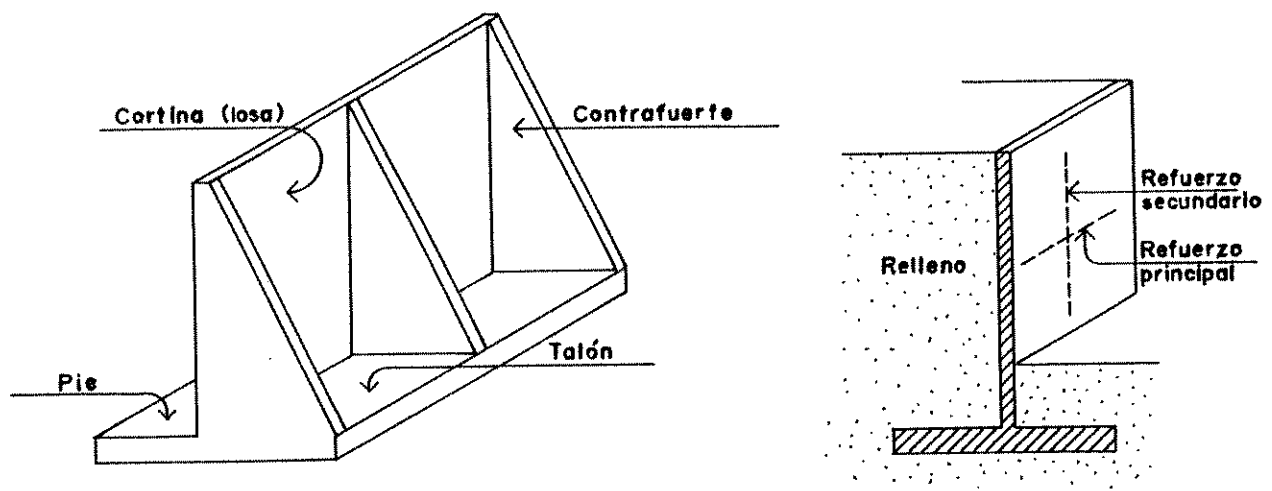


Fig. 4-1: Partes del muro con contrafuertes

El refuerzo principal de la cortina se coloca en forma horizontal, para que transmita la carga del suelo a los contrafuertes, que a su vez la transmitirán a la losa horizontal. El sistema funciona como una losa con vigas T, con las ventajas económicas resultantes. El refuerzo principal va en la cara posterior, que es la inclinada. Por lo general, los contrafuertes se colocan en la parte interior del talud a contener, por limitación de espacio, lo cual hace que trabajen a tensión y que se necesite reforzarlos elevando su costo.

Para prevenir la acumulación de agua en el suelo contenido, se recomienda el uso de un sistema de drenaje francés, colocando como mínimo, un drenaje en el espacio entre dos contrafuertes. En su defecto puede usarse también el drenaje mencionado en el capítulo 1. Se recomienda colocarlo a 15 centímetros sobre el nivel normal del agua, o

de la superficie del terreno, si está más alto que el nivel normal del agua.

El procedimiento a seguir para el diseño de un muro con contrafuertes será diferente al de los anteriores en su secuencia, pero siempre tomando en cuenta los mismos factores. Se hace así:

- a) Cálculo del muro.
- b) Cálculo de la base.
- c) Cálculo de los contrafuertes.
- d) Diseño del talón.
- e) Diseño del pie.
- f) Cálculo de la grada o tacón, si no chequea contra deslizamiento.

EJEMPLO:

Diseñar un muro con contrafuertes para contener un talud de 7.00 metros de altura y longitud de 9.00 metros. El terreno superior es horizontal, el peso específico del suelo es de 1600 Kg/m³, el ángulo de talud natural es de 34° y el valor soporte del suelo es de 20 Ton/m². El concreto a utilizar tendrá peso específico de 2400 Kg/m³, F'c = 210 Kg/cm² y fy = 2810 Kg/cm².

SOLUCIÓN

- a) Cálculo del muro:

Se coloca el cimiento a una profundidad de 1.60 metros, con lo cual se obtiene una altura total del muro H = 8.60 m. La presión será una función lineal que varía de acuerdo a la profundidad, siendo la presión máxima:

$$\begin{aligned} P_{\text{máx}} &= \gamma H = 1600 \text{ Kg/m}^3 * 8.60 \text{ m} = 13760 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 13.76 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

Se colocan 4 contrafuertes con 3 metros de espacio entre

cada uno, y sus diagramas de carga, corte y momento son los siguientes:

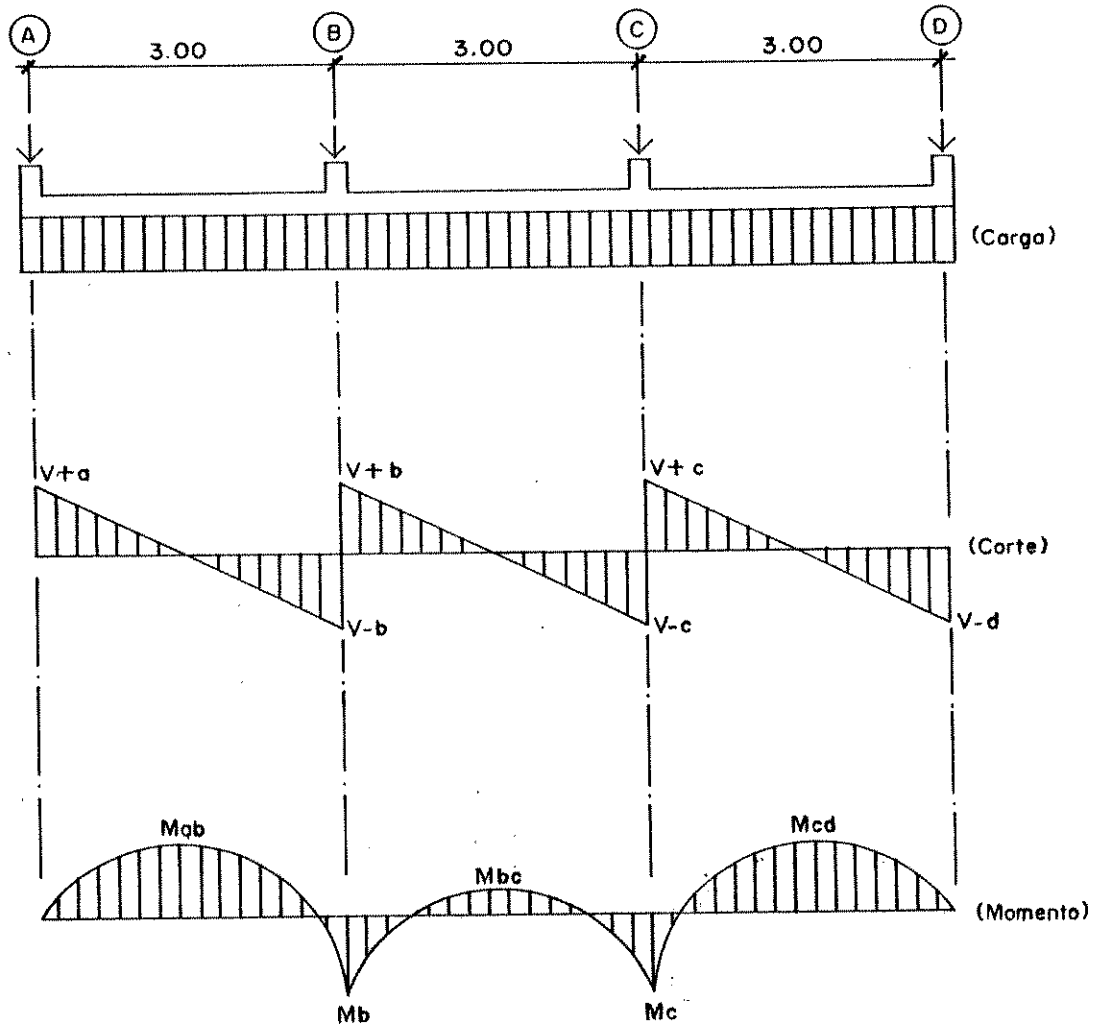


Fig. 4-2: Diagrama de carga, corte y momento

donde se puede notar que $M_{ab} = M_{cd}$ y $M_b = M_c$. Luego, para calcular la losa, se diseñan fajas de 1 metro de ancho, analizando la faja superior y la faja inferior, para diseñar las intermedias por interpolación. Para ello se hace el siguiente cuadro:

DATO	FAJA SUPERIOR	FAJA INFERIOR
$M_{ab} = +.08WL^2$	+344.88 Kg-m	+2759.04 Kg-m
$M_b = -.10WL^2$	-431.10 Kg-m	-3448.80 Kg-m
$M_{bc} = +.025WL^2$	+107.78 Kg-m	+ 862.20 Kg-m
Recubrimiento	0.10 m	0.10 m
d adoptado	0.15 m	0.15 m
$t = (d+recubr)$	0.25 m	0.25 m
$A_{s_{ab}}$	0.91 cm ²	7.57 cm ²
A_{s_b}	1.14 cm ²	9.57 cm ²
$A_{s_{bc}}$	0.28 cm ²	2.30 cm ²

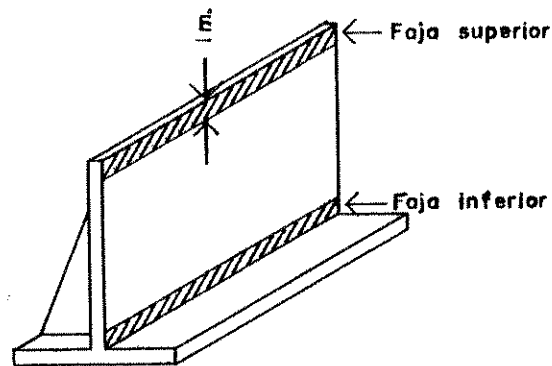


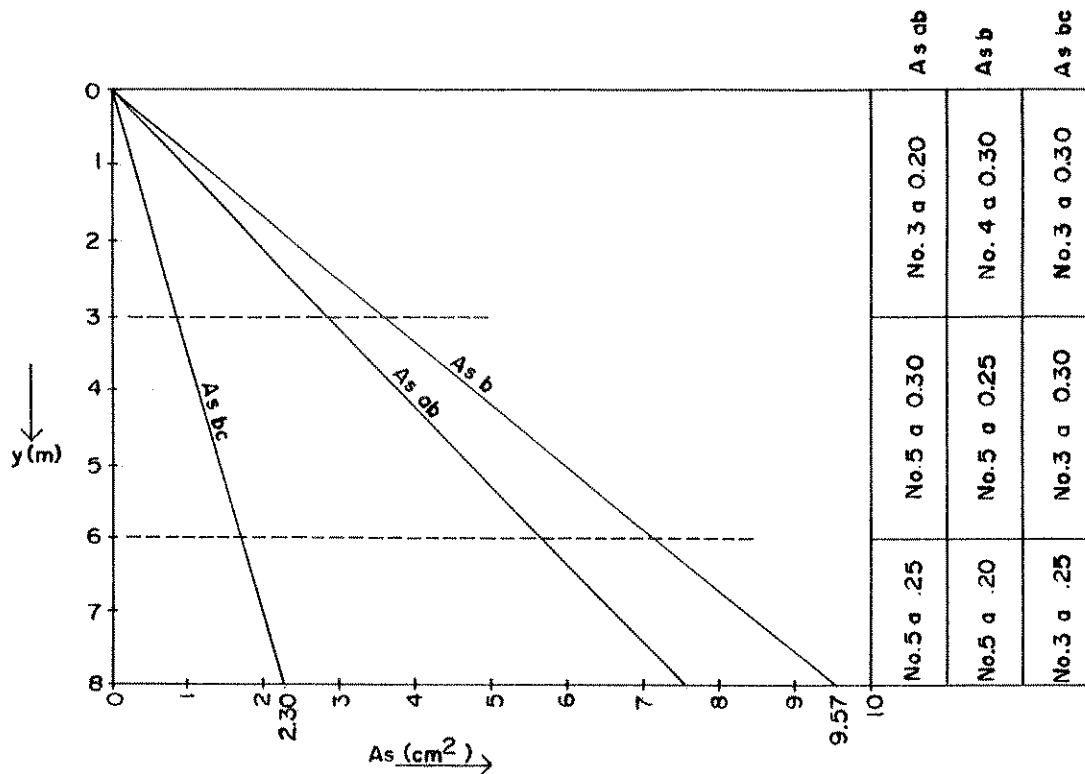
Fig. 4-3: Fajas de cálculo

tomando $W = 479\gamma$ de la teoría de Rankine, que establece que el equivalente líquido no deberá ser menor de 30 lbs/pie³ = 479 Kg/m³. L es la separación entre contrafuertes de 3m, y es constante. " y " es la profundidad de la parte inferior de la faja en estudio.

Para el refuerzo por temperatura la The American Association of State Highway Officials, en la norma 3.5.4 establece: "Excepto en los muros de gravedad, no menos de 1/8 de pulgada cuadrada de refuerzo horizontal por pie de alto deberá proveerse en las superficies expuestas y no reforzadas de otra manera, para resistir las deformaciones de temperatura y contracción". Sin embargo, como aquí se usa el Sistema Internacional de Medidas, la constante equivalente para una faja de un metro de ancho sería la siguiente:

$$A_s(\text{mín}) = 2.645 \text{ cm}^2 = \text{No. 3 a cada } 0.25 \text{ m}$$

Luego, el espaciado y la distribución del acero se calculan interpolando con la ayuda de la siguiente gráfica:



Gráfica 4-1: Refuerzo de la cortina

b) Cálculo de la base:

La longitud de la base puede variar de 0.4 a 0.5 de H, y el pie se ha calculado que se optimiza en su economía si se le da una longitud de 0.35 a 0.50 de la base. Aquí se hacen los chequeos de estabilidad contra volteo, deslizamiento y asentamiento.

Se empieza por calcular la excentricidad de la resultante del peso del muro y la fuerza de empuje, pues es aconsejable que caiga dentro del tercio medio de la base, para obtener compresión sobre toda la base. Si el terreno es de gran resistencia, la resultante puede caer fuera del tercio medio de la base, siempre que la concentración de carga que se produce sobre el terreno no sobrepase su valor soporte.

Para calcular la excentricidad y hacer los chequeos de estabilidad, se necesita de la siguiente tabla para facilitar los cálculos, calculando para un tramo de 3 metros con un contrafuerte intermedio:

Elemento	Peso e. (Kg/m ³)	Volumen (m ³)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
Cortina	2400	0.25*8*3	14400	1.925	27720
Base	2400	4*.6*3	17280	2	34560
Relleno 1	1600	1.95*8*3	74880	3.025	226512
Relleno 2	1600	1*1.80*3	8640	0.90	7776
Contrafuerte	800	1.95*8*0.35/2	2184	2.70	5896.8
			FR=117384		MR=302464.8

$$F_a = \frac{1}{2} H^2 K_a \gamma / 2 \quad \text{donde } L = 3.00 \text{ m y}$$

$$K_a = \frac{(1 - \text{Sen} 34^\circ)}{(1 + \text{Sen} 34^\circ)} = 0.2827$$

$$F_a = 1600 \text{ Kg/m}^3 * (8.60 \text{ m})^2 * 0.2827 * 3 / 2 * 1 \text{ m} = 50183.03 \text{ Kg}$$

$$M_A = F_a * H / 3 = 50183.03 \text{ Kg} * 8.60 \text{ m} / 3 = 143858.02 \text{ Kg-m}$$

$$x = (MR - M_A) / FR = (302464.8 - 143858) / 117384 = 1.35 \text{ m}$$

$$e = B/2 - x = 4/2 - 1.35 = 0.65 \text{ m} < B/6 = 0.67$$

sí chequea porque la resultante cae dentro del tercio medio de la base, logrando así que todo el suelo de cimentación resista la carga.

Luego se hace el chequeo contra volteo:

$$MR/M_A = 302464.8 \text{ Kg-m} / 143858.02 \text{ Kg-m} = 2.10 > 1.5$$

Chequeo contra deslizamiento:

$$F_r = F_p + F_f$$

$$F_p = 1600 \text{ Kg/m}^3 * (1.60 \text{ m})^2 * 3.5374 * 3 / 2 * 1 \text{ m} = 21733.79 \text{ Kg}$$

$$F_f = FR * 0.9 * \text{Tg} \phi = 117384 \text{ Kg} * 0.9 * \text{Tg} 34^\circ = 71258.86 \text{ Kg}$$

$$F_r = 21733.79 \text{ Kg} + 71258.86 \text{ Kg} = 92992.65 \text{ Kg}$$

$$F_r/F_a = 92992.65 \text{ Kg} / 50183.03 \text{ Kg} = 1.85 > 1.50 \quad \text{Sí chequea.}$$

Chequeo contra asentamiento:

Buscando las presiones máximas y mínimas sobre el suelo de cimentación:

$$P_{max} = FR/BL(1+6e/B)$$

$$= 117384*(1+6*.65/4)/(4*3) = 19319.45 \text{ Kg/m}^2 \\ = 19.32 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_{min} = 117384*(1-6*.65/4)/(4*3) = 244.55 \text{ Kg/m}^2 \\ = 0.25 \text{ Ton/m}^2$$

Se nota que ambas presiones son menores que el valor soporte del suelo que es de 20 Ton/m².

Luego se calcula la presión del muro sobre el terreno, ya que servirá para el diseño del talón:

$$x = ((27720+34560) - 0)/(14400+17280) = 1.97 \text{ m}$$

$$e = 4\text{m}/2 - 1.97\text{m} = 0.03 < .67 \text{ m}$$

$$P_{max} = 31680*(1+6*.03/4)/(3*4) = 2758.80 \text{ Kg/m}^2 \\ = 2.76 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_{min} = 31680*(1-6*.03/4)/(3*4) = 2521.20 \text{ Kg/m}^2 \\ = 2.52 \text{ Ton/m}^2$$

c) Cálculo de Contrafuertes:

El contrafuerte trabaja como una viga en voladizo de sección T. La carga que llevará cada contrafuerte por pie lineal, será la presión en el punto que se considere multiplicada por "cL" donde "c" es un factor que da la distancia en que el corte pasa por valor de cero. Se diseña para contrafuertes interiores.

Ya se definió el espesor de los contrafuertes en 35 centímetros. De acuerdo con la A.A.S.H.O. 3.7.6. $b=H/4$

$$b = H/4 = 8.60\text{m}/4 = 2.15 \text{ m}$$

y como $W = 479y$, con $y=8.60$, se encuentra W_{max}

$$W_{max} = 479*8.60 = 4119.40 \text{ Kg}$$

y como el diagrama de cargas es triangular

$$V_{max} = 4119.40 \text{Kg} * 8.60 \text{m} / 2 = 17713.42 \text{ Kg}$$

y como el diagrama de corte es parabólico

$$M_{max} = 17713.42 \text{Kg} * 8.60 \text{m} / 3 = 50778.47 \text{ Kg-m}$$

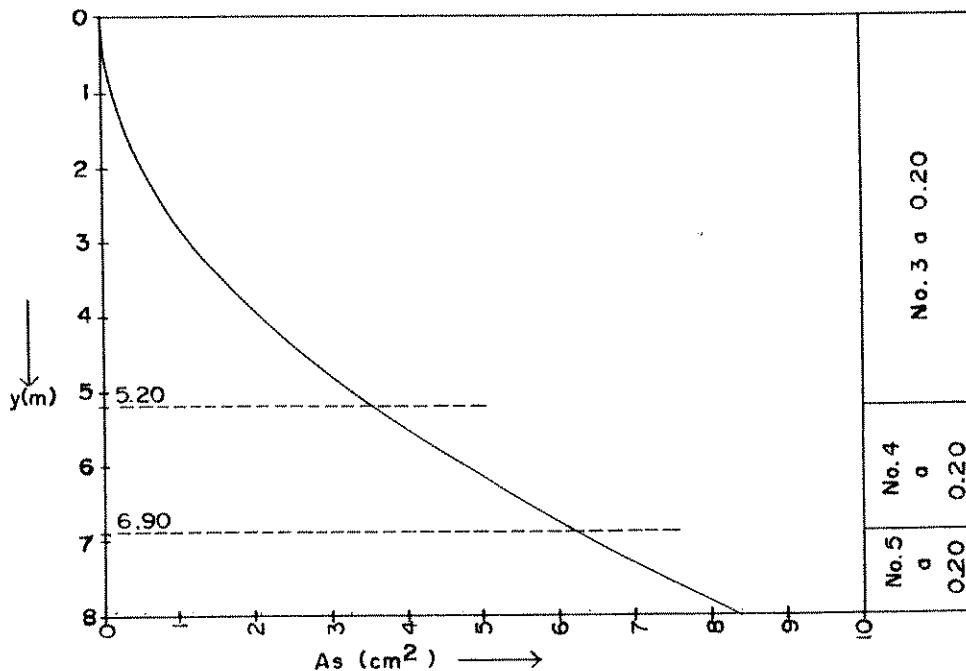
y adoptando un $d_{max} = 1.95 \text{ m}$

$$A_s = 10.47 \text{ cm}^2$$

$$= 2 \text{ No. 6} + 4 \text{ No. 4}$$

Por medio de la gráfica A_s vrs. "y" se pueden encontrar las alturas a que se cortará el refuerzo, de la siguiente manera:

y(m)	d(cm)	M(Kg-m)	$A_s(\text{cm}^2)$
1	24	79.83	0.13
2	49	638.67	0.52
3	73	2155.5	1.17
4	98	5109.33	2.08
5	122	9979.17	3.26
6	146	17244	4.72
7	171	27382.83	6.41
8	195	40874.67	8.40



Gráfica 4-2: Refuerzo de contrafuertes

Luego, de acuerdo a la norma A.A.S.H.O. 3.7.9, es necesario reforzar el contrafuerte con estribos, con un espaciamiento no mayor de tres cuartos del peralte útil de la viga:

Con un d promedio de $d = 195\text{cm}/2 = 97.5 \text{ cm}$
 $S_{\text{max}} = 3/4 * d = 3/4 * 97.5 = 146.25 \text{ cm}$

El anclaje de las cortinas a los contrafuertes se hace por medio de los estribos, por eso, los estribos se hacen cerrados en los cuatro lados, formando un rectángulo. Luego, el espaciamiento de los estribos debe ser tal que facilite un buen anclaje de la losa con los contrafuertes.

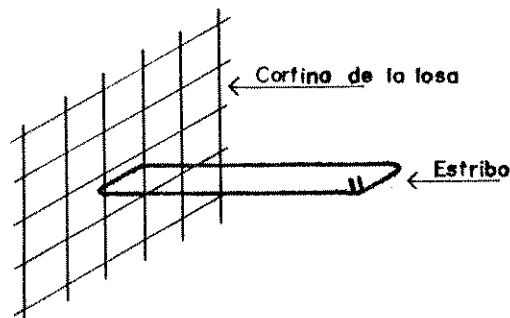


Fig. 4-4: Anclaje de estribos a cortina

d) Diseño del talón:

El talón debe tener un espesor mínimo de 60 cm, y se calcula para resistir el relleno y su propio peso, quitándole la fuerza de empuje del suelo. Se considera como una losa continua, suspendida de los contrafuertes, por lo que se coloca refuerzo vertical a los contrafuertes, para anclar la losa.

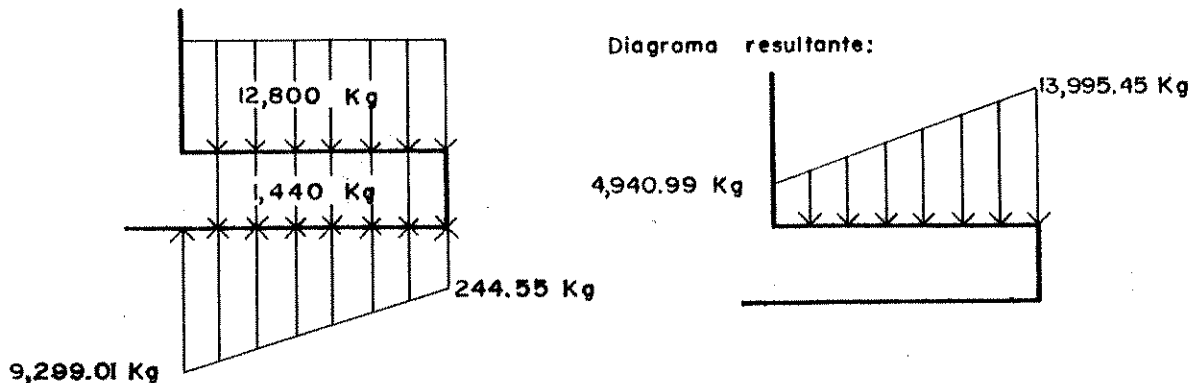


Fig. 4-5: Diagrama de cargas del talón

y calculando el momento que resistira el talon:

$$M_t = 4940.99 \text{ Kg/m} \cdot (1.95 \text{ m})^2 / 2 + 9054.46 \text{ Kg/m} \cdot (1.95 \text{ m})^2 \cdot 2 / 6$$

$$= 20870.60 \text{ Kg-m}$$

$$M_u = 20870.60 \text{ Kg-m} \cdot 1.7 = 35480.02 \text{ Kg-m}$$

$d = 50 \text{ cm}$, para $b = 100 \text{ cm}$

$$A_s = 29.42 \text{ cm}^2$$

$$= \text{No. 8 a cada } 0.17 \text{ m.}$$

$$A_s (\text{sec}) = .002 \cdot 100 \cdot 50 = 10 \text{ cm}^2$$

$$= \text{No. 4 a cada } 0.12 \text{ m}$$

e) Diseño del pie:

El pie se diseña como una losa continua en voladizo. Para determinar las cargas solamente se toma en cuenta el peso propio y la presión sobre el terreno, así

Diagrama resultante:

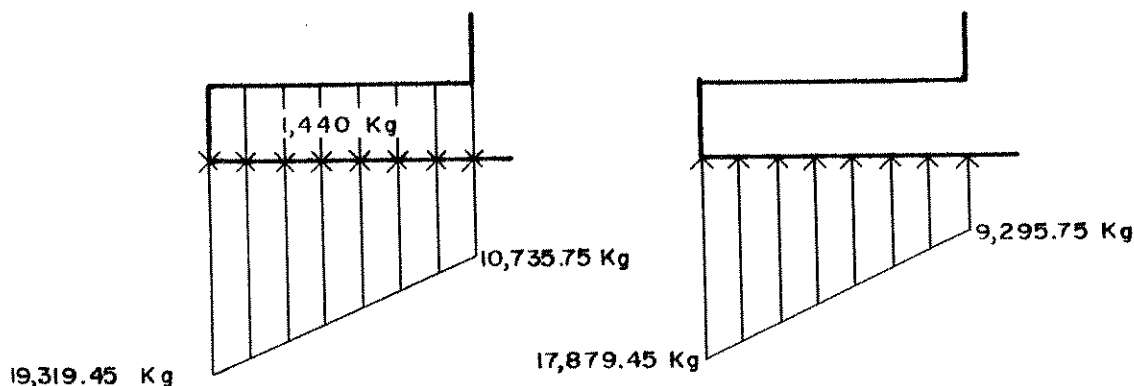


Fig. 4-6: Diagrama de cargas del pie

Se calcula el momento máximo que se dará en el empotramiento del pie, siendo éste:

$$M = 9295.75 \text{ Kg/m} \cdot (1.8 \text{ m})^2 / 2 + 8583.7 \text{ Kg/m} \cdot (1.8 \text{ m})^2 / 3$$

$$= 24329.51 \text{ Kg-m}$$

$$M_u = 24329.51 \text{ Kg-m} \cdot 1.7 = 41360.17 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 34.59 \text{ cm}^2$$

$$= \text{No. 8 a cada } 0.14 \text{ m}$$

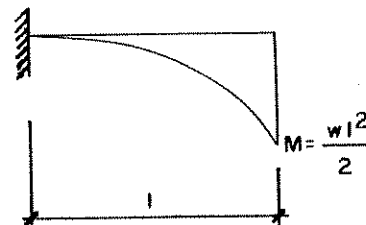


Fig. 4-7: Diagrama de momento

$$A_s(\text{sec}) = .002 * 100 * 50 = 10.00 \text{ cm}^2$$

$$= \text{No. 4 a cada } 0.12 \text{ m}$$

El diseño final del muro con contrafuertes quedaría de la siguiente manera:

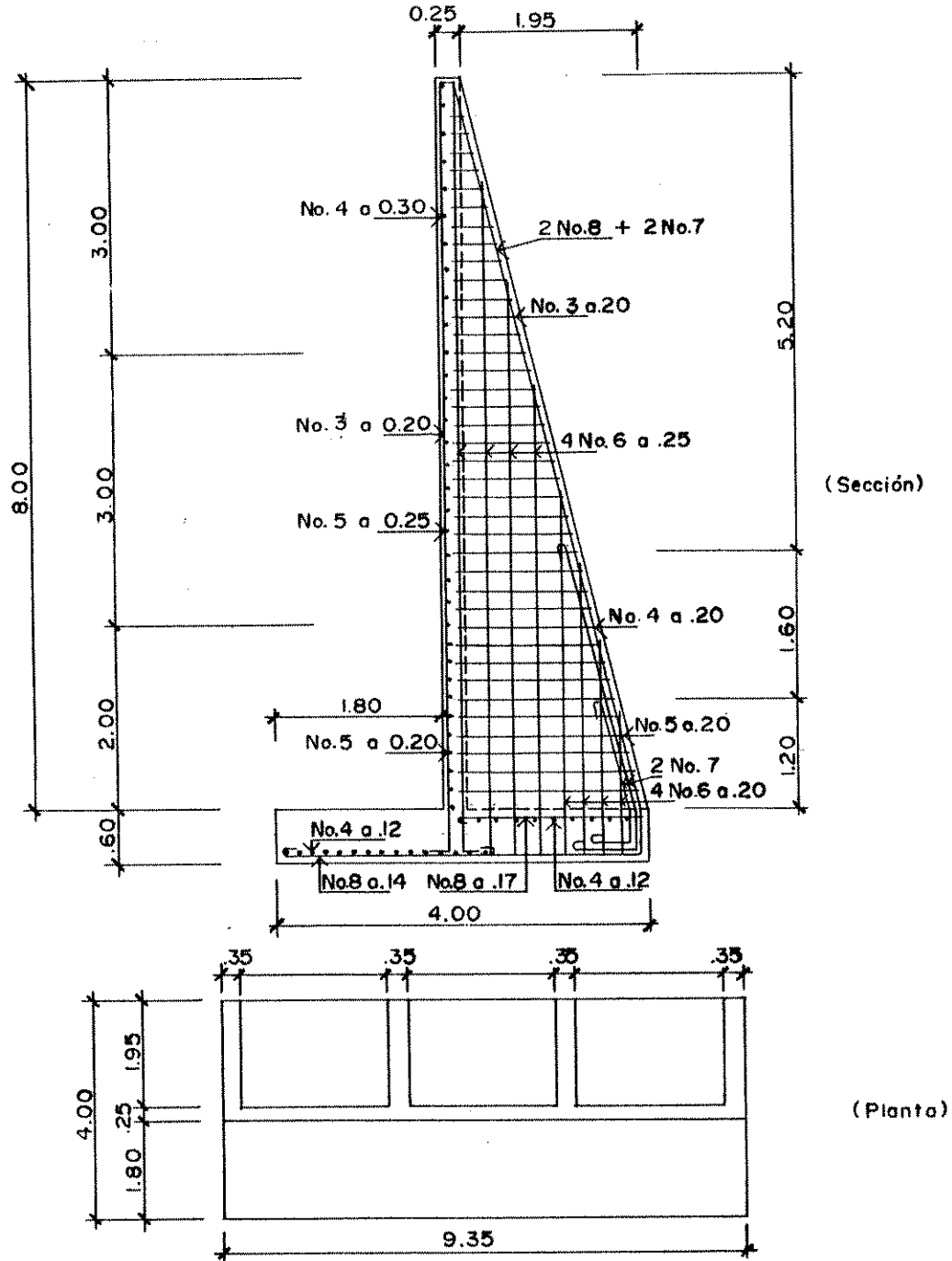


Fig. 4-8: Diseño final del muro con contrafuertes

C A P Í T U L O 5

MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA

Este tipo de muros de contención se usa mucho para contener taludes de tierra pequeños, generalmente en la construcción de viviendas, para reducir la cantidad de movimiento de tierras, nivelar los terrenos y aprovechar al máximo la superficie de los terrenos.

Tiene la ventaja de dar una apariencia exterior final bastante estética, de acuerdo a los criterios de diseño de la construcción. Como desventajas se pueden mencionar: un costo relativamente elevado respecto de los otros muros de contención, requiere de mano de obra calificada para su construcción y que la mampostería ofrece menor resistencia a los esfuerzos de tensión, compresión y corte que el concreto.

Existen varios tipos de muros de mampostería, sin embargo todos funcionan bajo los mismos principios que ya se mencionaron en el capítulo 1. Existen también combinaciones de muros de mampostería y concreto. Los muros de mampostería al igual que los de concreto, se dividen en tres grupos que son: los de gravedad, en voladizo y los que tienen contrafuertes. Su diseño no cambia sustancialmente respecto de el diseño de los muros de concreto, y se puede resumir de la siguiente manera:

- a) Predimensionamiento.
- b) Chequeos de estabilidad contra volteo, deslizamiento y asentamiento.
- c) Diseño del armado de refuerzo de acero, para los casos de voladizo y contrafuertes.

C A P Í T U L O 6

TABLESTACAS

Las tablestacas son un tipo especial de muro de contención que no se rigen completamente a la teoría que se estudió en el capítulo 1. Son muros compuestos por varias tablestacas interconectadas entre sí, que se hincan en el suelo para contener un talud. Se llama tablestaca a una plancha rectangular, que junto a otras tablestacas, se enterrará en el suelo en forma vertical para contener un talud de suelo, formando así un muro de tablestacas. Hay de distintos materiales; cuando el muro es de poca altura, se pueden utilizar tablones de madera tratada; cuando las tablestacas estarán expuestas al agua de mar, se pueden usar tablestacas de concreto armado, de 15 a 20 cm de espesor y de 30 a 75 cm de ancho, debido a su alta resistencia a la corrosión; hay también tablestacas de acero, de lámina metálica y de otros materiales.

Las tablestacas pueden ser usadas temporalmente para contener o desviar cursos de agua, para efectuar construcciones, para contener taludes de tierras mientras se efectúa una excavación, para contener pilas de puentes, muelles, presas, etc.

Las tablestacas de acero son las que más se usan, por su facilidad de manipulación e hincamiento, pero, se necesita protegerlas muy bien contra la corrosión, con pinturas o por métodos electroquímicos. Se pueden dividir fundamentalmente para su estudio en dos grandes grupos: En voladizo y ancladas

6.1. TABLESTACAS EN VOLADIZO:

Se usan generalmente para estructuras temporales. El diseño de tablestacas en voladizo se circunscribe a encontrar la longitud total y la sección de las mismas. Para calcular la longitud total se debe empezar por calcular la profundidad de hincamiento D2.

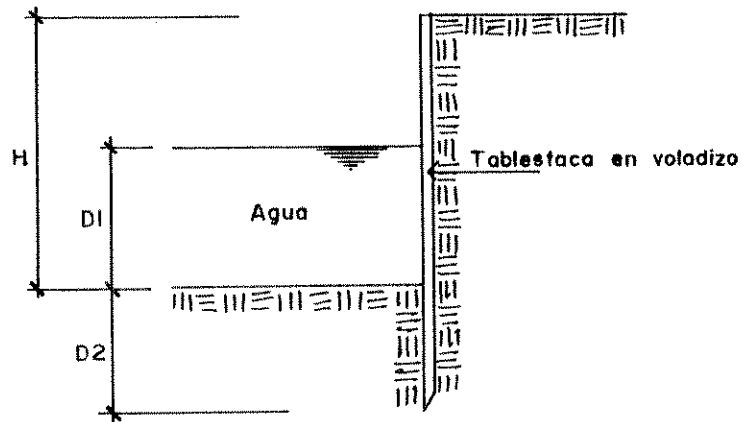


Fig. 6-1: Tablestaca en voladizo

Un método de cálculo muy práctico consiste en tomar una profundidad de hincamiento D2 de 0.43H, con lo cual se logra un factor de seguridad de cerca de 2, y un modelo matemático así:

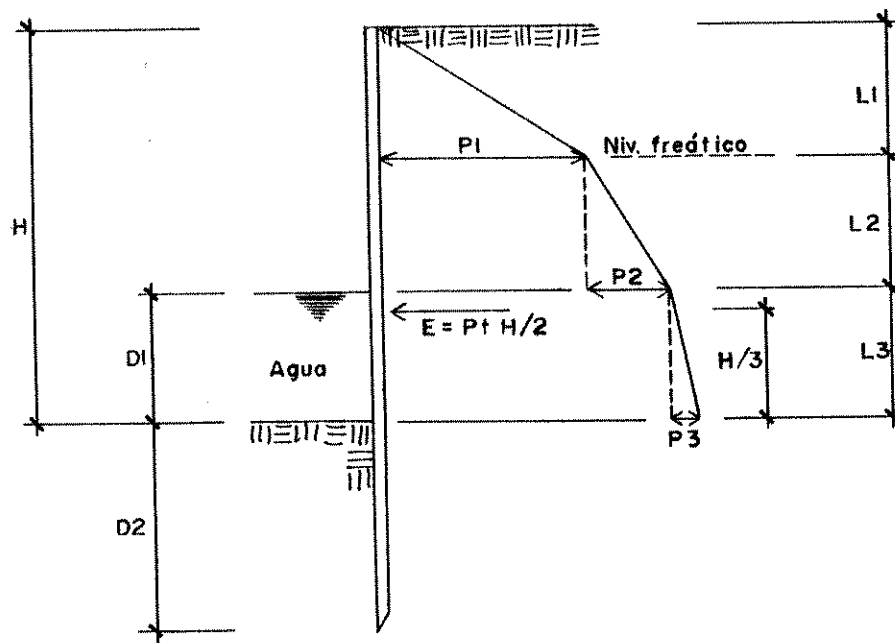


Fig. 6-2: Modelo matemático de tablestaca en voladizo

y las presiones indicadas se calculan así:

$$P1 = \delta_n * L1 * K$$

$$P2 = \delta_n * L2 * K + \delta_w * L2$$

$$P3 = \delta_n * L3 * K$$

donde $K = K_a \cdot f$ y f es un factor que representa el efecto de la fricción del suelo en la tablestaca, que produce una disminución en la presión activa. Generalmente se toma de 0.90, con lo cual se tiene $K = 0.90K_a$.

La presión total " P_t " sobre la tablestaca será de $P_t = P_1 + P_2 + P_3$, y el empuje total aplicado a $H/3$ será de $E = P_t(H/2)$.

6.2. TABLESTACAS ANCLADAS:

Se hincan en el terreno, para que tengan un soporte lateral en el fondo; al extremo superior se le proporciona un soporte por medio de un anclaje que puede ser de varios tipos, sin embargo, se estudiará solamente el llamado "muerto de concreto" por ser el de uso más generalizado. El "muerto" provee de soporte superior a las tablestacas con la ayuda de un tirante que se une a las tablestacas fijándose a una viga llamada "carrera", que se coloca ya sea en el exterior, o en el interior de las tablestacas. Lo más fácil es colocar las carreras en el exterior de las tablestacas, sin embargo, en muchos casos se necesitará colocarlas en el interior, como por ejemplo en muelles, ya que los barcos las pueden dañar, afectando así estructuralmente al muro.

Por su procedimiento de construcción, se clasifican en tablestacas de relleno, cuando se construyen en aguas abiertas y después se coloca el relleno detrás, y tablestacas dragadas, cuando se construyen en terreno natural y después se draga la tierra situada en el frente.

Cuando el hincamiento de las tablestacas no es profundo, al haber una falla por volteo, la tablestaca gira libremente hacia afuera, por lo que a esta condición se le llama "soporte de tierra libre". Pero, cuando se hinca lo suficiente para que también trabaje en voladizo, de manera que no pueda girar libremente, se tiene la condición denominada "soporte de tierra fijo".

Para el cálculo de las presiones se necesita del diagrama siguiente:

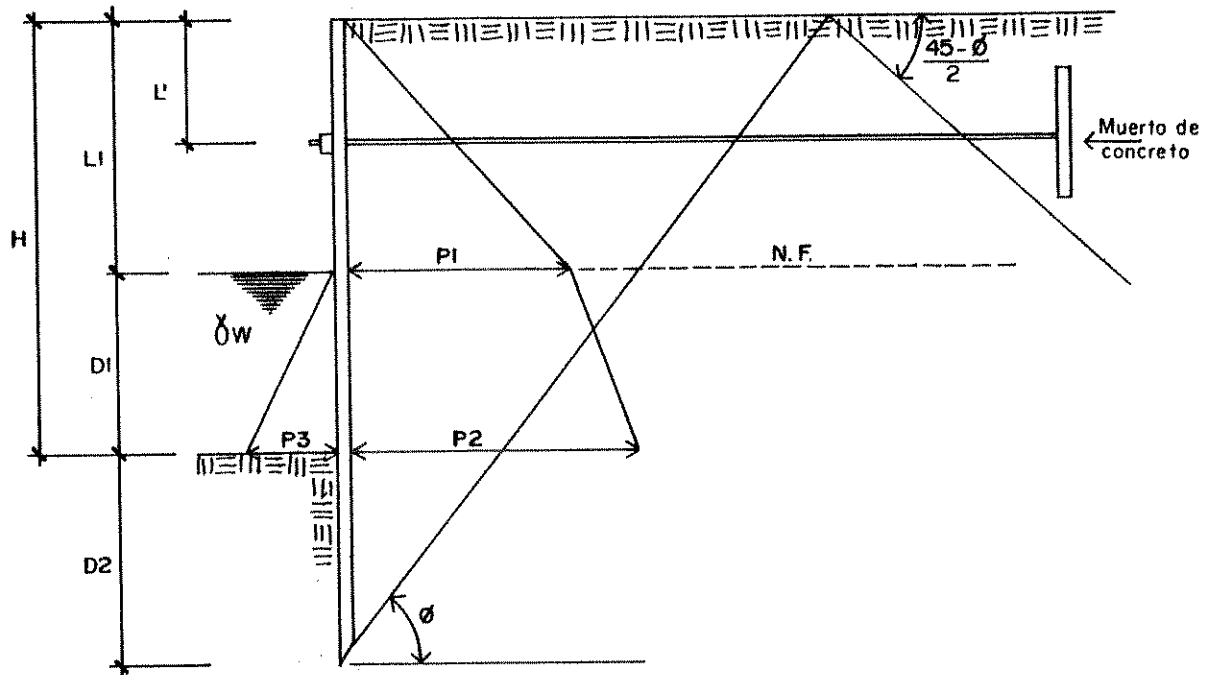


Fig. 6-3: Modelo matemático de tablestaca anclada

$$P1 = K \cdot \delta_w \cdot L1$$

$$P2 = P1 + (H - L1) \delta_w \cdot K + \delta_w \cdot D1$$

$$P3 = \delta_w \cdot D1$$

donde $K = \frac{(1 - L^3 / (f^3 H)) f^3 K_a}{3.5 H} = 0.9 K_a \frac{(1 - L^3 / (f^3 H))}{(3.5 H)}$

f^3 representa un factor de incertidumbre respecto a la relativa importancia del empuje pasivo por encima del anclaje y se toma como $f^3 = 3.5$.

Para diseñar el tirante¹ se usa la siguiente ecuación:

$$T^3 = \frac{T}{1 - L^3 / (f^3 H)}$$

¹American Society for Testing and Materials (ASTM): Norma 416.

La localización del muerto debe ser tal que su zona de esfuerzo cortante no invada la superficie de deslizamiento o la zona de falla, y se calcula así:

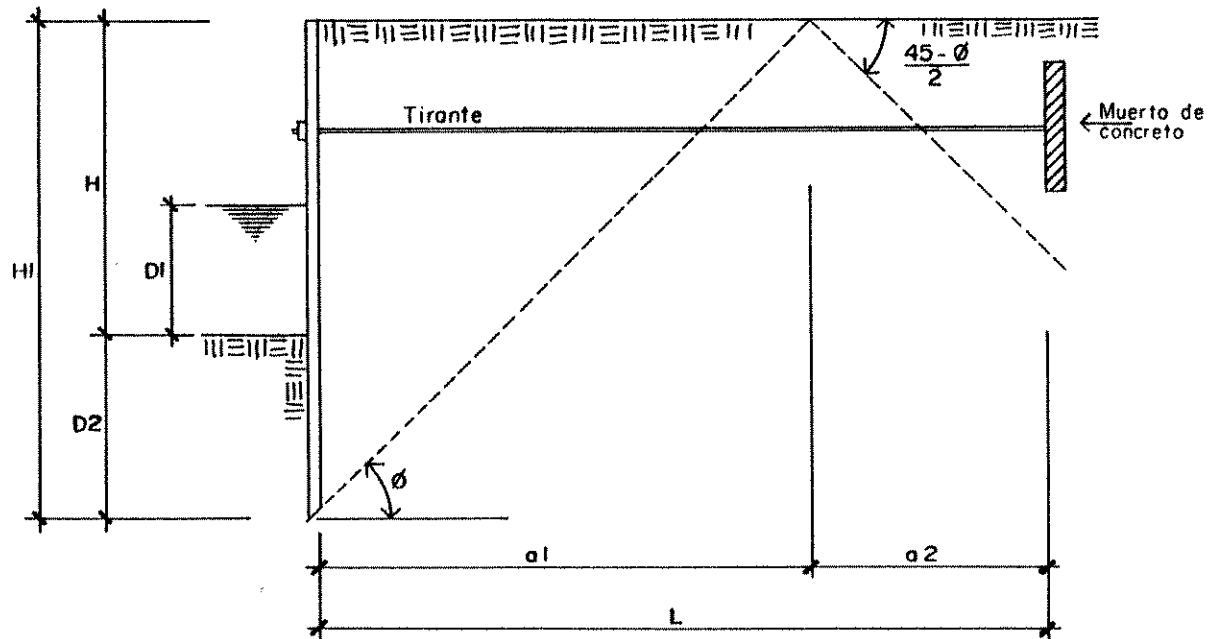


Fig. 6-4: Localización del muerto

$$L = a_1 + a_2 = h_1 \cot \phi + h_2 \cot (45^\circ - \phi/2)$$

La mayoría de los fracasos en las tablestacas son por deficiente hincamiento, resistencia deficiente del anclaje o uniones estructurales deficientes, por lo tanto, debe darse atención especial a estos factores.

CONCLUSIONES

1. La teoría de Rankine es la más práctica, aunque no necesariamente la más exacta, para calcular la fuerza de empuje de un suelo a contener.
2. El diseño de todo muro de contención debe contar por lo menos con los siguientes elementos: Predimensionamiento, análisis de estabilidad contra volteo, deslizamiento y asentamiento y diseño del armado de refuerzo de acero.
3. No existe suelo perfectamente incoherente ($C=0$), dicha condición solamente se usa para efecto de la deducción de las teorías de empuje de suelos, buscando el caso más crítico.
4. La cohesión hace que la falla de un talud nunca sea la misma que el ángulo de talud natural \emptyset .
5. El contenido de agua es un factor que afecta enormemente la fuerza de empuje, aumentándola o disminuyéndola.
6. La decisión sobre qué tipo de muro se debe emplear se basa en los siguientes factores: Material disponible, aspecto exterior, espacio libre requerido, fuerzas que actúan y costo.
7. Existen fundamentalmente 3 tipos de muros de contención, independientemente del material que los compone y son: Muro de gravedad, muro en voladizo y muros con contrafuertes.
8. Las tablestacas son un tipo especial de muros de contención, que se analizan de forma diferente y que se emplean generalmente para usos temporales.
9. De acuerdo a la práctica y experiencia de muchos investigadores, la actividad sísmica incrementa la fuerza de empuje en aproximadamente un 10 por ciento.

RECOMENDACIONES

1. El agua es un factor que afecta tremendamente las propiedades físicas de un suelo, cambiándolo desde un estado sólido hasta un estado líquido, como en el caso de las arcillas, incrementando así la fuerza de empuje con la presión hidrostática, por lo que es necesario prestar mucha atención al drenaje del muro.
2. La mayoría de los fracasos en las tablestacas se deben a insuficiente penetración de las tablestacas, resistencia deficiente del anclaje o uniones estructurales deficientes, por lo tanto, debe darse mucha atención a estos elementos del proyecto.
3. Por lo general un muro de gravedad es el más económico hasta unos 3 metros, en voladizo hasta unos 7 metros y con contrafuertes para alturas mayores de 7 metros, sin embargo, no se debe dejar de hacer un análisis comparativo de costos entre varias alternativas, ya que los costos se ven muy afectados por otros factores como la disponibilidad de material en el lugar, la mano de obra, etc.
4. Nuestro país se encuentra en una zona geográfica altamente sísmica, por lo que siempre se debe tomar en cuenta en todo proyecto de muro de contención, el incremento de la fuerza de empuje en aproximadamente un 10 por ciento.
5. Se ha comprobado que inclinando el muro de contención de gravedad un ángulo de 6° hacia adentro, se obtiene mejor resistencia a la fuerza de empuje del suelo por lo que es bueno darle siempre esa inclinación, aunque en los cálculos se complique un poco más el análisis.

BIBLIOGRAFÍA

1. Graux, Daniel. FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DEL SUELO, PROYECTO DE MUROS Y CIMENTACIONES. Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona, 1970. 414 págs.
2. Sowers, George B. y Sowers, George F. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, 3a. ed. Editorial Limusa-Wiley, S.A. México 1, D.F. 1972. 672 págs.
3. García de León, Mario Efraín. CARGAS SÍSMICAS EN MUROS DE RETENCIÓN. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1,976. 47 p.
4. Herrante Castejón, Edgar. EMPUJES DE SUELOS Y MUROS DE RETENCIÓN EN GUATEMALA. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1,969. 93 p.
5. Fernández Rivas, Renato. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE MUROS CON CONTRAFUERTE. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1,954. 49 p.
6. Bernhard Urréola, Juan Francisco. DISEÑO PRÁCTICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN MAMPOSTERÍA PARA VIVIENDAS. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1,980. 72 p.
7. Castañaza Ruano, Fernando Enrique. MUROS DE RETENCIÓN CONSTRUIDOS CON GAVIONES. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1,988. 70 p.