

300615
17
2eje.

UNIVERSIDAD LA SALLE

**ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**



**" ANALISIS COMPARATIVO DE MUROS DE
CONTENCION CON DIFERENTES MATERIALES "**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JAVIER VIZCAINO RAMIREZ**

ASESOR DE TESIS:

M. EN I. Javier Ribe Martínez De Velasco

MEXICO, D. F.

1994

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD LA SALLE

SOLICITUD DE AUTORIZACION
PARA LA APROBACION E IMPRESION DE TESIS
(INDIVIDUAL)

C. DIRECTOR GENERAL DE INCORPORACION
Y REVALIDACION DE ESTUDIOS DE LA U.L.S.A.M.
P R E S E N T E .

VIZCAINO RAMIREZ JAVIER
 APELLIDO PATERNO APELLIDO MATERNO NOMBRE (S)
 Número de Cuenta : 78502732 Alumno de la carrera de : INGENIERIA CIVIL
 del AREA : _____

Solicita la autorización de impresión de la Tesis titulada : _____
**"ANALISIS COMPARATIVO DE MUROS DE CONTENCION
 CON DIFERENTES MATERIALES"**


OTORGO EL VOTO APROBATORIO Y
CONFORMIDAD PARA ASISTIR COMO
SINODAL AL EXAMEN PROFESIONAL

México, D.F., 15 de JUNIO de 1994


 FIRMA DEL SOLICITANTE


 ASESOR DE TESIS
(NOMBRE Y FIRMA)
 M. en I. JAVIER RIBE MARTINEZ VELASCO Vo/Bo.


 REVISOR DE TESIS
(NOMBRE Y FIRMA)
 M. en I. JAVIER RIBE MARTINEZ DE VELASCO



 DIRECTOR DE LA ESCUELA
(NOMBRE Y FIRMA)
 ING. GILDAHO VICENTE RAMIREZ



Hace constar la aprobación de la tesis objeto de esta solicitud, y autorizo
su impresión

Ciudad Universitaria, D.F., 5 de Julio de 1994

" POR MI BAZA HABLARA EL ESPIRITU "


 ING. GILDAHO VICENTE RAMIREZ

SECRETARIA DE SERVICIOS
ACADÉMICOS
DIRECCION GENERAL DE
INCORPORACION Y
REVALIDACION DE ESTUDIOS



LA SALLE

Al Rescane Señor:

Javier Vizcaino Ramirez

En atencion a su solicitud relativa, me es grato transcribir a Ud. a continuacion, el tema que aprobado por esta Direccion, propuso como Asesor de Tesis el M. en I. Francisco Javier Ribé Martinez de Velasco, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero Civil.


**"ANALISIS COMPARATIVO DE MUROS DE CONTENCION CON
DIFERENTES MATERIALES"**

con el siguiente indice:

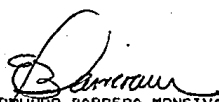
	INTRODUCCION
CAPITULO I	GENERALIDADES SOBRE EMPUJE DE TIERRAS
CAPITULO II	DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION
CAPITULO III	DISEÑO DE MUROS PROPUESTOS A BASE DE MAMPOSTERIA
CAPITULO IV	DISEÑO DE MUROS PROPUESTOS MEDIANTE CONCRETO REFORZADO
CAPITULO V	DISEÑO, CON UNA NUEVA TECNICA, EN CONTENCION DE TIERRAS
CAPITULO VI	CUADRO COMPARATIVO DE ESTUDIO
	CONCLUSIONES
	BIBLIOGRAFIA

Puego a Ud. tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, para prestar Servicio Social, como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional, en virtud de la clasificcion de la Direccion General de la Vicia Federal, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el titulo del trabajo realizado.

A T E N T A M E N T E
"INDIVISA NAREN"
ESCUELA DE INGENIERIA
Mexico, D.F., a 21 de Mayo de 1984



M. en I. FRANCISCO JAVIER RIBE
MARTINEZ DE VELASCO
ASESOR DE TESIS



ING. EDMUNDO BARRERA MONSIVAIS
D I R E C T O R

UNIVERSIDAD LA SALLE

BENJAMIN FRANKLIN 47, TEL. 516-99-60 MEXICO 06140, D.F.

**A QUIENES ME AYUDARON PARA HACER
POSIBLE ESTA LICENCIATURA Y TESIS.**

**A DIOS: PORQUE ME DIO LA VIDA, PORQUE CAMINA
SIMPRE CONMIGO EN TODOS MIS PROYECTOS
Y POR SU INMENSO AMOR.**

**A MIS PADRES : CARMEN RAMIREZ DE VIZCAINO Y
HUMBERTO VIZCAINO PEREZ
POR SU AMOR, CUALQUIER PENSAMIENTO NO
EXPRESARIA TODA LA AYUDA QUE HE RECIBIDO
DE ELLOS, LOS AMO.**

**A MIS HERMANOS : HUMBERTO, ALEJANDRO, HECTOR Y MONICA
POR SU CARIÑO Y CONFIANZA.**

**A MIS AMIGOS,
COMPAÑEROS Y
PROFESORES : POR ESTAR SIEMPRE CONMIGO Y AYUDARME
EN MI FORMACION PROFESIONAL.**

**AL DIRECTOR DE
ESTA TESIS : M. EN I. FRANCISCO JAVIER RIBE MARTINEZ DE
VELASCO, PORQUE GRACIAS A SU ASESORIA TAN
COMPLETA Y SU APOYO, FUE POSIBLE ESTA
TESIS.**

**A MI ESPOSA E HIJA: ANDREA ALICIA DE LA TORRE DE VIZCAINO Y
ANDREA ALICIA VIZCAINO DE LA TORRE
PORQUE SU APOYO Y CARIÑO FUE
FUNDAMENTAL EN ESTE ULTIMO ESFUERZO
PARA LA REALIZACION DE ESTA TESIS, LAS AMO.**

INDICE

ANALISIS COMPARATIVO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON DIFERENTES MATERIALES

INTRODUCCION	7
---------------------	----------

SIMBOLOGIA	9
-------------------	----------

CAPITULO I. GENERALIDADES SOBRE EMPUJE DE TIERRA

I.1 NOMENCLATURA EN MUROS DE CONTENCIÓN	12
--	-----------

I.2 FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DE UN MURO	14
---	-----------

I.3 TEORIA DE RANKINE	18
------------------------------	-----------

1.4 TEORIA DE COULOMB	20
------------------------------	-----------

I.5 METODO DE CULMAN	21
-----------------------------	-----------

I.6 METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI	21
--	-----------

CAPITULO II. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

II.1 INTRODUCCION	27
--------------------------	-----------

II.2 TIPOS DE USOS	27
---------------------------	-----------

II.3 TIPOS DE MUROS DE CONTENCION	28
II.4 DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCION	33
II.5 PROCEDIMIENTO A SEGUIR EN EL PROYECTO DE MUROS DE CONTENCION	33
II.6 DIMENSIONES DEL MURO	34
II.7 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO PARA PROYECTAR MUROS DE CONTENCION	35

CAPITULO III. DISEÑO DE MUROS PROPUESTOS A BASE DE MAMPOSTERIA

III.1 FUERZAS QUE INTERVIENEN	37
III.2 ANALISIS	37
III.3 DATOS GENERALES PROPUESTOS, NECESARIOS EN LOS CALCULOS	38
III.4 DESARROLLO DEL CALCULO DE UN MURO DE CONTENCION	38
III.5 DISEÑOS DE MUROS A DIFERENTES ALTURAS	42
III.6 PRECIO UNITARIO DE CADA MURO	47

CAPITULO IV. DISEÑO DE MUROS PROPUESTOS MEDIANTE CONCRETO REFORZADO

IV.1 DESARROLLO DEL CALCULO DE UN MURO DE CONTENCIÓN	52
IV.1' METODO SIMPLIFICADO PARA EL CALCULO	67
V.2 DISEÑOS DE MUROS A DIFERENTES ALTURAS	70
IV.3 PRECIO UNITARIO DE CADA MURO	84

CAPITULO V. DISEÑOS, CON UNA NUEVA TECNICA, EN CONTENCIÓN DE TIERRAS

V.1 MURO MACIZO ESTABILIZADO POR MEDIO DE MALLAS GALVANIZADAS	99
V.2 ESPECIFICACIONES	100
V.3 DESARROLLO DEL CALCULO DE UN MURO DE CONTENCIÓN	102
V.4 DISEÑOS DE MUROS A DIFERENTES ALTURAS	105
V.5 PRECIO UNITARIO DE CADA MURO	108

CAPITULO VI. CUADRO COMPARATIVO DE ESTUDIO 113

CONCLUSIONES	114
---------------------	------------

BIBLIOGRAFIA	118
---------------------	------------

INTRODUCCION

Esta tesis pretende ser una ayuda práctica para profesionistas que tengan encomendada la proyección de un muro de contención, y que requieran conocer las diferencias que existen entre los diversos materiales para realizarlo: Mampostería o Concreto Reforzado.

Con este estudio se logra comparar a los diferentes tipos de muros de contención de tierras ya que son diseñados con las mismas características tanto de tipo de terreno donde se van a desplantar, las cargas adicionales y al mismo tipo el relleno que se va a utilizar, cubriendo además la comparación en costo para diferentes alturas.

Para este análisis se han tomado en cuenta dos tipos diferentes de suelos: uno friccionante y otro cohesivo, con las siguientes características:

TIPO	MATERIAL	PESO ESPECIFICO γ	COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA ϕ'	ANGULO DE REPOSO ϕ	PRESION ADMISIBLE $q_{adm.}$
FRICCIONANTE	SUELO ARENOSO	1.8 Ton/m ³	0.55	30°	15 Ton/m ²
COHESIVO	SUELO LIMOSO	1.8 Ton/m ³	0.40	32°	8 Ton/m ²

TABLA 1

En cuanto al acero y el concreto, se tomaron las siguientes características:

ACERO

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

CONCRETO

PESO ESPECIFICO 2.40 TON/M³

f'c = 250 Kg/cm²

f'c = 200 Kg/cm²

f'c = 170 Kg/cm²

En el análisis será muy importante dar a conocer el criterio que se ha tomado para el empuje de tierras sobre el muro; así como para todas las fuerzas que intervienen en el cálculo de éste (capítulo I); así también, el criterio para el diseño de estos muros de contención (capítulo II). Los requisitos que se deben de cumplir, recomendaciones para el diseño de cada miembro del que está hecho y conocer el procedimiento adecuado para proyectarlos (capítulo III y IV) así como conocer nuevas técnicas que recientemente se están desarrollando para la contención de tierras (capítulo V).

SIMBOLOGIA

E_A	Empuje activo	(TON).
E_p	Empuje pasivo	(TON).
E_H	Empuje horizontal	(TON).
E_v	Empuje vertical	(TON).
H	Altura del muro	(M).
H_c	Altura crítica	(M).
K_A	Coheficiente activo de presión de tierras.	
K_H	Coheficiente horizontal del empuje (Terzaghi).	
K_p	Coheficiente pasivo de presión de tierras.	
M	Momento	(TON•M).
β	Angulo de inclinación respecto a la horizontal de un relleno (°).	
ϕ	Angulo de fricción entre relleno y muro (°).	
ϕ'	Coheficiente de fricción interna de un suelo.	
δ	Angulo central de círculo de falla (°).	
N	Número de cuadros para la aplicación de la carta de Newmark.	

C	Cohesión	(TON/m²).
γ	Peso volumétrico	(TON/m³).
K_v	Componente vertical del empuje (Terzaghi).	
L	Ancho de la base del muro	(M).
l	Peralte de la zapata interna del muro (M).	
b	Peralte de la zapata externa del muro (M).	
c	Ancho de la corona del muro	(M).
f_y	Límite elástico del acero	(Kg/cm²).
f'_c	Última resistencia del concreto a la compresión (Kg/cm²).	
γ	Peso específico	(TON/m³).
A_s	Area de la armadura a la tracción (M²).	
A_{st}	Area de la armadura a la tracción por temperatura (M²).	
F.S.	Factor de seguridad.	
V	Fuerza cortante	(TON).
q_{adm.}	Presión admisible del terreno	(TON/m²).
e	Excentricidad	(M).

M_R	Momento resistente	(TON/M).
a	Area de una varilla	(M ²).
N	Número de varilla.	
V_A	Fuerza cortante actuante	(TON).
V_{CR}	Fuerza cortante resistente	(TON).

CAPITULO I. GENERALIDADES SOBRE EMPUJES DE TIERRA

En la práctica actual de la ingeniería se consideran, por lo general, dos tipos de elementos de soporte "Rígidos y Flexibles". Los primeros son denominados genéricamente muros y los segundos Tablestacas.

Un muro diseñado con el propósito de obtener y mantener una diferencia en los niveles de suelo ambos lados se llama muro de retención o contención (la tierra que produce el mayor nivel se llama relleno y es el elemento generador de presión) estos se construyen generalmente de mampostería o de concreto reforzado.

Las tablestacas ancladas son elementos de retención del suelo, generalmente usadas en fronteras con agua y suelen ser de acero.

I.1 NOMENCLATURA EN MUROS DE CONTENCION (FIG. 1)

SUPERFICIE DE RELLENO:

1.- Inclinado

2.- Horizontal

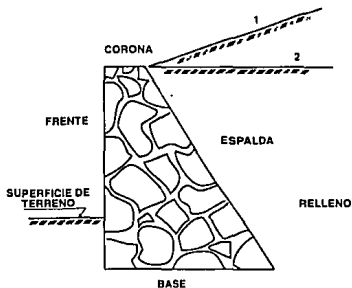
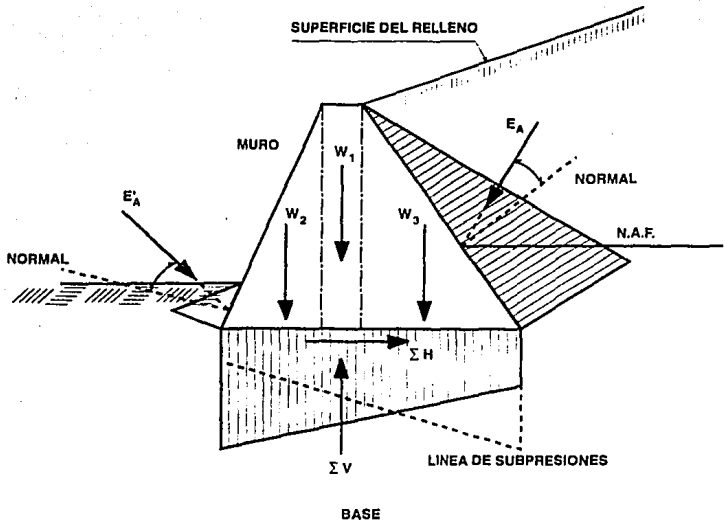


FIGURA 1



ESQUEMA DE FUERZAS PRINCIPALES QUE ACTUAN SOBRE UN MURO DE CONTENCION

FIGURA 2

1.2 FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DE UN MURO DE CONTENCIÓN

Las principales fuerzas que intervienen para el cálculo son las siguientes (ver figura 2).

1.- EL PESO PROPIO DEL MURO (W).

Esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección. Puede calcularse cómodamente subdividiendo dicha sección en áreas parciales para el cálculo sencillo.

2.- LA PRESION DEL RELLENO CONTRA EL RESPALDO DEL MURO.

Con su correspondiente intensidad y distribución, se analizará más adelante y se detallarán las diferentes teorías al respecto de este cálculo.

3.- LA COMPONENTE NORMAL DE LAS PRESIONES EN LA CIMENTACION.

Usualmente se considera a la presión en la cimentación como linealmente distribuida a lo largo de la línea AC. (ver figura 3). Dando lugar a un diagrama trapecial. La resultante vertical de estas presiones (ΣV) actúa en el centro de gravedad de tal diagrama.

4.- LA COMPONENTE HORIZONTAL DE LAS PRESIONES EN LA CIMENTACION.

La resultante de estos efectos horizontales se representa en la figura 2 como ΣH .

La distribución de estas presiones horizontales, no dibujada en la mencionada figura, se supone análoga a la de las presiones normales en arenas y uniforme en suelos plásticos.

5.- LA PRESION DE LA TIERRA CONTRA EL FRENTE DEL MURO.

El nivel de desplante de un muro de retención debe colocarse bajo la zona de influencia de las heladas, y a nivel que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno; así, la tierra colocada en el frente del muro ejerce una resistencia, indicada en la figura 2 por E'_A ; sin embargo, esta fuerza suele omitirse en los cálculos en algunas ocasiones a causa de ciertas incertidumbres que pudieran existir en lo relativo a su magnitud en un caso práctico.

Otras fuerzas que se pueden presentar son:

1.- FUERZAS DE PUENTE.

Se incluye aquí el conjunto de fuerzas actuantes sobre el muro. Si este forma parte, por ejemplo, de un estribo de puente, el peso propio de los elementos de puente, las fuerzas de drenaje, centrífugas para puente en curva, etc., deben ser consideradas.

2.- SOBRECARGAS ACTUANTES.

Las sobrecargas actuantes sobre el relleno, usualmente uniformemente distribuidas o lineales.

3.- FUERZAS DE FILTRACION Y OTRAS POR AGUA.

Las fuerzas de filtración y otras debidas al agua por acumulación de la misma tras el muro genera presiones hidrostáticas sobre él, independientemente de la calidad del relleno. En este caso, sin embargo se reduce la presión debida a la tierra por efecto del peso específico sumergido. Esta condición debe siempre ser evitada, instalando en el muro el drenaje adecuado que garantice la eliminación eficiente de estas aguas.

Si en un relleno arcillosos existen grietas cercanas al muro y el agua las llena, podrán ejercer en la correspondiente profundidad empujes hidrostáticos contra el muro, si a través del relleno se establece un flujo, por ejemplo, por lluvia, la condición de presiones contra el muro puede hacerse más desfavorables, por lo que será preciso analizar la condición de flujo, tomando en cuenta la presencia de fuerzas de filtración.

4.- LAS SUPRESIONES.

Cuando el drenaje bajo el muro no es concreto o ha sufrido desperfecto, puede almacenarse agua en aquella zona. Si la cimentación es impermeable, el agua puede fluir a lo largo de ella emergiendo a la superficie del suelo en el frente del muro; en estas condiciones puede haber riesgo de tubificación. En cimentaciones permeables, el agua que sale a la superficie puede ser poca, pero en todo caso se producirán presiones de agua contra los materiales constituyentes del muro (subpresiones); la distribución de estas subpresiones aparece en la figura 2.

5.- LA VIBRACION.

Las vibraciones producidas por el paso del tráfico sobre caminos, además de ferrocarriles, máquinas u otras causas, pueden incrementar las presiones contra los muros cercanos. No suele, no obstante ser frecuente introducir estos efectos en los cálculos comunes por lo pequeño que resultan. La vibración se toma en cuenta haciendo $\delta = 0$ (ángulo de fricción entre relleno y muro igual a cero).

6.- EL IMPACTO DE FUERZAS.

Ciertas causas externas tales como movimiento de vehículos y otras pueden producir impactos sobre el relleno de un muro. Estos efectos tienden a ser rápidamente amortiguados por el propio relleno y no suelen tomarse en cuenta.

7.- LOS SISMOS.

El efecto de movimientos sísmicos pueden ser causantes de aumentos momentáneos de presión lateral contra el muro. El efecto no suele ser de gran consideración, pero en zonas críticas pueden tomarse en cuenta incrementando los empujes calculados en un 10%.

8.- LA ACCION DE LAS HELADAS.

Cuando el drenaje de los rellenos no es adecuado, la parte superior del mismo puede saturarse y en condiciones climáticas apropiadas el agua puede helarse. Esto puede producir expansiones de cierta importancia en el relleno sobre el muro y este efecto puede hacerse notable cuando se repite frecuentemente. Estos efectos se evitan con drenaje apropiado.

9.- EXPANSIONES DEBIDAS A CAMBIOS DE HUMEDAD EN EL RELLENO.

Estos problemas son frecuentes en rellenos arcillosos en los que la expansión produce aumento en las presiones laterales sobre el muro; este aumento de las presiones está limitado por las condiciones de influencia del muro.

Cuando el suelo se seca, se contrae y la presión disminuye correspondientemente. La reiteración de estos procesos puede ser perjudicial. El efecto puede presentarse más intensamente en la superficie del relleno, decreciendo con la profundidad, de modo que rara vez se manifiesta abajo de 1.5 m aproximadamente, bajo la superficie del relleno.

No hay ningún método seguro para calcular los incrementos de presión producidos por estos fenómenos, que pueden evitarse en gran parte con estratos horizontales de material grueso, que actúe como dren.

CALCULO DE LA PRESION DEL RELLENO CONTRA EL RESPALDO DE MURO (FUERZA No. 2):

Para obtener el empuje que produce un suelo sobre los elementos de soporte se utilizan más frecuentemente las teorías de Rankine, Coulomb y Terzaghi, que a continuación se describen:

1.3 TEORIA DE RANKINE

Un suelo esta en estado plástico, esto es arena seca sin cohesión, cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado, de acuerdo con lo anterior caben dos estados plásticos: el que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo $K_A Z$ y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo: $K_P Z$. Estos estados se denominan respectivamente activo y pasivo.

$$\text{En el estado activo} \quad K_A = \frac{1}{N\phi} = \text{TAN}(45 - \frac{\phi}{2}) = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

El estado pasivo: $K_P = N\phi = \text{TAN}(45 + \frac{\phi}{2})$ que son los coeficientes activo y pasivo de presión de tierras.

Para suelos puramente friccionantes se tienen las siguientes fórmulas para el cálculo del empuje:

$$\text{EMPUJE ACTIVO: } E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$\text{EMPUJE PASIVO: } E_P = \frac{1}{2} \cdot N\phi \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot K_P \cdot \gamma \cdot H^2$$

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal, los empujes activo y pasivo se calculan por medio de las fórmulas:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

Para suelos cohesivos, la teoría de Rankine da las siguientes expresiones:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH$$

La altura máxima H_c (altura crítica a que puede llegarse en un corte vertical de material cohesivo sin soporte y sin derrumbarse se obtiene de:

$$H_c = \frac{4 \cdot c}{\gamma}$$

Para suelos cohesivos friccionantes, según la teoría de Rankine, se utilizan las siguientes fórmulas:

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma \cdot H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H$$

$$E_P = \frac{1}{2} N\phi \cdot \gamma \cdot H^2 + 2c \sqrt{N\phi} \cdot H$$

La altura crítica con la que puede mantenerse sin soporte el suelo cohesivo friccionante en corte vertical, se calcula por medio de la fórmula:

$$H_c = \frac{4 \cdot c}{\gamma} \cdot \sqrt{N\phi}$$

1.4 TEORIA DE COULOMB

Esta teoría considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla plana desarrollada dentro del relleno. (ver figura 3).

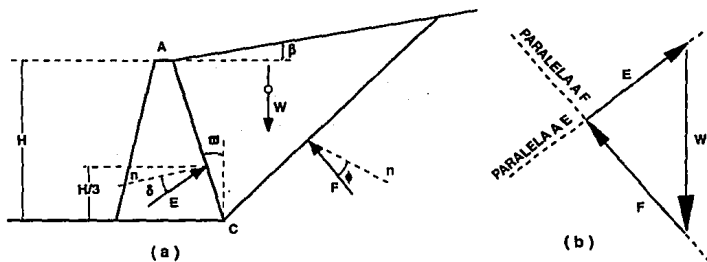


FIGURA 3

Considerando el equilibrio de la cuña, se ve que el polígono dinámico constituido por W, F y E debe cerrarse. Como W es conocida en dirección y magnitud y además se conoce previamente las direcciones de E y F, puede conocerse la magnitud del empuje sobre el muro.

Este método es un procedimiento por tanteos para encontrar la cuña crítica que dé el máximo empuje.

1.5 METODO DE CULMAN

Se aplica a rellenos de cualquier forma basados en la teoría de coulomb. Es un método gráfico que permite llegar fácilmente al valor de máximo empuje ejercido contra un muro por un relleno.

1.6 METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI

El primer paso para la aplicación de este método es encasillar al material de relleno con el que ha de trabajarse, en uno de los siguientes tipos:

- I. Suelo granular grueso sin finos.
- II. Suelo granular grueso con finos limosos.
- III. Suelo residual con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- V. Fragmentos de arcilla dura o mediamente dura protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos.

En lo que se refiere a la geometría del relleno y la condición de las cargas. Este método cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica.

1. La superficie del relleno es plana o inclinada y sin sobrecarga.

2. La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel en que se torna horizontal.
3. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente repartida.
4. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

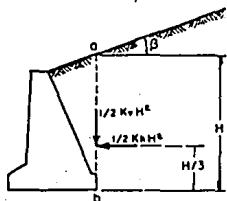
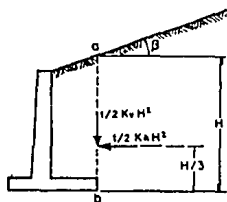
En el primer caso el problema se resuelve aplicando las fórmulas:

$$E_H = \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot H^2$$

$$E_V = \frac{1}{2} \cdot K_V \cdot H^2$$

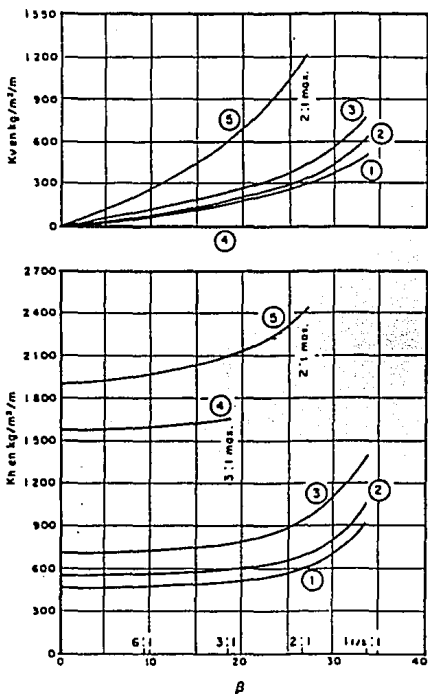
que son las componentes horizontal y vertical del empuje activo K_H y K_V , y se obtienen de las siguientes gráficas (gráfica 1).

Que proporcionan las componentes horizontal y vertical del extremo inferior del muro, en el lado del relleno (espalda) ver gráfica 1, en esta gráfica se pueden obtener los valores de K_H y K_V necesarios para la aplicación de las fórmulas anteriores en función de la inclinación de la superficie del relleno y del tipo de material con que haya de trabajarse.



Los números en las curvas indican el tipo de material.

Para materiales del tipo 5 los cálculos se realizan con una altura, H , menor que la real en 1.20 m



GRAFICA 1

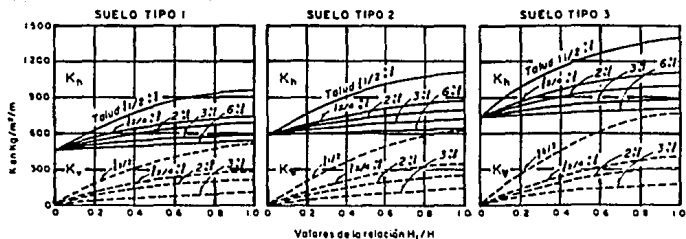
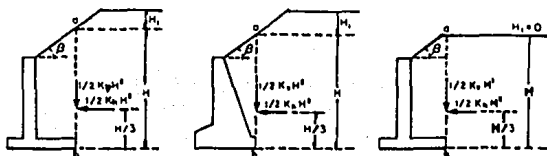
Las expresiones y gráficas anteriores proporcionan el valor del empuje por metro lineal del muro. El empuje deberá aplicarse a la altura $H/3$ contada del paño inferior del muro.

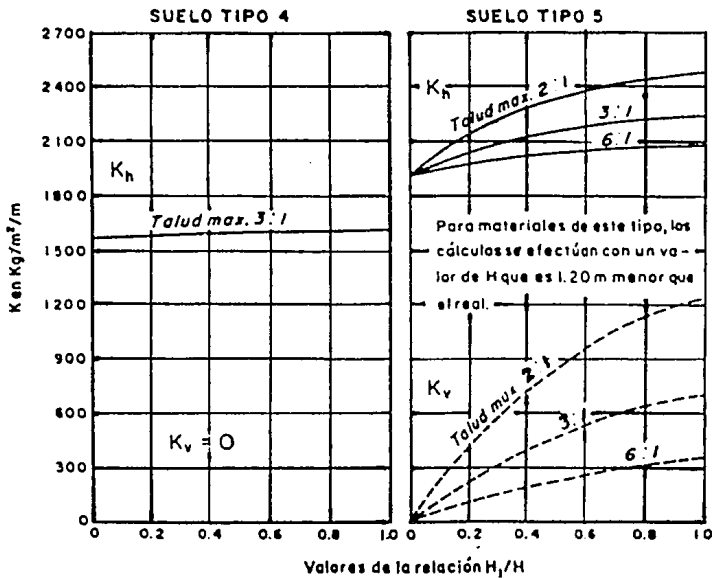
En el caso de trabajar con relleno Tipo V el valor de H considerado en los cálculos debe reducirse en 1.20 m respecto al usual y el empuje obtenido debe considerarse aplicado a la altura:

$$d' = \frac{1}{3} (H - 1.20)$$

contada a partir del nivel inferior del muro

Cuando el relleno tiene superficie inclinada hasta una cierta altura y después se hace horizontal (caso 2) los valores de K_H y K_V deberán obtenerse de las siguientes gráficas (gráfica 2):





GRAFICA 2

Para el tercer caso cuando el relleno soporta sobrecarga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje, deberá incrementarse uniformemente en:

$$P = C q$$

Donde q es el valor de la sobrecarga repartida C se escoge de la siguiente tabla según sea el tipo de relleno.

Valores de C	
Tipo de Relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

GRAFICA 3

En el caso cuatro se considera que la sobrecarga ejerce sobre el plano vertical, en que se aceptan aplicados los empujes, una carga concentrada que vale:

$$P = C q'$$

Donde: q' Es el valor de la carga lineal uniforme.

c Se obtiene, como en el caso anterior, de la gráfica 3.

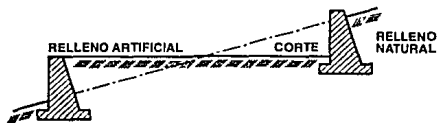
CAPITULO II DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

II.1. INTRODUCCION

Los muros de contención tienen como finalidad el mantener una diferencia de niveles de suelo, resistiendo las presiones laterales producidas por el material retenido y debe su estabilidad principalmente a su propio peso y al del suelo que esta situado directamente arriba de su base.

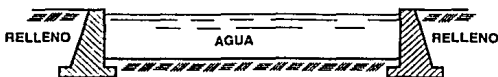
II.2 TIPOS DE USOS

Frecuentemente en la construcción de edificios o puentes es necesario contener la tierra en una posición muy próxima a la vertical, siempre que se requieran rellenos y terraplenes hay necesidad de proyectar muros de protección, y en los edificios con sótanos los muros de contención son indispensables.



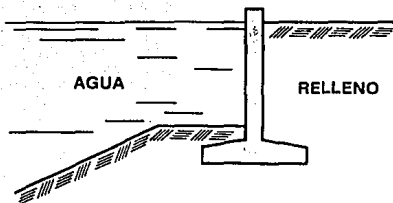
Sección en balcón para un camino o un ferrocarril

FIGURA 4



Lecho en un canal en corte

FIGURA 5



Muro de contención para agua y tierra

FIGURA 6

II.3 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

MUROS DE GRAVEDAD. Son aquellos que resisten los empujes mediante su propio peso y del suelo que se apoya en ellos, son económicos para alturas menores de 4.5 m. Estos muros en cuanto a su sección transversal, pueden ser de diferentes formas, siendo las más comunes las que se ilustran en las figuras siguientes: (figura 7 y figura 8).

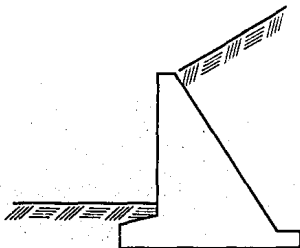


FIGURA 7

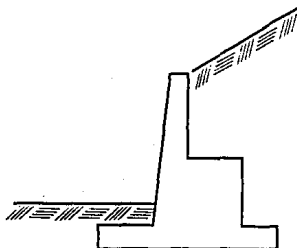


FIGURA 8

En cuanto a los materiales estos pueden ser de mampostería, de ladrillo o de concreto simple o reforzado, el esfuerzo se coloca en cantidad nominal de acero cerca de de la superficie expuesta, para evitar el agrietamiento en los cambios de temperatura. La dimensión de la base de estos muros anda alrededor del 43% de su altura. (ver figura 9)

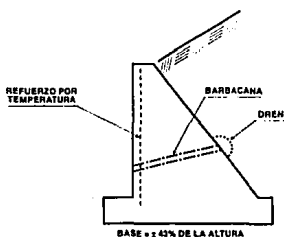


FIGURA 9

MUROS DE SEMIGRAVEDAD

Es algo más esbelto que el de gravedad y requiere esfuerzo consistente en varillas verticales colocados a lo largo del parámetro interior y otras que se continúan dentro de las zapatas. También lleva acero para temperatura cerca del paramento expuesto. (ver figura 10)

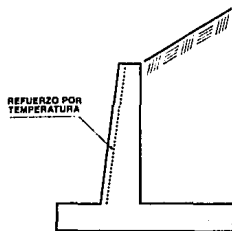
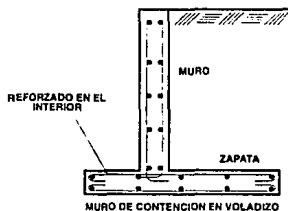


FIGURA 10

MUROS EN VOLADIZOS. Son aquellos que trabajan como viga en voladizo, empotrados en una zapata inferior, es un tablero y una base formada por una losa de concreto, son relativamente delgados y están completamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas constantes a que están sujetos y la forma de muro más usual es la llamada en TE. (ver figura 11)



Muro de contención en voladizo.

FIGURA 11

Estos muros son económicos para alturas hasta de 6.0 m.

MUROS CON CONTRAFUERTES. Son aquellos que resisten los empujes trabajando como losas continuas apoyadas en los contrafuertes, es decir que el refuerzo principal en el muro lo lleva horizontalmente. Tanto la losa exterior como los contrafuertes están conectados a la losa de la base y entre los contrafuertes se rellena de suelo. Todas las losas están completamente reforzadas. (ver figura 12)

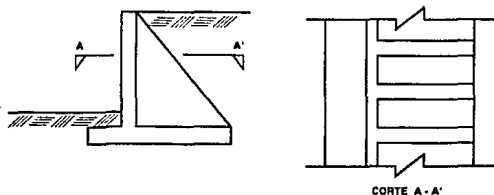


FIGURA 12

Los cuatro tipos de muros anteriores se conocen como muros monolíticos, en contraste con los muros de criba que se muestran en la siguiente figura. (ver figura 13)

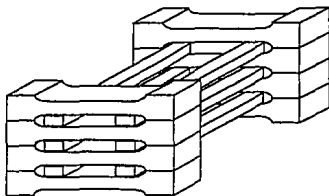


FIGURA 13

Están formados por unidades estructurales individuales, unidas en el lugar formando una serie de cajas huecas conocidas como escribas. Estas se llenan de suelo y su estabilidad depende no solamente del peso de las unidades y su relleno, sino también de la resistencia del suelo usado para el mismo. Las unidades mismas pueden estar construidas de concreto reforzado, metal estructural o madera.

De los tipos monolíticos, los que se construyen más comúnmente en la actualidad son: el de voladizo y el de semi gravedad. Los de voladizo generalmente tienen la ventaja del bajo costo inicial y se usan mucho en conexión con edificios y caminos. Sin embargo debido al espesor relativamente pequeño de las secciones de concreto, son vulnerables a los efectos de congelación y deshielo, a la expansión y contracción y al deterioro del concreto. Por lo tanto cuando lo más importante es la permanencia y los bajos costos de mantenimiento, como en las estructuras para el ferrocarril, se consideran preferibles los muros de semigravedad que son más gruesos.

Se supone que todos los muros deben soportar la presión de la tierra que contienen; pero usualmente no están proyectados para resistir la presión del agua además de la tierra, por lo tanto, los muros de contención bien proyectados están provistos de sistemas para drenar el agua ya que de otra manera se acumularía en el relleno.

Los drenes consisten comunmente en tubos conocidos como Barbacanas (ver figura 9), tienen un diámetro de 15 o 20 cm y se extienden a través del muro, están protegidos contra la obstrucción en el relleno por capas de grava, los drenes deben separarse aproximadamente 3 m. tanto horizontal, como verticalmente, en los muros contrafuertes debe haber cuando menos un dren en cada uno de los espacios entre contrafuertes.

Las barbacanas no son muy eficientes para drenar los rellenos semi-permeables, a menos que las capas de grava satisfagan los requisitos de un filtro, es probable que se obstruyan. En invierno pueden taparse las salidas con el hielo. Por estas razones se considera preferible un dren continuo de respaldo (ver figura 9), cuando las condiciones materiales del lugar permiten su uso. El dren consiste en un tubo perforado de diámetro no menor de 15 cm. El tubo, que debe estar rodeado por un filtro, usualmente termina en una zanja que debe ser accesible para su limpieza.

El material usado como relleno tiene una influencia importante en las fuerzas que actúan contra el parámetro interior de un muro de contención. Se consideran que las arenas limpias y las gravas son superiores a los otros suelos porque drenan fácilmente, no son susceptibles al efecto de la helada y no pierden estabilidad con el paso del tiempo. Las arenas limosas, los limos o los suelos granulares con un pequeño porcentaje de arcilla son menos convenientes porque no pueden drenarse fácilmente, es probable que le afecte la helada y pueden experimentar una disminución de su resistencia al esfuerzo cortante, aumentando su contenido de agua.

Las arcillas son malas como relleno porque se drenan con dificultad, sufren con las estaciones, cambios alternativos de expansión y contracción y pueden perder gran parte de su resistencia cuando acumulan humedad. Si las grietas de contracción en un relleno de arcilla se llenan con agua de lluvia, el muro puede quedar sujeto a presión hidrostática, así como también a la presión de la tierra, aunque se hallan instalado drenes. Por tanto, siempre que sea posible, se considera una buena técnica insertar

una cuña de material que drene con facilidad entre el muro y el relleno de arcilla como se muestra en la figura 9.

II.4 DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCION

REQUISITOS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MUROS DE CONTENCION

Un muro de contención correctamente diseñado debe satisfacer dos requisitos principales:

PRIMERO: Hacer a la estructura segura contra falla por vuelco y asentamiento excesivo, la presión debajo de la base no se debe exceder a la capacidad de la carga admisible del suelo, además la estructura en conjunto debe tener un factor de seguridad adecuado con respecto al deslizamiento a lo largo de su base o a lo largo de cualquier estrato débil abajo de su base. Las dimensiones que se dan a la estructura y su estabilidad global se revisa, para cargas de trabajo y para la presión de tierra sin modificar los factores de carga.

SEGUNDO: Toda la estructura, así como cada una de las partes debe tener la resistencia adecuada. En una fase del proyecto se aplican ordinariamente factores de carga. Las presiones y fuerzas correspondientes proporcionan la base para revasar la resistencia estructural máxima en diferentes secciones críticas.

II.5 PROCEDIMIENTO A SEGUIR EN EL PROYECTO DE MUROS DE CONTENCION

Es a base de tanteos. Se suponen dimensiones provisionales antes de poder investigar la estabilidad o la resistencia estructural. Después del análisis tienen que modificarse algunas de las dimensiones, antes de obtener un proyecto satisfactorio.

II.6 DIMENSIONES DEL MURO

BASE: La base del muro de contención ordinario debe ser tan angosto como sea posible, por economía, pero al mismo tiempo tiene que ser lo suficientemente ancha para proporcionar la estabilidad adecuada contra vuelco y deslizamiento, para reducir la presión en el suelo a un valor tolerable.

La relación del ancho de la base a la altura total del muro comunmente varía de 0.40 a 0.65, la relación más pequeña resulta adecuada si la base está apoyada en un suelo firme y si el relleno tiene una superficie horizontal y es arena limpia o grava, por otra parte, conforme a la resistencia del subsuelo del relleno disminuye, y al aumentar la pendiente del relleno, la relación puede ser de 0.65 o aún exceder además, en el ancho de la base influyen cargas adicionales en el relleno, como las debidas a un ferrocarril, carretera o estructura.

EL PERALTE DE LA BASE: El peralte está en función de las fuerzas cortantes y de los momentos en las secciones situadas en los paramentos delantero y trasero del muro vertical. Por tanto en el peralte influye mucho la posición del muro vertical dentro de la base. Si este muro está situado de manera que el saliente del talón del paramento frontal del muro este aproximadamente a un tercio del ancho de la base. El peralte de la base comunmente queda dentro del intervalo de 1/2 a 1/8 de la altura del muro.

BASE PARA MURO DE MAMPOSTERIA: En los muros de mampostería el ancho dependerá a la vez del ángulo de inclinación (∞) en la espalda del muro. Este se recomienda que sea de 60° con respecto a la horizontal.

EL DESPLANTE: El desplante de la base abajo de la superficie del terreno en el frente del muro debe ser suficiente para evitar los movimientos producidos por la congelación y el deshielo del suelo. Aún cuando la profundidad a la que penetra la helada sea pequeña, la base de preferencia deberá colocarse abajo de la zona de cambios de volumen estacionales, producidos por la variación de la humedad del subsuelo.

Esto es especialmente importante si se encuentran arcillas expansivas, en muchos casos es necesario desplantar la base a una profundidad mucho mayor que estos valores mínimos. Para alcanzar un estrato de suelo adecuado para soportar las presiones que se apliquen.

MURO VERTICAL: El espesor del muro vertical deberá ser el suficiente para resistir con seguridad las fuerzas cortantes y los momentos debidos a la presión de la tierra contra el respaldo del muro. Por esta razón, la resistencia y el talud del relleno tienen influencia considerable en el espesor del muro.

ESPESOR DE CORONA: El espesor debe ser lo suficientemente grande para permitir fácilmente el colocado de concreto. En muros de mampostería este no podrá ser menor a 30 cm.

UNION DEL MURO CON LA BASE: La sección crítica por cortante y momento está en la unión del muro vertical con la base. Con objeto de dar la resistencia adecuada a esta sección, se acostumbra dar un aumento en el espesor del muro de 2 a 6 por ciento de altura.

II.2 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO PARA PROYECTAR MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO

El proyecto puede resumirse a los pasos siguientes, de los cuales los primeros cinco se refieren a la determinación de sus dimensiones y a su estabilidad, y los dos finales a la investigación de la resistencia.

1.- Elijanse dimensiones provisionales para la estructura, incluyendo las dimensiones del tablero y de la base, así como la posición de aquel sobre ésta.

2.- Estímese la magnitud de todas las fuerzas que obran arriba del lecho inferior de la base, como se indica en la figura 14.

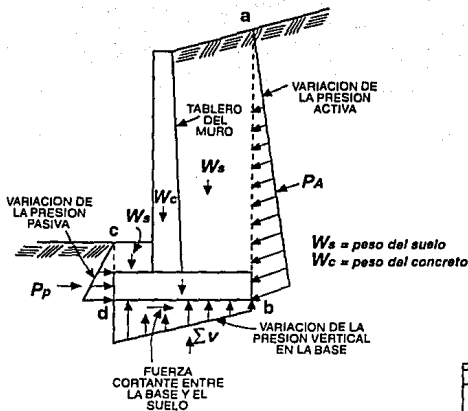


FIGURA 14

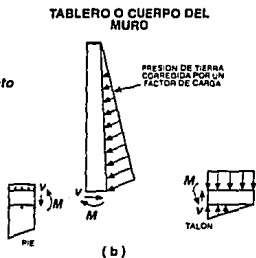


FIGURA 15

- Determinése el punto de intersección de la resultante de las fuerzas determinadas en el paso 2, con el plano del lecho inferior de la base. La localización de este punto constituye la comprobación de la estabilidad del muro con relación al vuelco.
- Determinése la magnitud de la presión de la cimentación contra la base.
- Compruébese el factor de seguridad contra deslizamiento.
- Aplicúese los factores de carga a la presión de tierra y a las otras cargas y calcúlese las correspondientes presiones, reacciones, fuerzas cortantes y momentos.
- Calcúlense las resistencias máximas en las secciones críticas de los elementos mostrados en la figura 15.

Al hacerse los cálculos de los pasos 3 a 7 casi siempre se aprecia la necesidad de hacer modificaciones en las dimensiones provisionales del paso 1.

CAPITULO III DISEÑO DE MUROS PROPUESTOS A BASE DE MAMPOSTERIA

Se considera como muros a base de mampostería los constituídos por piezas prismáticas de piedra natural, unida por un mortero aglutinante.

Los muros hechos a base de mampostería se consideran de gravedad cuya estabilidad se debe a su peso propio y utilizan la acción del voladizo para retener la masa del suelo.

III.1 FUERZAS QUE INTERVIENEN

Las fuerzas que intervienen son:

1. El peso propio del muro.
2. El empuje de tierras.
3. La fricción entre muro y suelo de relleno.
4. El empuje hidrostático o fuerzas de filtración.
5. Las sobrecargas en la superficie del relleno.

III.2 ANALISIS

Para el análisis de los muros de contención se revisaran los estados límites de falla, esto es por:

- Volteo.
- Deslizamiento del muro.
- Falla de la cimentación del muro y rotura estructural.

Estados límites de servicio por:

- Asentamiento.
- Giro
- y/o deformación excesiva del muro.

II.3 DATOS GENERALES PROPUESTOS, NECESARIOS EN LOS CALCULOS

Peso volumétrico de mampostería $\gamma = 2.3 \text{ Ton/M}^3$

Peso volumétrico de relleno $\gamma = 1.8 \text{ Ton/M}^3$

Para suelos friccionantes:

Angulo de reposo $\phi = 30^\circ$

Presión admisible $q_A = 15.00 \text{ Ton/M}^2$

Coefficiente de fricción $\phi' = 0.55$

Para suelos cohesivos:

Angulo de reposo $\phi = 32^\circ$

Presión admisible $q_A = 8 \text{ Ton/M}^2$

Coefficiente de fricción $\phi' = 0.40$

Cohesión $c = 1.2 \text{ Ton/M}^2$

Nota: La presión del terreno admisible puede tener una variación del 10%.

III.4 DESARROLLO DEL CALCULO DE UN MURO DE CONTENCION

Muro de contención de mampostería con una altura de 4 metros.

DATOS:

Altura $H = 4M$

Tipo de suelo: Suelo friccionante.

Peso volumétrico: $\gamma = 1.8 \text{ Ton/M}^3$

Presión admisible $q_A = 15 \text{ Ton/M}$

Coefficiente de fricción $\phi' = 0.55$

Angulo de reposo del suelo $\alpha = 30^\circ$

Peso volumétrico de mampostería $\gamma = 2.3 \text{ Ton/M}^3$

CALCULO DE EMPUJE

Teoría de Rankine $E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$

donde:
$$K_A = \frac{1 - \text{SEN } \alpha}{1 + \text{SEN } \alpha}$$

$$K_A = \frac{1 - \text{SEN}30^\circ}{1 + \text{SEN}30^\circ} = 0.333$$

$$E_A = (1/2) (0.333) (1.8) (4)^2 = 4.80 \text{ Ton}$$

Proponer dimensiones, ver figura 16.

REVISION DE LA ESTABILIDAD

SECC.	AREA (M ²)	γ (T/M ³)	V TON
W_1	$\frac{2.31 \times 4.0}{2} = 4.62$	1.8	8.32
W_2	$\frac{2.31 \times 4.0}{2} = 4.62$	2.3	10.63
W_3	$0.3 \times 4.0 = 1.2$	2.3	2.76
		$\Sigma V =$	21.69 TON

C = Corona
H = Altura
L = Longitud de base propuesta.
C = 0.30 m
H = 4 metros
L = 2.61 m

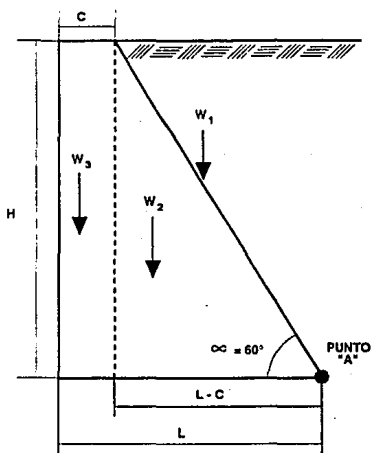


FIGURA 16

MOMENTO CON RESPECTO A "A".

SECC.	V TON	BRAZO (M)	MOMENTO TON*M
1	8.32	$\frac{2.31}{3}$	6.41
2	10.63	$\frac{2.31 \times 2}{3}$	16.37
3	2.76	$\frac{0.3}{2} + 2.31$	6.79
EMPUJE ACTIVO 4.80 X 4/3 =			6.41
$\Sigma M_A =$			35.943 TON*M

LOCALIZACION DE LA RESULTANTE

$$e = \frac{\Sigma M_A}{\Sigma V} \cdot \frac{L}{2}$$

$$e = \frac{35.943}{21.69} \cdot \frac{2.61}{2} = 0.3519 < \frac{L}{6}$$

$$y \frac{L}{6} = \frac{2.61}{6} = 0.435 > e \text{ Por lo tanto la excentricidad es menor al tercio medio de la longitud de base.}$$

PRESION EN LA BASE (q)

$$q = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q = \frac{21.69}{2.61} \left(1 + 6 \frac{0.3519}{2.61} \right) = 15.04 \text{ Ton/m}^2 < 16.5 \text{ Ton/m}^2$$

La presión que el muro ejerce al suelo es menor a la que puede resistir este, por lo tanto, también cumple con este requisito.

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO (F.S.)

$$F.S. = \frac{\Sigma V \phi'}{E_A}$$

$$F.S. = (21.69) (0.55) / 4.80 = 2.486 > 1.5$$

Por lo tanto no requerirá de un nuevo diseño.

III.5 DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCION A DIFERENTES ALTURAS

Para cada una de las alturas de diseño (3, 4, 5, 6 y 8 metros), se calcularon muros con las siguientes características:

MURO TIPO	TIPO DE RELLENO
A	Con relleno friccionante sin talud.
B	Con relleno friccionante con talud (ángulo de 30°).
C	Con relleno cohesivo sin talud.

Para alturas de 4 metros sobre suelos cohesivos ya no es recomendable utilizar mampostería como vemos en el ejemplo de la tabla del muro tipo 4C después de hacer diferentes diseños se encontro que no fue posible que la presión sobre el terreno fuera menor a la admisible.

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION MEDIANTE MAMPOSTERIA

TIPO	3A	3B	3C
DATOS			
q_A Presión Adm.	15.0 Ton/m ²	15.0 Ton/m ²	8.0 Ton/m ²
β Angulo Inc.	0°	30°	0°
C Cohesión			1.20 Ton/m ²
ϕ Angulo Reposo	30°	30°	32°
ϕ' Coeficiente	0.55	0.55	0.40
K_A Componente	1/3		
E_A Empuje Activo	2.7 Ton	7.015 Ton	0.90 Ton
DIMENSIONES			
H Altura	3 m	3 m	3 m
C Corona	0.4 m	0.40 m	0.30 m
∞ Angulo	60°	60°	60°
L Base	2.13 m	3.13 m	2.03 m
ESTABILIDAD			
V Cortante	13.40 Ton	20.31 Ton	12.722 Ton
M Momento	17.60 Ton/m	40.11 Ton/m ²	14.396 Ton/m ²
e Excentricidad	0.2487 m	0.408 m	0.1155 m
L/6 e<L/6	0.355 m	0.522 m	0.338 m
q Presión	10.692 Ton/m ²	11.56 Ton/m ²	8.39 Ton/m ²
F.S. Factor Seg.	2.72 > 1.5	1.592 > 1.5	5.56 > 1.5

TABLA 2

NOTA: En lo sucesivo cuando se mencione un muro tipo 3B el número indicará la altura de este mientras que la letra, el tipo de relleno.

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN A BASE DE MAMPOSTERÍA

TIPO	4A	4B	4C
DATOS			
q_A Presión Adm.	15.0 Ton/m ²	15.0 Ton/m ²	8.0 Ton/m ²
β Angulo Inc.		30°	
C Cohesión			1.2 Ton/m ²
ϕ Angulo Reposo	30°	30°	32°
ϕ' Coeficiente	0.55	0.55	0.40
K_A Componente	1/3		
E_A Empuje Activo	4.80 Ton	12.47 Ton	4.80 Ton
DIMENSIONES			
H Altura	4 m	4 m	4 m
C Corona	0.30 m	1.80 m	0.3 m
∞ Angulo	60°	60°	60°
L Base	2.61 m	4.11 m	2.61 m
ESTABILIDAD			
V Cortante	21.69 Ton	35.49 Ton	21.697 Ton
M Momento	35.94 Ton/m	92.53 Ton•m	35.944 Ton•m ²
e Excentricidad	0.3519 m	0.551 m	0.35195 m
L/6	0.435 m	0.684 m	0.435 m
q Presión	15.04 Ton/m ²	15.60 Ton/m ²	15.03 Ton/m ²
F.S. Factor Seg.	2.48	1.56	1.808

TABLA 3

MUROS DE CONTENCIÓN A BASE DE MAMPOSTERÍA

TIPO	5A	5B	5C
DATOS			
q_A Presión Adm.	15.0 Ton/m ²	15.0 Ton/m ²	8.0 Ton/m ²
β Angulo Inc.	0	30°	0
C Cohesión			1.2 Ton/m ²
ϕ Angulo Reposo	30°	30°	32°
ϕ' Coeficiente	.55	.55	0.40
K_A Componente	1/3		
E_A Empuje Activo	7.50 Ton	19.485 Ton	10.50 Ton
DIMENSIONES			
H Altura	5 m	5 m	5 m
C Corona	0.20 m	3.8 m	2.0 m
∞ Angulo	60°	60°	60°
L Base	4.09 m	6.69 m	4.86 m
ESTABILIDAD			
V Cortante	46.39 Ton	73.29 Ton	52.589 Ton
M Momento	105.06 Ton/m	286.10 Ton/m	151.339 Ton*m ²
e Excentricidad	0.378 m	0.560 m	0.434 m
$L/6 \leq e < L/3$	0.681 m	1.114 m	0.814 m
q Presión	16.50 Ton/m ²	16.47 Ton/m ²	16.50 Ton/m ²
F.S. Factor Seg.	3.18	2.068	2.0

TABLA 4

Nota: La presión ejercida al suelo se considera aceptable si no excede de un 10% de la presión admisible

MUROS DE CONTENCIÓN A BASE DE MAMPOSTERÍA

TIPO	6A	6B	6C
DATOS			
q_A Presión Adm.	15.0 Ton/m ²	15.0 Ton/m ²	8.0 Ton/m ²
β Angulo Inc.	0	30°	0
C Cohesión	0	0	1.2 Ton/m ²
ϕ Angulo Reposo	30°	30°	32°
ϕ' Coeficiente	0.55	0.55	0.40
K_A Componente	1/3	1/3	
E_A Empuje Activo	10.80 Ton	28.06 Ton	18.0 Ton
DIMENSIONES			
H Altura	6 m	6 m	6 m
C Corona	4.8 m	10 m	7 m
∞ Angulo	60°	60°	60°
L Base	8.26 m	13.46 m	10.46 m
ESTABILIDAD			
V Cortante	108.85 Ton	180.61 Ton	139.21 Ton
M Momento	486.74 Ton/m	1300.97 Ton/m	785.53 Ton·m ²
e Excentricidad	0.3406 m	0.4712 m	0.4108 m
$L/6$ $e < L/6$	1.377 m	2.244 m	1.744 m
q Presión	16.42 Ton/m ²	16.23 Ton/m ²	16.43 Ton/m ²
F.S. Factor Seg.	5.54	3.54	3.09

TABLA 5

Nota: Las dimensiones de los muros con altura de 6 metros son desproporcionadas por lo que ya no se hicieron diseños para alturas mayores.

III.6 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MUROS DE MAMPOSTERIA

3 metros de altura con relleno friccionante sin talud (3A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	0.6661	JOR	90.14
Mortero cemento			
Arena 1:4	3.2900	M ³	710.08
Piedra braza	1.6451	M ³	137.10
Andamio	0.00097	PZA	0.84
SUMA NS			938.16/ML

3 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (3B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	1.9429	JOR	262.91
Mortero cemento			
Arena 1:4	5.8874	M ³	1270.68
Piedra braza	2.9438	M ³	245.34
Andamio	0.00175	PZA	1.52
SUMA NS			1,780.45/ML

3 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (3C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	0.6135	JOR	83.02
Mortero cemento			
Arena 1:4	3.0303	M ³	654.03
Piedra braza	1.5152	M ³	126.28
Andamio	0.0009	PZA	0.78
SUMA NS			864.12/ML

Nota: Se anexa el análisis de concepto.

metros de altura con relleno friccionante sin talud (4A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	1.6185	JOR	219.02
Mortero cemento			
Arena 1:4	7.994	M ³	1725.35
Piedra braza	3.9971	M ³	332.86
Andamio	0.00238	PZA	2.06
SUMA N\$			2,279.29/ML

4 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (4B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	3.2870	JOR	444.80
Mortero cemento			
Arena 1:4	16.2350	M ³	3504.00
Piedra braza	8.1177	M ³	676.53
Andamio	0.00476	PZA	4.13
SUMA N\$			4,629.46/ML

4 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (4C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	1.6185	JOR	219.02
Mortero cemento			
Arena 1:4	7.994	M ³	1,725.35
Piedra braza	3.9971	M ³	332.86
Andamio	0.00238	PZA	2.06
SUMA N\$			2,279.29/ML

5 metros de altura con relleno friccionante sin talud (5A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	4.3844	JOR	593.30
Mortero cemento			
Arena 1:4	22.9084	M ³	4,943.33
Piedra braza	10.8285	M ³	902.45
Andamio	0.00643	PZA	5.57
	SUMA NS		6,444.65/ML

5 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (5B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	8.6941	JOR	1,176.49
Mortero cemento			
Arena 1:4	45.4271	M ³	9,804.53
Piedra braza	21.4727	M ³	1,789.53
Andamio	0.01275	PZA	11.05
	SUMA NS		12,781.60/ML

5 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (5C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	5.6856	JOR	769.38
Mortero cemento			
Arena 1:4	29.7074	M ³	6,411.75
Piedra braza	14.0422	M ³	1,170.28
Andamio	0.00834	PZA	7.23
	SUMA NS		8,358.64/ML

6 metros de altura con relleno friccionante sin talud (6A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	13.7402	JOR	1,859.32
Mortero cemento			
Arena 1:4	67.8677	M ³	14,647.89
Piedra braza	33.935	M ³	2,828.14
Andamio	0.0202	PZA	17.51
SUMA NS			19,352.86/ML

6 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (6B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	24.6818	JOR	3,339.94
Mortero cemento			
Arena 1:4	121,9127	M ³	26,312.42
Piedra braza	60.9583	M ³	5,080.26
Andamio	0.03621	PZA	31.38
SUMA NS			34,764.00/ML

6 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (6C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Mano de obra	18.3694	JOR	2,485.75
Mortero cemento			
Arena 1:4	90.7329	M ³	19,582.88
Piedra braza	45.3681	M ³	3,780.98
Andamio	0.02695	PZA	23.36
SUMA NS			25,872.97/ML

ANEXO**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MURO DE PIEDRA BRAZA.****ANALISIS DE CONCEPTO****MANO DE OBRA (M.O.):**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Peón	1.0	Jor	42.90
Oficial albañil	1.0	Jor	77.16
Cabo de oficios	0.1	Jor	10.06
SUBTOTAL			130.12

HERRAMIENTA

0.04	% M.O.	<u>5.20</u>
TOTAL DE M.O.		NS 135.32

MORTERO CEMENTO-ARENA 1:4

Agua	0.3216	M3	2.01
Arena	1.208	M3	52.85
Cemento gris Tipo I	0.4336	Ton	160.97
TOTAL DE MATERIALES NS			215.83

CAPITULO IV. DISEÑO DE MUROS PROPUESTOS MEDIANTE CONCRETO REFORZADO

Los muros de contención diseñados a continuación son de concreto reforzado con las siguientes características:

DEL CONCRETO.

Peso volumétrico $\gamma_c = 2.4 \text{ TON/M}^3$

Resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Valor nominal de esta resistencia $f^* = 0.8 f'_c$

$f''_c = 0.85 f^*$

DEL ACERO.

Límite elástico $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

IV.1 DESARROLLO DEL CALCULO DE UN MURO DE CONCRETO

Muro de contención de concreto reforzado con una altura de 3 metros.

DATOS:

Altura: $H = 3 \text{ m.}$

Tipo de suelo: Suelo cohesivo.

Peso volumétrico de relleno $\gamma_c = 1.8 \text{ Ton/m}^3$

Presión admisible $q_A = 8 \text{ Ton/m}^2$

Coefficiente de fricción $\phi' = 0.40$

Angulo de reposo del suelo $\alpha = 32^\circ$

Cohesión $c = 1.2 \text{ Ton/m}^2$

DIMENSIONES PROPUESTAS.

$H = 5.0 \text{ m}$

$m = 4.40 \text{ m}$

$a = 0.60 \text{ m}$

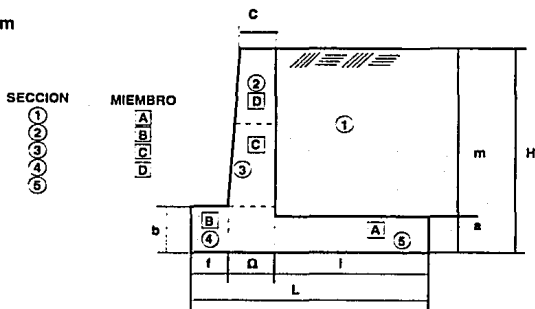
$c = 0.30 \text{ m}$

$\Omega = 0.60 \text{ m}$

$b = 0.80 \text{ m}$

$i = 3.70 \text{ m}$

$L = 5.40 \text{ m}$



TEORIA DE RANKINE PARA SUELOS

FIGURA 17

CALCULO DEL EMPUJE

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH$$

TEORIA DE RANKINE
PARA SUELOS COHESIVOS

$$E_A = \left(\frac{1}{2}\right) (1.8) (5)^2 - 2 (1.2) (5) = 10.50 \text{ TON}$$

REVISION DE LA ESTABILIDAD

SECC.	AREA (M ²)	γ (Ton/m ³)	V Ton	BRAZO (M)	MOMENTO TON•M
1	3.70 X 4.40	1.80	29.304	1.85	54.21
2	0.30 X 4.20	2.40	3.024	3.85	11.64
3	1/2 X 0.30 X 4.20	2.40	1.512	4.10	6.20
4	1.70 X 0.80	2.40	3.264	4.55	14.85
5	3.70 X 0.60	2.40	5.328	1.85	9.85
SUMA $\Sigma V = 42.432$					
$\Sigma H = 10.50$				1.66	17.43
SUMA MOMENTO				$\Sigma M =$	114.18

LOCALIZACION DE LA RESULTANTE

$$e = \frac{M}{V} - \frac{L}{2} = \frac{114.18}{42.43} - \frac{5.4}{2} = -0.008979$$

$$\frac{L}{6} = \frac{5.40}{6} = 0.90$$

Por lo tanto la excentricidad no rebasa el tercio medio de la base.

PRESION DE LA BASE

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{V}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{42.432}{5.40} \left(1 + \frac{6(0.008979)}{5.40} \right) = 7.936 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{m\acute{a}x} = 7.936 < q_{ADM} = 8 \text{ Ton/m}^2$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

$$F.S. = \frac{\phi \Sigma V}{E_A} = \frac{(0.40)(42.432)}{10.50} = 1.61 > 1.5 \quad \text{Por lo tanto cumple por deslizamiento.}$$

DISEÑO DE MIEMBROS

MIEMBRO "A" (ZAPATA TRASERA DEL MURO).

SE CONSIDERA
EMPOTRADO

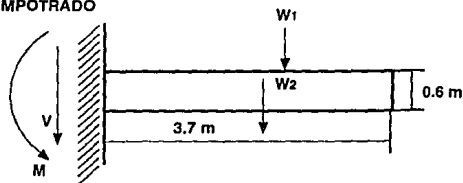


FIGURA 18

FUERZA CORTANTE ACTUANTE

SECC.	DESCRIPCION	AREA (M ²)	γ (Ton/M ³)	V (Ton)
W 1	PESO DEL RELLENO	3.70 X 4.40	1.80	29.304
W 2	PESO DE LA ZAPATA	3.70 X 0.60	2.40	5.328
SUMA			$V_A =$	34.632

$$V_{CR} = 0.5 \cdot F.R. \cdot b \cdot d \cdot F'_c$$

$$VCR = (0.5) (0.9) (100) (60 - 5) 200$$

$$VCR = 35.002 \text{ TON}$$

Por lo tanto la fuerza cortante actuante es menor que la que puede soportar

$$VCR > V_A$$

MOMENTO

$$M = (32.632) (3.70)/2 = 64.0692 \text{ TON} \cdot M$$

$$MR = F.R. \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q (1 - 0.5q)$$

DESPEJANDO q:

$$q - 0.5q^2 - \frac{MR}{F.R. \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c} = 0$$

MULTIPLICANDO POR (-2):

$$q^2 - 2q + \frac{2 MR}{F.R. \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c} = 0$$

DONDE:

$$\frac{2 MR}{F.R. \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c} = \frac{2 (6206.92)}{(0.9) (100) (55) (0.17)} = 0.27686$$

$$q = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$q = \frac{-2 \pm \sqrt{4 - 4(1)(0.27686)}}{2(1)} = 0.14962 \text{ (RAIZ POSITIVA)}$$

POR OTRO LADO SABAMOS QUE:

$$q = \frac{\zeta \cdot f_y}{f''_c}$$

DESPEJANDO ζ TENEMOS:

$$\zeta = \frac{q \cdot f''_c}{f_y} = \frac{(0.14962) (170)}{4200} = 0.006056$$

Y DE:

$$\zeta = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

DESPEJAMOS A_s , TENEMOS:

$$A_s = \zeta \cdot b \cdot d = (0.006956) (100) (55) = 33.308 \text{ cm}^2$$

$$\text{Y } A_{s\text{min}} = 0.7 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d / f_y$$

$$A_{s\text{min}} = 0.7 \sqrt{250} \cdot (100) (55) / 4200 = 14.49 \text{ cm}^2$$

POR LO TANTO $A_s > A_{s\text{min}}$.

MOMENTO RESISTENTE

El momento resistente debe ser mayor al momento actuante.

EL MOMENTO ACTUANTE:

$$\Sigma M = 64.0692 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

Y EL MOMENTO RESISTENTE

$$\text{M.R.} = A_s \cdot f_y \cdot F.R. \cdot d \text{ DEBE SER } > \Sigma M$$

$$\text{M.R.} = (33.308) (4200) (0.9) (55) = 69.2327 \text{ TON} \cdot \text{M} > 64.069 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

Por lo tanto el momento resistente es mayor que el actuante.

ARMADO

$$S = 100 a/A_s$$

No. 6

SEPARACION ENTRE VARILLAS DEL No. 6

$$S = 100 (2.85)/33.308 = 8.55 = 8 \text{ cm}$$

$$A_{st} = (0.002) (f_c/2) (100) = 5.5 \text{ cm}^2$$

Refuerzo por temperatura

No. 3

SEPARACION ENTRE VARILLAS DEL No. 3

$$S = 100(0.713)/5.5 = 12 \text{ cm}$$

MIEMBRO "B" (ZAPATA DELANTERA DEL MURO).

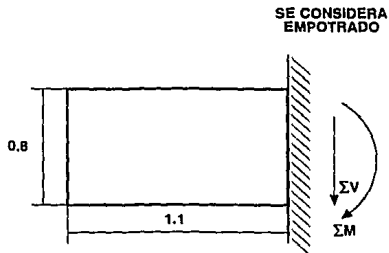


FIGURA 19

FUERZA CORTANTE

LA FUERZA CORTANTE ACTUANTE ES:

$$V_a = \frac{V}{\left(\frac{L}{3}\right)} \cdot \frac{L}{3} = V = 42.432 \text{ TON}$$

Y LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE DEBE SER MAYOR A LA ACTUANTE.

$$VCR = (0.5) (0.9) (100) (75) \sqrt{(200)} = 47.73 \text{ TON} > 42.432 \text{ TON}$$

POR LO TANTO SI CUMPLE

CALCULO DEL MOMENTO ACTUANTE

$$M = \frac{\Sigma V}{\left(\frac{L}{3}\right)} \cdot \frac{(L/3)^2}{2} = \frac{\Sigma V \cdot L}{2} = 114.566 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE

$$M = F.R. \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q(1 - 0.5q)$$

DESPEJANDO q:

$$q^2 - 2q + \frac{2 MR}{F.R. \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c} = 0$$

DONDE:

$$\frac{2 MR}{F.R. \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c} = \frac{(2) (11456.6)}{(0.9) (100) (75)^2 (0.17)} = 0.26624$$

RESOLVIENDO LA ECUACION CUADRATICA:

$$q = 0.1434$$

$$\text{TAMBIEN: } \zeta \cdot f_y \\ q = \frac{\zeta \cdot f_y}{f''_c}$$

$$\text{DONDE: } \zeta = \frac{q \cdot f''_c}{f_y} = \frac{(0.1434) (170)}{(4200)} = 0.005803$$

$$\zeta = \frac{A_s}{bd} \quad \text{DONDE: } A_s = \zeta bd = (0.005803) (100) (75) = 43.525 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.7 \sqrt{f''_c} \cdot b \cdot d / f_y = (0.7) \sqrt{(250)} (100) (75) = 19.76 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{\min}} ; 43.525 > 19.76 \text{ cm}^2$$

MOMENTO RESISTENTE

$$MR = A_s f_y FR d = (43.525) (4200) (0.9) (75) = 123.393 \text{ TONM}$$

El momento resistente es mayor que el momento actuante.

ARMADO

SEPARACION ENTRE VARILLA DEL No. 6:

$$S = 100 (2.85)/43.525 = 6 \text{ cm}$$

AREA DE ACERO TOTAL:

$$A_{st} = 0.002 (c/2) 100 = 7.5 \text{ cm}$$

SEPARACION ENTRE VARILLAS DEL No. 3

$$S = 100 (0.713)/7.5 = 9 \text{ cm}$$

MIEMBRO "C" (MITAD INFERIOR DEL MURO).

$$\chi = \frac{\Omega + c}{2} = \frac{0.6 + 0.3}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$y = \frac{H}{3} - a = \frac{5}{3} - 0.6 = 1.066 \text{ m}$$

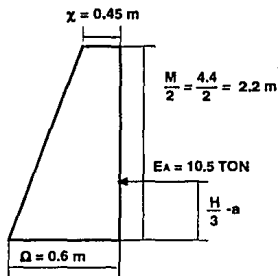


FIGURA 20

FUERZA CORTANTE

LA FUERZA CORTANTE ACTUANTE ES:

$$V = 1.4 E_A = 1.4 (10.50) = 14.70 \text{ TON}$$

LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE ES:

$$VCR = (0.5) (0.9) (100) (60-5) \sqrt{(200)} = 35.0 \text{ TON} > 14.70 \text{ TON}$$

POR LO TANTO: La fuerza resistente es mayor que la actuante.

MOMENTO ACTUANTE

$$M = E \left(\frac{H}{3} \cdot a \right) = (10.50) (1.066) = 11.20 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

MOMENTO RESISTENTE MR

$$q^2 - 2q + \frac{2M}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c} = 0$$

$$\frac{2M}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c} = \frac{(2) (1120.0)}{(0.9) (100) (55)^2 (0.17)} = 0.04839$$

RESOLVIENDO LA ECUACION CUADRATICA

$$q = 0.02449$$

$$\text{TAMBIEN: } q = \frac{\zeta \cdot f_y}{f'_c} \quad \text{DONDE: } \zeta = \frac{(170) (0.02449)}{4200} = 0.0009911$$

$$\zeta = \frac{A_s}{d \cdot b} \quad \text{DONDE: } A_s = (0.0009911) (100) (55) = 5.45 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo es:

$$A_{s\text{min}} = 0.70 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d / f_y = (0.7) \sqrt{250} (100) (55) / 4200$$

$$A_{s\text{min}} = 14.49 \text{ cm}^2 > A_s = 5.45 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se trabaja con el área mínima de acero.

$$MR = A_s \cdot f_y \cdot FR \cdot d > M = 11.20 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

$$MR = (14.49) (4200) (0.9) (55) = 30.13 > 11.20 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

El momento resistente es mayor al actuante.

ARMADO

SEPARACION DE VARILLAS DEL No. 5

$$S = 100 (1.98)/14.49 = 13 \text{ cm}^2$$

CAMA DE ACERO TOTAL

$$A_{st} = 0.002(c/2) 100 = 0.002(55/2) 100 = 5.5. \text{ cm}^2$$

SEPARACION DE VARILLAS DEL No. 3

$$S = 100 (0.713)/5.5 = 12 \text{ cm}^2$$

MIEMBRO "D" (MITAD SUPERIOR DEL MURO).

$$Y = \frac{2.2}{3} = 0.733$$

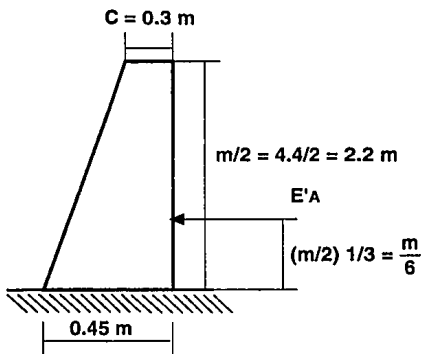


FIGURA 21

EMPUJE EN LA SECCION

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad \text{DONDE: } H = m/2 = 2.2$$

$$E_A = (1/2) (1.8) (2.2)^2 - 2(1.2) (2.2)$$

$$E_A = - 0.924$$

El signo negativo significa que en esta sección el muro no soporta ningún empuje, por lo tanto, no se tiene fuerza cortante ni momento, el área de acero que se toma será la mínima para la sección.

$$A_{smin} = 0.70 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d / f_y = 0.70 \sqrt{(250)} (100) (40) / 4200$$

$$A_{smin} = 10.54 \text{ cm}^2$$

ARMADO

SEPARACION DE LAS VARILLAS DEL No. 5

$$S = 100 (1.98) / 10.54 = 18 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 4.5 \text{ cm}^2$$

SEPARACION DE LAS VARILLAS DEL No. 3

$$S = 100 (0.713) / 4.5 = 15 \text{ cm}$$

IV.1' METODO SIMPLIFICADO PARA EL CALCULO

Con respecto a los cálculos efectuados se propone un método práctico que simplifica el procedimiento para el calculo del diseño de muros de contención de tierras, que el autor de esta obra encontró.

Este método logra un ahorro considerable de tiempo disminuyendo la cantidad de cálculos efectuados mediante el procedimiento tradicional. Además se llega a resultados precisos donde las dimensiones encontradas están dentro de los requisitos necesarios y a la vez mínimas logrando así un muro económico.

Este método que a continuación se desarrolla, busca aguilzar el diseño, respetando todas las limitantes y sugerencias que se estudiaron en el capítulo II y logra evitar demasiados cálculos para encontrar las dimensiones adecuadas.

PASO I. Primero buscamos cuanto debería pesar el muro.

Nosotros sabemos que el factor de seguridad debe ser mayor a 1.5 si igualamos este factor a 1.6 forzamos el cumplimiento de este requisito y logramos encontrar el peso del muro, esto es:

$$F.S. = \frac{\phi \sum V}{E_A} > 1.5$$

$$\text{Si } F.S. = 1.6 \quad \frac{\phi \sum V}{E_A} = 1.6$$

Y despejamos $\sum V$

$$\sum V = \frac{1.6 E_A}{\phi'}$$

Donde: tanto el empuje activo es conocido como el coeficiente de fricción del material y con esto conoceremos el peso del muro aproximado.

El peso del muro que va a resultar se considera como mínimo para que el factor de seguridad sea mayor a 1.5 por lo tanto nos encaminamos a encontrar las dimensiones mínimas y por lo tanto el muro menos costoso.

PASO II. Después de encontrar el peso del muro buscamos el ancho de la base de este.

Nosotros sabemos que la excentricidad que debe tener la carga que el muro proporciona al suelo no debe situarse en un ancho mayor al tercio medio de la base por lo que si este es igual a cero se entenderá que no existe excentricidad y esto se pudiera lograr si:

$$\frac{\sum M}{\sum V} = \frac{L}{2} \quad \text{ya que } e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{L}{2}$$

Esto nos sirve para encontrar el ancho de la base ya que de la fórmula para encontrar la presión ejercida al terreno si hacemos $e = 0$ tenemos que:

$$q = \frac{\sum V}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad \text{si } e = 0$$

$$q = \frac{\sum V}{L} \quad (1)$$

despejando:

$$L = \frac{\sum V}{q}$$

Donde: El peso del muro es conocido y la presión del terreno también, en este caso la presión se puede utilizar igual a la que soporta el terreno o un poco menor para que las dimensiones del muro cumplan con los requisitos.

PASO III. Se busca el valor de ΣM , si queremos igualar a cero la excentricidad entonces:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{L}{2}$$

despejando:

$$\Sigma M = \frac{L \Sigma V}{2}$$

Donde: El ancho de base (L) y el peso son conocidos.

En este momento conocemos en forma aproximada:

$$\begin{array}{l} \Sigma V \\ \Sigma M \\ L \end{array}$$

Ahora proponemos dimensiones recordando los lineamientos que estudiamos en II.6 y revisamos que ΣV no sea más pequeña que la que encontramos con este procedimiento si fuera así no seguir los cálculos sino volver a proponer dimensiones hasta que esto se cumpla y los valores de ΣM y L solo nos servirán como mínimos para poder revisar los resultados con las nuevas dimensiones.

IV.2 DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCION A DIFERENTES ALTURAS

Al igual que en los diseños de muros mediante mampostería para cada altura de diseños (3, 4, 5, 6 y 8 metros), se calcularon muros con las siguientes características:

TIPO **Características del relleno:**

A **Relleno friccionante, sin talud.**

B **Relleno friccionante, con talud (con un ángulo de 30°).**

C **Relleno cohesivo, sin talud.**

TIPO 3A

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 3 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO FRICCIÓNANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 0^\circ$	$C = \text{Ton/m}^2$	$\phi = 30^\circ$	
$\phi' = 0.55$	$K_A = 0.333$	$E_A = 2.70 \text{ Ton}$	$E'_A = 0.5467 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 2.20 \text{ m}$	$L = 1.5 \text{ m}$	$\Omega = 0.30 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 2.70 \text{ m}$	$b = 0.30 \text{ m}$	$a = 0.30 \text{ m}$	$f = 0.30 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 10.818 \text{ Ton}$	$e = 0.1125 \text{ m}$	$q = 6.43 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 13.117 \text{ Ton}\cdot\text{M}$	$< l_0 = 0.366 \text{ m}$	$F.S. = 2.20$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
MOMENTO	6.277 Ton·m	11.899 Ton·m	2.430 Ton·m	0.246 Ton·m
CORTANTE	8.370 Ton	10.818 Ton	3.780 Ton	0.765 Ton
<VCR	15.910 Ton	15.910 Ton	15.910 Ton	15.910 Ton
C	0.13128	0.2488	0.05082	0.005145
q	0.06794	0.1333	0.02574	0.002576
A_s	6.87 cm ²	13.49 cm ²	2.60 cm ²	0.2606 cm ²
$A_s \text{ min}$	6.58 cm ²	6.58 cm ²	6.58 cm ²	6.58 cm ²
MR>	6.492 Ton·m	12.75 Ton·m	6.225 Ton·m	6.225 Ton·m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	5	5	5	5
a	1.98 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²
s	28 cm ²	14 cm ²	30 cm ²	30 cm ²
Ast	2.5 cm ²	2.5 cm ²	2.5 cm ²	2.5 cm ²
VAR No.	3	3	3	3
a	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²
s	28 cm ²	28 cm ²	28 cm ²	28 cm ²

TABLA 5

NOTA: LAS SECCIONES A, B, C Y D QUEDAN ILUSTRADAS EN LA FIGURA 17

TIPO 3B

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 3 METROS, CON RELLENO INCLINADO Y DE TIPO FRICCIÓNANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 30^\circ$	C		$\phi = 30^\circ$
$\phi' = 0.55$	$K_A = 0.333$	$E_A = 7.015 \text{ Ton}$	$E' = 1.122 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L_1 = 3.20 \text{ m}$	$L = 1.80 \text{ m}$	$\Omega = 0.80 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 2.40 \text{ m}$	$b = 2.50 \text{ m}$	$a = 0.60 \text{ m}$	$f = 0.70 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 19.428 \text{ Ton}$	$e = 0.3934 \text{ m}$	$q = 10.55 \text{ Ton/m}^2 < q_A (=15)$		
$\Sigma M = 38.728 \text{ Ton}\cdot\text{m}$	$< l_v = 0.533 \text{ m}$	$F.S. = 1.523$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	55 cm	245 cm	75 cm	50 cm
MOMENTO	9.3312 Ton·m	31.084 Ton·m	2.806 Ton·m	0.4488 Ton·m
CORTANTE	10.368 Ton	19.428 Ton	9.821 Ton	1.5708 Ton
<VCR	35.002 Ton	155.918 Ton	47.730 Ton	31.820 Ton
C	0.0403	0.00677	0.00652	0.002346
q	0.020357	0.00339	0.00326	0.001173
A_s	4.53 cm ²	3.361 cm ²	0.989 cm ²	0.2373 cm ²
$A_s \text{ min}$	14.49 cm ²	64.56 cm ²	19.762 cm ²	13.175 cm ²
MR>	30.130 Ton·m	597.867 Ton·m	56.026 Ton·m	24.90 Ton·m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	8	8	5	5
a	5.07 cm ²	5.07 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²
s	34 cm ²	7 cm ²	10 cm ²	15 cm ²
Ast	5.5 cm ²	24.5 cm ²	7.5 cm ²	5.0 cm ²
VAR No.	5	5	5	5
a	1.9 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²
s	36 cm ²	8 cm ²	26 cm ²	39 cm ²

TABLA 6

TIPO 3C

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 3 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO COHESIVO.

DATOS				
$q_A = 8.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 0^\circ$	$C = 1.2 \text{ Ton/m}^2$	$\phi = 32^\circ$	
$\phi' = 0.40$	$K_A =$	$E_A = 0.9 \text{ Ton}$	$E'_A = 0.5467 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 1.60 \text{ m}$	$L = 1.0 \text{ m}$	$\Omega = 0.3 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 2.70 \text{ m}$	$b = 0.30 \text{ m}$	$a = 0.30 \text{ m}$	$f = 0.30 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 7.956 \text{ Ton}$	$e = 0.01538 \text{ m}$	$q = 5.259 \text{ Ton/m}^2 < q_A$	8	
$\Sigma M = 6.487 \text{ Ton}\cdot\text{m}$	$< L_s = 0.266 \text{ m}$	$F.S. = 3.536$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
MOMENTO	2.790 Ton·m	6.364 Ton·m	0.630 Ton·m	0.246 Ton·m
CORTANTE	5.580 Ton	7.956 Ton	1.260 Ton	0.7653 Ton
<VCR	15.910 Ton	15.910 Ton	15.910 Ton	15.910 Ton
C	0.05835	0.13310	0.01317	0.00514
q	0.02961	0.06892	0.0066	0.00257
A_s	2.99 cm ²	6.973 cm ²	0.6677 cm ²	0.26 cm ²
$A_s \text{ min}$	6.58 cm ²	6.580 cm ²	6.58 cm ²	6.58 cm ²
MR>	6.225 Ton·m	6.589 Ton·m	6.225 Ton·m	6.225 Ton·m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	4	4	4	4
a	1.27 cm ²	1.27 cm ²	1.27 cm ²	1.27 cm ²
s	19 cm	19 cm	19 cm	19 cm
Ast	2.5 cm ²	2.5 cm ²	2.5 cm ²	2.5 cm ²
VAR No.	3	3	3	3
a	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²
s	28 cm	28 cm	28 cm	28 cm

TABLA 7

TIPO 4A

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 4 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO FRICCIÓNANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 0^\circ$	$C = \text{Ton/m}^2$	$\phi = 30^\circ$	
$\phi' = 0.55$	$K_A = 0.333$	$E_A = 4.80 \text{ Ton}$	$E'_A = 0.867 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 2.80 \text{ m}$	$L = 1.50 \text{ m}$	$\Omega = 0.50 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 3.40 \text{ m}$	$b = 0.60 \text{ m}$	$a = 0.60 \text{ m}$	$f = 0.80 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 16.476 \text{ Ton}$	$e = 0.0865 \text{ m}$	$q = 6.975 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 24.49 \text{ Ton}\cdot\text{M}$	$< 1/3$	$F.S. = 1.88$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	55 cm	55 cm	45 cm	35 cm
MOMENTO	8.505 Ton*m	23.066 Ton*m	5.440 Ton*m	0.491 Ton*m
CORTANTE	11.340 Ton	16.476 Ton	6.720 Ton	1.214 Ton
<VCR	35.002 Ton	35.002 Ton	28.638 Ton	22.274 Ton
C	0.03675	0.09967	0.03512	0.00524
q	0.01855	0.05114	0.01772	0.00262
A_s	4.13 cm ²	11.38 cm ²	3.23 cm ²	0.371 cm ²
$A_s \text{ min}$	14.49 cm ²	14.49 cm ²	11.86 cm ²	9.22 cm ²
MR>	30.129 Ton*m	30.129 Ton*m	20.169 Ton*m	12.201 Ton*m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	5	5	5	5
a	1.98 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²
s	13 cm	13 cm	16 cm	21 cm
Ast	5.5 cm ²	5.5 cm ²	4.5 cm ²	3.5 cm ²
VAR No.	3	3	3	3
a	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²
s	12 cm	12 cm	15 cm	20 cm

TABLA 8

TIPO 4B

DISÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 4 METROS, CON RELLENO INCLINADO Y DE TIPO FRICCIÓNANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 30^\circ$	$C = \text{Ton/m}^2$	$\phi = 30^\circ$	
$\phi' = 0.55$	$K_A =$	$E_A = 12.470 \text{ Ton}$	$E'_A = 2.252 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 4.80 \text{ m}$	$L = 3.20 \text{ m}$	$\Omega = 0.60 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 3.40 \text{ m}$	$b = 2.50 \text{ m}$	$a = 0.60 \text{ m}$	$f = 1.00 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 35.412 \text{ Ton}$	$e = 0.404 \text{ m}$	$q = 11.103 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 99.29 \text{ Ton}\cdot\text{M}$	$< l/8 = 0.800 \text{ m}$	$F.S. = 1.561$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	55 cm	245 cm	55 cm	40 cm
MOMENTO	38.707 Ton·m	84.988 Ton·m	14.132 Ton·m	1.276 Ton·m
CORTANTE	24.192 Ton	35.412 Ton	17.458 Ton	3.152 Ton
<VCR	35.002 Ton	155.918 Ton	35.002 Ton	25.456 Ton
C	0.16726	0.018508	0.06107	0.01042
q	0.08745	0.00929	0.031016	0.00522
A_s	19.46 cm ²	86.71 cm ²	6.90 cm ²	0.845 cm ²
$A_s \text{ min}$	14.49 cm ²	64.56 cm ²	14.49 cm ²	10.540 cm ²
MR>	40.457 Ton·m	803.021 Ton·m	30.129 Ton·m	15.936 Ton·m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	10	10	6	6
a	8.19 cm ²	8.19 cm ²	2.85 cm ²	2.85 cm ²
s	42 cm	9 cm	19 cm	27 cm
Ast	5.5 cm ²	24.5 cm ²	5.5 cm ²	4.0 cm ²
VAR No.	6	6	4	4
a	2.85 cm ²	2.35 cm ²	1.27 cm ²	1.2 cm ²
s	51 cm	11 cm	23 cm	31 cm

TABLA 9

TIPO 4C

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCION CON UNA ALTURA DE 4 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO COHESIVO.

DATOS					
q_A	= 8.0 Ton/m ²	β	= 0°	C = 1.20 Ton/m ²	ϕ = 32°
ϕ'	= 0.40	K_A	=	E_A = 4.80 Ton	E'_A = 1.359 Ton
DIMENSIONES					
L	= 3.00 m	L	= 2.00 m	Ω = 0.30 m	c = 0.30 m
m	= 3.70 m	b	= 0.40 m	a = 0.30 m	f = 0.70 m
ESTABILIDAD					
ΣV	= 18.3122 Ton	e	= 0.0909 m	q	= 7.213 Ton/m ² < q_A
ΣM	= 29.132 Ton·M	$<L/6$	= 0.500 m	F.S.	= 1.526 > 1.5
DISEÑO DE CADA MIEMBRO					
SECCION	A	B	C	D	
d	25 cm	35 cm	25 cm	25 cm	
MOMENTO	14.760 Ton·m	27.468 Ton·m	5.920 Ton·m	0 Ton·m	
CORTANTE	14.760 Ton	18.312 Ton	6.720 Ton	0 Ton	
<VCR	15.910 Ton	22.274 Ton	15.910 Ton	15.910 Ton	
C	0.308705	0.29311	0.123817	0	
q	0.16855	0.15923	0.06395	0	
A_s	17.05 cm ²	22.55 cm ²	6.47 cm ²	0 cm ²	
A_s min	6.58 cm ²	9.22 cm ²	6.58 cm ²	6.58 cm ²	
MR>	16.1122 Ton·m	29.834 Ton·m	6.225 Ton·m	6.225 Ton·m	
VARILLAS UTILIZADAS					
VAR No.	6	6	4	4	
a	2.85 cm ²	2.85 cm ²	1.27 cm ²	1.27 cm ²	
s	16 cm	12 cm	19 cm	19 cm	
Ast	2.5 cm ²	3.5 cm ²	2.5 cm ²	2.5 cm ²	
VAR No.	3	3	3	3	
a	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²	
s	28 cm	20 cm	28 cm	28 cm	

TABLA 10

TIPO 5A

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCION CON UNA ALTURA DE 5 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO FRICCIONANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 0^\circ$	$C = \text{Ton/m}^2$	$\phi = 30^\circ$	
$o' = 0.55$	$K_A = 0.333$	$E_A = 7.50 \text{ Ton}$	$E'_A = 1.9448 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 2.60 \text{ m}$	$L = 1.70 \text{ m}$	$\Omega = 0.40 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 4.60 \text{ m}$	$b = 0.50 \text{ m}$	$a = 0.40 \text{ m}$	$f = 0.40 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 20.568 \text{ Ton}$	$e = 0.414 \text{ m}$	$q = 15.48 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 35.26 \text{ Ton}\cdot\text{M}$	$< \frac{1}{6} = 0.433 \text{ m}$	$F.S. = 1.508$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	75 cm	195 cm	55 cm	40 cm
MOMENTO	27.302 Ton·m	62.152 Ton·m	9.555 Ton·m	1.3613 Ton·m
CORTANTE	22.752 Ton	32.712 Ton	15.435 Ton	2.722 Ton
<VCR	47.730 Ton	124.098 Ton	35.002 Ton	25.456 Ton
C	0.06344	0.021366	0.041289	0.01112
q	0.03223	0.01074	0.02086	0.00557
A_s	9.782 cm ²	8.475 cm ²	4.643 cm ²	0.9016 cm ²
$A_s \text{ min}$	19.762 cm ²	51.382 cm ²	14.492 cm ²	10.54 cm ²
MR>	56.026 Ton·m	378.74 Ton·m	30.129 Ton·m	15.936 Ton·m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	8	8	6	6
a	5.07 cm ²	5.07 cm ²	2.85 cm ²	2.85 cm ²
s	25 cm	9 cm	19 cm	27 cm
Ast	7.5 cm ²	19.5 cm ²	5.5 cm ²	4.0 cm ²
VAR No.	5	5	5	5
a	1.98 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²
s	39 cm	10 cm	36 cm	49 cm

TABLA 11

TIPO 5B

DISÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 5 METROS, CON RELLENO INCLINADO Y DE TIPO FRICCIÓNANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 30^\circ$	$C = \text{Ton/m}^2$	$\phi = 30^\circ$	
$\phi' = 0.55$	$K_A =$	$E_A = 19.485 \text{ Ton}$	$E'_A = 3.275 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 6.00 \text{ m}$	$L = 4.00 \text{ m}$	$\Omega = 0.70 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 4.10 \text{ m}$	$b = 3.00 \text{ m}$	$a = 0.90 \text{ m}$	$f = 1.30 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 54.96 \text{ Ton}$	$e = 0.475 \text{ m}$	$q = 13.517 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 91.027 \text{ Ton}\cdot\text{M}$	$< L/6 = 1.000 \text{ m}$	$F.S. = 1.551$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	85 cm	295 cm	65 cm	45 cm
MOMENTO	76.32 Ton*m	164.880 Ton*m	2.510 Ton*m	2.237 Ton*m
CORTANTE	38.16 Ton	54.960 Ton	4.585 Ton	4.585 Ton
<VCR	54.094 Ton	187.738 Ton	41.366 Ton	28.638 Ton
C	0.13808	0.02476	0.007765	0.01444
q	0.0716	0.012457	0.00389	0.007246
A_s	24.63 cm ²	14.87 cm ²	1.023 cm ²	1.319 cm ²
$A_s \text{ min}$	22.39 cm ²	77.73 cm ²	17.13 cm ²	11.85 cm ²
MR>	79.136 Ton*m	866.795 Ton*m	42.082 Ton*m	20.169 Ton*m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	10	10	6	6
a	8.19 cm ²	8.19 cm ²	2.85 cm ²	2.85 cm ²
s	33 cm	10 cm	16 cm	24 cm
Ast	8.5 cm ²	29.5 cm ²	6.5 cm ²	4.5 cm ²
VAR No.	6	6	4	4
a	2.85 cm ²	2.85 cm ²	1.27 cm ²	1.27 cm ²
s	33 cm	9 cm	19 cm	28 cm

TABLA 12

TIPO 5C

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 5 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO COHESIVO.

DATOS				
$q_A = 8.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 0^\circ$	$C = 1.20 \text{ Ton/m}^2$	$\phi = 32^\circ$	
$\phi' = 0.40$	$K_A =$	$E_A = 10.500 \text{ Ton}$	$E'_A = 1.452 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 5.40 \text{ m}$	$L = 3.70 \text{ m}$	$\Omega = 0.60 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 4.40 \text{ m}$	$b = 0.80 \text{ m}$	$a = 0.60 \text{ m}$	$f = 1.10 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 42.432 \text{ Ton}$	$e = 0.00717 \text{ m}$	$q = 7.92 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 114.262 \text{ Ton}\cdot\text{M} < 1/4$	$= 0.90 \text{ m}$	$F.S. = 1.61$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	55 cm	75 cm	55 cm	40 cm
MOMENTO	64.069 Ton·m	114.566 Ton·m	11.20 Ton·m	1.6048 Ton·m
CORTANTE	34.632 Ton	42.432 Ton	14.70 Ton	2.0328 Ton
<VCR	35.002 Ton	47.73 Ton	35.002 Ton	25.456 Ton
C	0.27686	0.2662	0.04839	0.01311
q	0.1496	0.1434	0.02449	0.0065
A_s	33.303 cm ²	43.525 cm ²	5.45 cm ²	0.6583 cm ²
$A_s \text{ min}$	14.49 cm ²	19.7625 cm ²	14.49 cm ²	10.54 cm ²
MR>	69.237 Ton·m	123.393 Ton·m	30.129 Ton·m	15.936 Ton·m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	8	8	6	6
a	5.07 cm ²	5.07 cm ²	2.85 cm ²	2.85 cm ²
s	15 cm	11 cm	19 cm	27 cm
Ast	5.5 cm ²	7.5 cm ²	5.5 cm ²	4.0 cm ²
VAR No.	3	3	3	3
a	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²
s	12 cm	9 cm	12 cm	17 cm

TABLA 13

TIPO 6A

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCION CON UNA ALTURA DE 6 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO FRICCIONANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 0^\circ$	$C = \text{Ton/m}^2$	$\alpha = 30^\circ$	
$\phi' = 0.55$	$K_A = 0.333$	$E_A = 10.80 \text{ Ton}$	$E'_A = 2.268 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 3.50 \text{ m}$	$L = 2.30 \text{ m}$	$\Omega = 0.40 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 5.50 \text{ m}$	$b = 0.60 \text{ m}$	$a = 0.50 \text{ m}$	$f = 0.80 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 31.794 \text{ Ton}$	$e = 0.3637 \text{ m}$	$q = 14.75 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 67.202 \text{ Ton}\cdot\text{M}$	$< 1/6 = 0.5833 \text{ m}$	$F.S. = 1.619$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	45 cm	55 cm	35 cm	30 cm
MOMENTO	29.359 Ton*m	55.639 Ton*m	16.200 Ton*m	2.079 Ton*m
CORTANTE	25.530 Ton	31.794 Ton	15.120 Ton	3.175 Ton
<VCR	28.638 Ton	35.002 Ton	22.274 Ton	19.092 Ton
C	0.18952	0.24043	0.1787	0.0302
q	0.09973	0.12846	0.09374	0.01521
A_s	18.16 cm ²	28.59 cm ²	13.27 cm ²	1.84 cm ²
$A_s \text{ min}$	11.86 cm ²	14.49 cm ²	9.22 cm ²	7.905 cm ²
MR>	30.890 Ton*m	59.438 Ton*m	17.565 Ton*m	8.964 Ton*m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	6	6	5	5
a	2.85 cm ²	2.85 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²
s	15 cm	9 cm	14 cm	25 cm
Ast	4.5 cm ²	5.5 cm ²	3.5 cm ²	3.0 cm ²
VAR No.	3	3	3	3
a	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²
s	15 cm	12 cm	20 cm	23 cm

TABLA 14

TIPO 6B

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 6 METROS, CON RELLENO INCLINADO Y DE TIPO FRICCIÓNANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 30^\circ$	$C = \text{Ton/m}^2$	$\phi = 30^\circ$	
$\phi' = 0.55$	$K_A =$	$E_A = 28.06 \text{ Ton}$	$E'_A = 1.753 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 7.40 \text{ m}$	$L = 4.90 \text{ m}$	$\Omega = 0.90 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 4.80 \text{ m}$	$b = 3.00 \text{ m}$	$a = 1.20 \text{ m}$	$f = 1.60 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 78.768 \text{ Ton}$	$e = 0.460 \text{ m}$	$q = 14.615 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 327.69 \text{ Ton}\cdot\text{M}$	$< l/6 = 1.233 \text{ m}$	$F.S. = 1.544$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	115 cm	295 cm	85 cm	55 cm
MOMENTO	138.297 Ton*m	291.441 Ton*m	28.06 Ton*m	1.402 Ton*m
CORTANTE	56.450 Ton	78.768 Ton	39.284 Ton	2.454 Ton
<VCR	73.186 Ton	187.738 Ton	54.094 Ton	35.002 Ton
C	0.1367	0.04378	0.05077	0.00606
q	0.07086	0.02213	0.02571	0.003035
A_s	32.98 cm ²	26.42 cm ²	8.84 cm ²	0.675 cm ²
$A_s \text{ min}$	30.30 cm ²	77.73 cm ²	22.40 cm ²	14.49 cm ²
MR>	143.36 Ton*m	866.795 Ton*m	71.963 Ton*m	30.130 Ton*m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	10	10	6	6
a	8.19 cm ²	8.19 cm ²	2.85 cm ²	2.85 cm ²
s	24 cm	10 cm	12 cm	19 cm
Ast	11.5 cm ²	29.5 cm ²	8.5 cm ²	5.5 cm ²
VAR No.	6	6	5	5
a	2.85 cm ²	2.85 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²
s	24 cm	9 cm	23 cm	36 cm

TABLA 15

NOTA: En todos los muros diseñados con relleno inclinado se puede observar que tanto el ancho de su base como sus dimensiones requieren ser grandes pero, a partir de 6m de altura de muro ya empiezan a necesitarse aún mayores por lo que se recomendaría diseñarlos con contrafuertes.

TIPO 6C

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON UNA ALTURA DE 6 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO COHESIVO.

DATOS				
$q_A = 8.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 0^\circ$	$C = 1.20 \text{ Ton/m}^2$	$\phi = 32^\circ$	
$\phi' = 0.40$	$K_A =$	$E_A = 18.00 \text{ Ton}$	$E'_A = 0.375 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 9.00 \text{ m}$	$L = 2.30 \text{ m}$	$\Omega = 0.50 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 5.00 \text{ m}$	$b = 2.40 \text{ m}$	$a = 1.00 \text{ m}$	$f = 6.20 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 68.268 \text{ Ton}$	$e = -0.2102 \text{ m}$	$q = 8.648 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 292.85 \text{ Ton}\cdot\text{M}$	$< l_0 = 1.50 \text{ m}$	$F.S. = 1.517$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	95 cm	225 cm	45 cm	35 cm
MOMENTO	30.153 Ton·m	307.206 Ton·m	18.000 Ton·m	0 Ton·m
CORTANTE	26.22 Ton	68.268 Ton	25.200 Ton	0 Ton
<VCR	60.458 Ton	143.190 Ton	28.638 Ton	22.274 Ton
C	0.043674	0.079323	0.116194	0
q	0.02208	0.04048	0.05989	0
A_s	8.488 cm ²	36.86 cm ²	10.906 cm ²	0
$A_s \text{ mín}$	25.03 cm ²	59.287 cm ²	11.857 cm ²	9.222 cm ²
MR>	89.891 Ton·m	504.24 Ton·m	20.1646 Ton·m	12.201 Ton·m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	B	B	4	4
a	5.07 cm ²	5.07 cm ²	1.27 cm ²	1.27 cm ²
s	20 cm	8 cm	11 cm	13 cm
Ast	9.5 cm ²	22.5 cm ²	4.5 cm ²	3.5 cm ²
VAR No.	5	5	3	5
a	1.98 cm ²	1.98 cm ²	0.713 cm ²	0.713 cm ²
s	20 cm	8 cm	15 cm	20 cm

TABLA 16

NOTA: El ancho de base de 9 m es excesivo en relación a la altura del muro por lo que se recomienda que el diseño del muro cambie por uno de tipo contrafuerte.

TIPO 8A

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCION CON UNA ALTURA DE 8 METROS, CON RELLENO HORIZONTAL Y DE TIPO FRICCIONANTE.

DATOS				
$q_A = 15.0 \text{ Ton/m}^2$	$\beta = 0^\circ$	$C = \text{Ton/m}^2$	$\phi = 30^\circ$	
$\phi' = 0.55$	$K_A = 0.333$	$E_A = 19.20 \text{ Ton}$	$E'_A = 3.888 \text{ Ton}$	
DIMENSIONES				
$L = 4.80 \text{ m}$	$L = 2.80 \text{ m}$	$\Omega = 0.50 \text{ m}$	$c = 0.30 \text{ m}$	
$m = 7.20 \text{ m}$	$b = 1.00 \text{ m}$	$a = 0.80 \text{ m}$	$f = 1.50 \text{ m}$	
ESTABILIDAD				
$\Sigma V = 53.184 \text{ Ton}$	$e = 0.382 \text{ m}$	$q = 16.37 \text{ Ton/m}^2 < q_A$		
$\Sigma M = 147.957 \text{ Ton}\cdot\text{m}$	$< l/6 = 0.800 \text{ m}$	$F.S. = 1.523$	> 1.5	
DISEÑO DE CADA MIEMBRO				
SECCION	A	B	C	D
d	75 cm	95 cm	45 cm	35 cm
MOMENTO	58.329 Ton*m	127.641 Ton*m	35.840 Ton*m	4.665 Ton*m
CORTANTE	41.664 Ton	53.184 Ton	26.880 Ton	5.443 Ton
<VCR	47.730 Ton	60.458 Ton	28.638 Ton	22.274 Ton
C	0.1355	0.1848	0.23135	0.04978
q	0.0702	0.0971	0.1232	0.0252
A_s	21.31 cm ²	37.33 cm ²	22.44 cm ²	3.57 cm ²
$A_s \text{ m\u00edn}$	19.76 cm ²	35.03 cm ²	11.86 cm ²	9.22 cm ²
MR>	60.413 Ton*m	134.052 Ton*m	38.170 Ton*m	12.201 Ton*m
VARILLAS UTILIZADAS				
VAR No.	6	6	5	6
a	2.85 cm ²	2.85 cm ²	1.98 cm ²	1.98 cm ²
s	13 cm	7 cm	8 cm	21 cm
Ast	7.5 cm ²	9.5 cm ²	4.5 cm ²	3.5 cm ²
VAR No.	4	4	4	4
a	1.27 cm ²	1.27 cm ²	1.27 cm ²	1.27 cm ²
s	16 cm	13 cm	28 cm	36 cm

TABLA 17

NOTA: Los muros construidos arriba de un material adecuado como el que se esta proponiendo en este dise\u00f1o puede ser de 8 m o mayores como se puede apreciar en los resultados.

IV.3 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MUROS A BASE DE CONCRETO REFORZADO.

3 metros de altura con relleno friccionante sin talud (3A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	2.20	M ²	36.96
Habilitado 3	0.02605	Kg	65.77
Armado de varilla 5	0.05489	Kg	140.90
Cimbra común	6.060	M ²	252.10
Concreto reforzado	1.470	M ³	455.36
SUMA NS			951.09/ML

3 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (3B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	3.20	M ²	53.76
Habilitado Armado 5	0.08475	Kg	217.68
de varilla 8	0.22359	Kg	603.42
Cimbra común	14.55	M ²	605.28
Concreto reforzado	4.86	M ³	1,505.48
SUMA NS			2,985.66/ML

3 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (3C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	1.60	M ²	26.88
Habilitado Armado 3	0.02336	Kg	58.98
de varilla 4	0.03821	Kg	96.02
Cimbra común	5.70	M ²	237.12
Concreto reforzado	1.29	M ³	399.60
SUMA NS			818.60/ML

4 metros de altura con relleno friccionante sin talud (4A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	2.80	M ²	47.04
Habilitado 3	0.0599	Kg	151.24
Armado de varilla 5	0.11698	Kg	300.31
Cimbra común	10.20	M ²	424.32
Concreto reforzado	3.04	M ³	941.70
SUMA NS			1,864.61/ML

4 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (4B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	4.80	M ²	80.64
Habilitado 6	0.15758	Kg	408.56
Armado de varilla 10	0.4496	Kg	1,249.60
Cimbra común	19.15	M ²	796.64
Concreto reforzado	6.60	M ³	2,044.48
SUMA NS			4,579.92/ML

4 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (4C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	3.00	M ²	50.40
Habilitado 4	0.06306	Kg	158.47
Armado de varilla 6	0.17763	Kg	460.55
Cimbra común	8.38	M ²	348.61
Concreto reforzado	2.08	M ³	644.32
SUMA NS			1,662.35/ML

5 metros de altura con relleno friccionante sin talud 5A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	2.60	M ²	43.68
Habilitado 6	0.12486	Kg	323.73
Armado de varilla 8	0.23935	Kg	646.00
Cimbra común	10.63	M ²	442.21
Concreto reforzado	2.66	M ³	823.99
SUMA NS			2,279.61/ML

5 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (5B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	6.00	M ²	100.80
Habilitado 6	0.24266	Kg	629.15
Armado de varilla 10	0.72518	Kg	2,015.53
Cimbra común	28.30	M ²	1,177.28
Concreto reforzado	10.60	M ³	3,283.56
SUMA NS			7,206.32/ML

5 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (5C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	5.40	M ²	90.72
Habilitado 6	0.42388	Kg	1,099.01
Armado de varilla 8	0.69491	Kg	1,875.53
Cimbra común	16.20	M ²	673.92
Concreto reforzado	5.47	M ³	1,694.44
SUMA NS			5,433.62/ML

6 metros de altura con relleno friccionante sin talud (6A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	3.50	M ²	58.80
Habilitado 5	0.19029	Kg	488.51
Armado de varilla 6	0.26445	Kg	685.65
Cimbra común	13.77	M ²	572.83
Concreto reforzado	3.76	M ³	1,164.74
SUMA NS			2,970.53/ML

6 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (6B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	7.40	M ²	124.32
Habilitado 6	0.30141	Kg	781.48
Armado de varilla 10	1.26867	Kg	3,526.08
Cimbra común	37.92	M ²	1,577.47
Concreto reforzado	15.18	M ³	4,702.31
SUMA NS			10,711.66/ML

6 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (6C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	9.00	M ²	151.20
Habilitado 4	0.23807	Kg	598.29
Armado de varilla 8	0.56048	Kg	1,512.71
Cimbra común	47.24	M ²	1,965.18
Concreto reforzado	19.82	M ³	6,139.64
SUMA NS			10,367.02/ML

8 metros de altura con relleno friccionante sin talud (8A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Plantilla	4.80	M ²	80.64
Habilitado 5	0.21131	Kg	542.47
Armado de varilla 6	0.48066	Kg	1,246.23
Cimbra común	22.44	M ²	933.50
Concreto reforzado	7.04	M ³	2,180.78
		SUMA N\$	4,983.62/ML

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO PARA LA COTIZACION DE LOS MUROS DE CONCRETO REFORZADO

A. Plantilla de concreto (ver detalle en el anexo A) hecho en obra con agregado máximo de 3/4" y f'c = 100 Kg/cm² de 5 cm de espesor.

DESCRIPCION	CANTIDAD	IMPORTE
1.- Cuadrilla	0.0370	5.3006
2.- Elaboración de concreto	0.0615	11.5035
	Suma	\$ 16.8031/m²
	Redondeando	NS 16.80/m²

B. Habilitado y armado de (ver detalle anexo B) acero de refuerzo con fy = 4200 Kg/cm². Incluye ganchos, traslapes y anclajes para varilla de:

DESCRIPCION	CANTIDAD	IMPORTE
No. 3: 3/8"		
CUADRILLA	3.500	730.28
ALAMBRE RECOCIDO	18.490	45.67
VARILLA 3/8" No. 3	1.060	1,749.00
	SUMA:	2,524.92/TON

DESCRIPCION	CANTIDAD	IMPORTE
No. 4: 1/2"		
CUADRILLA	3.700	772.00
ALAMBRE RECOCIDO	19.870	49.08
VARILLA 1/2" No. 4	1.060	1,692.00
	SUMA:	2,513.08/TON

DESCRIPCION

CANTIDAD

IMPORTE

No. 5: $\frac{5}{8}$ "

CUADRILLA

4.000

834.60

ALAMBRE RECOCIDO

19.26

47.57

VARILLA $\frac{5}{8}$ " No. 5

1.06

1,685.00

SUMA:

2,567.017/TON

No. 6: $\frac{3}{4}$ "

CUADRILLA

4.30

897.20

ALAMBRE RECOCIDO

19.65

48.54

VARILLA $\frac{3}{4}$ " No. 6

1.06

1,647.00

SUMA:

2,592.74/TON

No. 8: 1"

CUADRILLA

4.80

1,001.52

ALAMBRE RECOCIDO

20.42

50.44

VARILLA 1" No. 8

1.06

1,647.00

SUMA:

2,698.96/TON

No. 10: 1 $\frac{1}{8}$ "

CUADRILLA

5.200

1,084.98

ALAMBRE RECOCIDO

20.80

51.37

VARILLA 1 $\frac{1}{8}$ " No. 10

1.06

1,643.35

SUMA:

2,779.00/TON

C. Cimbra común para muros corridos (ver detalle en anexo C) con un espesor de 35 cm, incluye: desclimbado.

DESCRIPCION	CANTIDAD	IMPORTE
1.- Cuadrilla	0.1517	22.6884
2.- Monos para cimbra	0.0679	0.1874
3.- Cunas para monos	0.6789	3.1229
4.- Diesel	0.600	0.5325
5.- Clavo 2 1/2" a 4"	0.1166	0.3126
6.- Triplay de pino de 16 mm una cara	0.0644	7.0518
7.- Madera de pino para cimbra	2.570	7.710
	SUMA	<u>41.6056/m²</u>
	REDONDEANDO	N\$ 41.60/M ²

D. Concreto hecho en obra (ver detalle en anexo D), vaciado con carretilla y botes f'c = 250 Kg/cm² agragado máximo 3/4," Incluye vibrado y curado.

DESCRIPCION	CANTIDAD	IMPORTE
1.- Colocación del concreto	0.100	63.9075
2.- Elaboración de concreto	1.040	231.6761
3.- Curacreto rojo	2.500	10.975
4.- Vibrador DYNAPAC MV-K8	0.500	3.2186
De redondeado		
	SUMA	<u>309.7772/m³</u>
	REDONDEANDO	N\$ 309.77/m ³

ANEXO A.**DETALLE DEL PRECIO EN PLANTILLA DE CONCRETO.****I. CUADRILLA.**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	IMPORTE
1.- Peón	1.000	Jor.	45.44703
2.- Oficial albañil	1.000	Jor.	81.65530
3.- Cabo de oficios	0.100	Jor.	10.64670
	SUMA DE MANO DE OBRA		<u>137.74903</u>
4.- Herramienta	0.040	% M.O.	5.5100
	SUMA DE HERRAMIENTA		<u>5.5100</u>
	TOTAL		<u>143.25903</u>

II. ELABORACION DEL CONCRETOf'c = 100 Kg/cm² Unidad: m³

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	IMPORTE
1.- Cuadrilla	0.0855	Jor.	33.02678
2.- Agua	0.1800	m ³	1.1250
3.- Arena	0.5760	m ³	25.2000
4.- Grava 3/4"	0.6780	m ³	28.8150
5.- Cemento grls tipo 1	0.2500	Ton	92.8125
	SUMA DE MATERIALES		<u>147.95250</u>
6.- Revolvedora 1 saco			
MIPSA R-10	0.600	MR	6.05360
	SUMA DE EQUIPO		<u>6.0536</u>
	TOTAL		<u>NS 187.0329/m³</u>

NOTA: Ver detalle del factor de salario real y costos, horarios directos de maquinaria en anexo E.

ANEXO B.

Detalle del precio en habilitado y armado de acero.

CUADRILLA

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	IMPORTE
1.- Oficial herrero	1.000	Jor.	81.6553
2.- Cabo de oficios	0.150	Jor.	15.9704
3.- Ayudante "B"	2.000	Jor.	103.0129
	SUMA MANO DE OBRA		<u>200.6386</u>
4.- HERRAMIENTA	0.040	%M.O.	8.0255
	SUMA DE HERRAMIENTA		<u>8.0255</u>
	TOTAL		N\$ 208.65/JOR

ANEXO C.

Detalle del precio en cimbra común para muros corridos.

CUADRILLA

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
1.- Oficial carpintero	1.000	Jor.	81.6553
2.- Cabo de oficios	0.100	Jor.	10.64699
3.- Ayudante "B"	1.000	Jor.	51.5064
	SUMA DE MANO DE OBRA		<u>143.80869</u>
4.- Herramienta	0.040	%M.O.	5.7523
	SUMA DE HERRAMIENTA		<u>5.7523</u>
	TOTAL		N\$ 149.55/JOR

NOTA: Ver detalle del factor de salario real y costos, horarios directos de maquinaria, en anexo E.

ANEXO D.

Detalle del precio del concreto hecho en obra: f'c = 250 Kg/cm²

I. ELABORACION DEL CONCRETO.

MANO DE OBRA

CUADRILLA	0.0855	TOTAL M.O.	14.9444
-----------	--------	------------	---------

MATERIALES

1.- Agua	0.2200	m ³	1.3750
2.- Arena	0.5070	m ³	22.1812
3.- Grava 3/4"	0.6070	m ³	25.7975
4.- Cemento grls tipo 1	0.4250	Ton	157,7812
	SUMA DE MATERIALES		<u>207.135/m³</u>
5.- Revolvedora 1 saco			
MIPSA R-10	0.0680	HR	0.686
	SUMA DE EQUIPO		<u>0.686</u>
	TOTAL		<u>N\$ 222.77/m³</u>

II. COLOCACION DEL CONCRETO

CUADRILLA

1.- Peón	10.000	Jor.	454,4702
2.- Oficial albañil	2.000	Jor.	163.3106
3.- Cabo de oficios	0.200	Jor.	21.2940
	SUMA DE MANO DE OBRA		<u>639.07480</u>

NOTA: Ver detalle del factor de salario real y costos, horarios directos de maquinaria en anexo E.

ANEXO E.

Detalle del factor de salario real.

1. Por Ley federal del Trabajo, días por año: 365.00 días

		Séptimo día	52 días
		Días festivos	7.170
Cuota diaria	365.00 días	Vacaciones	6.00
Prima Vacacional	1.500	Fiestas, costumbres	3.0
Aguinaldo	15.000	Enfermedad	2.0
		Mal tiempo	4.0
Días pagados	<u>381.50 días</u>	Días no laborables	<u>74.170 días</u>

Días laborables 365.00 días por año menos 74.170 días no laborados

TOTAL = 290.830 días.

Factor 381.50 días pagados / 290.83 días laborados = 1.311763

2. Por seguro social	Mínimo	Mayor mínimo
Riesgos del trabajo	6.5621	6.5621
Enfermedades y maternidad	11.400	8.4000
Invalidez, vejez, etc.	5.700	4.200
	<u>SUMA</u>	<u>23.6621</u>
		<u>19.1621</u>

$$\text{Factor M} = \frac{0.236621 \times 381.500 \text{ días pagados}}{290.83 \text{ días laborados}} = 0.31039$$

$$\text{MM} = \frac{0.191621 \times 381.60 \text{ días pagados}}{290.83 \text{ días laborados}} = 0.251361$$

3. Por guarderías 1.000

$$\frac{0.01000 \times 365.00 \text{ días al año}}{290.83 \text{ días laborados}} = 0.012550$$

4. Por INFONAVIT

$$\frac{0.0500 \times 381.500 \text{ días pagados}}{290.83 \text{ días laborados}} = 0.0655$$

5. Por S.A.R.

$$\frac{0.0200 \times 381.500 \text{ días pagados}}{290.83 \text{ días laborados}} =$$

INTEGRACION DEL FACTOR DE SALARIO REAL

	MINIMO	MAYOR MINIMO
Por Ley Federal del Trabajo	1.311763	1.311763
Por Seguro Social	0.310391	0.251361
Por Guarderías	0.012550	0.012550
INFONAVIT	0.06550	0.06550
Por S.A.R.	0.02624	0.02624
FACTOR DEL SALARIO REAL	<u>1.7264444</u>	<u>1.667414</u>

DETALLE DEL COSTO HORARIOS DIRECTOS DE MAQUINARIA**DESCRIPCION: Vibrador DYNAPAC MV-K8****DATOS GENERALES DEL EQUIPO**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1.- Costo máquina base	7,151.00	N\$
2.- Valor de adquisición (Va)	7,151.00	N\$
3.- Valor de rescate (Vr)	0.00	N\$
4.- Vida económica (Ve)	5,600.00	HRS.
5.- Horas anuales (Ha)	1,000.00	HRS.
6.- Seguro (S)	2.00	%

MOTOR GASOLINA

7.- Toma de interes (I)	35.0	%
8.- Mantenimiento (Q)	0.82	%
9.- Aceite para motor	6.50	N\$

ANALISIS DE COSTOS**I. CARGOS FIJOS**

DESCRIPCION		IMPORTE
1.- Depreciación	$D = (Va - Vr) / Ve$	1.276
2.- Inversión	$I = I(Va + Vr) / 2 Ha$	1.251
3.- Seguros	$S = s(Va + Vr) / 2 Ha$	0.0715
4.- Mantenimiento	$Q = Q \times D$	1.047
	CARGOS FIJOS	3.647

II. CONSUMOS

DESCRIPCION	CANTIDAD
1.- Potencial nominal (HP)	14
2.- Factor de operación	0.750
3.- Potencia de operación	10.50 HP
4.- Capacidad CARTER (C)	5
5.- Tiempo de cambio (T)	200
6.- Combustible	$0.15 \times \text{HP} \times \text{PC}$ N\$ 1.1286
7.- Lubricación del motor	$(C/T + 0.0031 \times \text{HP}) \text{ PL N\$ } 0.374$

COSTO HORARIO

DIRECTO MAQUINARIA N\$ 5.15

CAPITULO V. DISEÑO CON NUEVAS TECNICAS (RECIENTES) EN CONTENCIÓN DE TIERRAS.

V.1. MURO MACIZO ESTABILIZADO POR MEDIO DE MALLAS GALVANIZADAS.

Para estos muros se utiliza un sistema de reforzamiento de suelos a base de mallas galvanizadas colocadas de tal manera que permitan agrupar capas de suelo para lograr muros a diferentes alturas (ver. figuras 22 y 23).

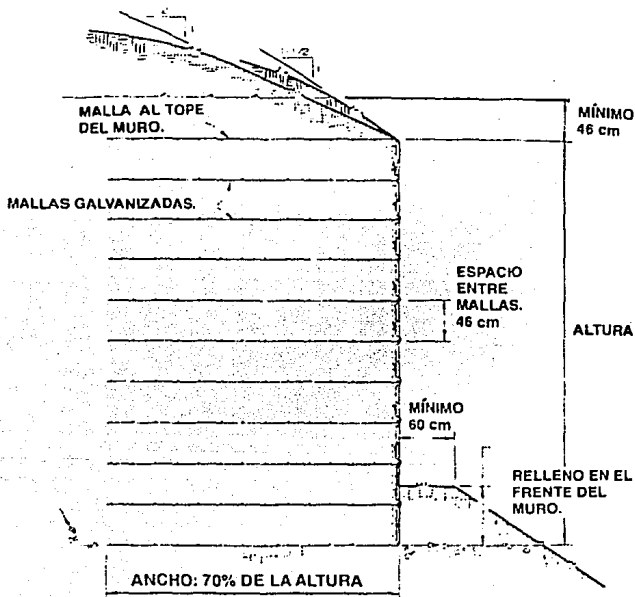


FIGURA 22

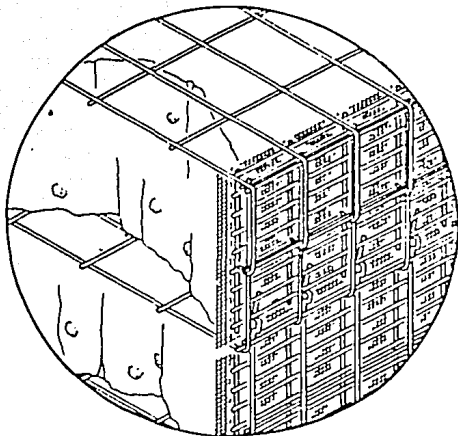


FIGURA 23

V.2 ESPECIFICACIONES

1. Las paredes deben ser construidas sobre una base adecuada para soportar las cargas impuestas.

Los suelos con insuficiente presión para soportar las cargas impuestas por el muro deben ser removidas y recompactadas según la prueba de AASHTO 180.

La capacidad de soporte mínima permitida por el suelo del muro debe ser igual o exceder a las presiones admisibles del terreno de desplante.

2. La presión admisible del terreno debe ser previamente determinada. Los muros destinados a retener rellenos inclinados deben ser diseñados para laterales del relleno, determinados previamente, así como su estabilidad en general.

3. El material de relleno atrás del muro deberá ser clasificado como GW A SC conforme a ASTM, designación D-2487 y deberá ser compactado a un 90% proctor de acuerdo con ASTM, el método D-698 si esto no se hiciera y se rellenara con otro tipo de material, se requerirá diseñar con consideraciones especiales.

4. Datos de diseño del muro.

- **Peso volumétrico del material de 1.9 Ton/m³ compactado.**
- **Coeficiente de empuje activo del suelo $\frac{1}{3}$**
- **El ángulo de fricción interna de material de relleno no será menor de 30°**
- **El ángulo de fricción en la base del muro con el suelo de contacto no menor de 30°**
- **Material no saturado, Gw máximo de 85%**

COMPOSICION QUIMICA

- **Resistencia mínima por centímetro de 1000 OHM**
- **Ph en el rango de 5 a 10**
- **Cloruros 200 ppm como máximo.**
- **Sulfatos 1000 ppm como máximo.**

GRANULOMETRIA

- **Del 100% del material debe pasar la malla con una abertura de 4"**
- **Del 0 al 60% del material de relleno debe pasar la malla N° 40**
- **Del 0 al 25% del material de relleno debe pasar la malla N° 200**

NOTA: Si el porcentaje de material de relleno que pasa por la malla de 200 es mayor al 15% esta deberá adicionalmente cumplir con las siguientes especificaciones:

- **Índice de plasticidad (I.P.) no mayor a 10, prueba AASTO T-90.**

- La fricción de finos menores a 15 micrones (0.015 mm) determinada por la prueba AASTO T-88 no excederá el 15%.

Los grados de comparación del material de relleno para los muros serán los siguientes:

- La franja cercana a la cara del muro (60 cm) deberá tener por lo menos el 90% proctor.
- El resto del muro deberá tener una compactación de 95% proctor.

5. El control de un adecuado material de relleno y de drenaje subterráneo es necesario para prevenir la saturación del material de relleno y para liberar toda la presión hidrostática.

6. La profundidad de desplante del muro deberá ser de 45.72 cm como mínimo para la altura de muro no mayores de 3.66 m y de 1.46 cm como mínimo para muros con altura mayores de 3.66 m.

7. Las dimensiones de separación entre mallas galvanizadas dependerá de las especificaciones del relleno.

V.3 DESARROLLO DEL CALCULO DE UN MURO DE CONTENCIÓN.

Muro de contención de 5 m de alto, sin talud.

Tipo de suelo: Friccionante

Peso volumétrico: 1.8 Ton/m³

Peso volumétrico del material utilizado como relleno en el muro: 1.9 Ton/m^3

Presión admisible del terreno: $q_A = 15 \text{ Ton/m}^2$

Coefficiente de fricción interna: $\phi' = 0.55$

Angulo de reposo del suelo: $\phi = 30^\circ$

Coefficiente del empuje: $K_A = 0.333$

EMPUJE

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$E_A = (1/2) (0.333) (1.8) (5)^2 = 7.50 \text{ Ton}$$

DIMENSIONES

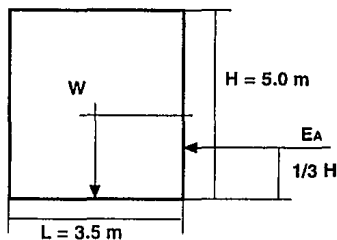


FIGURA 24

Donde:

$$\left[\begin{array}{l} L = \text{Base} \\ W = \text{Peso} \\ H = \text{Altura} \end{array} \right.$$

$$H = 5\text{m}$$

Como "L" no debe ser menor que el 70% de la altura por lo tanto $L \geq 3.5\text{m}$ para efectos de este ejemplo consideramos $L = 3.8\text{ m}$.

ESTABILIDAD

$$\Sigma V = \gamma \cdot H \cdot L = (1.9) (5) (3.8) = 36.10 \text{ Ton}$$

$$\Sigma M = \gamma \cdot H \cdot L \left(\frac{L}{2} \right) + E_A \frac{H}{3}$$

$$\Sigma M = (1.9) (5) (3.8)^2/2 + (7.50) (5)/3 = 81.09 \text{ TONM}$$

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{81.09}{36.10} = \frac{3.8}{2} = 0.346 \text{ M} < \frac{L}{6}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3.8}{6} = 0.633 \quad e < \frac{L}{6}$$

FACTOR DE SEGURIDAD

$$q = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q = \frac{36.10}{3.8} \left(1 + \frac{6(0.346)}{3.8} \right)$$

PRESION EJERCIDA AL SUELO

$$q = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q = \frac{36.10}{3.8} \left(1 + \frac{(0.346)}{3.8} \right)$$

$$q = 14.69 \text{ Ton/m}^2 < q_{ADM} = 15 \text{ Ton/m}^2$$

FACTOR DE SEGURIDAD

$$F.S. = \frac{\phi \Sigma V}{E_A} = \frac{(0.55) (36.10)}{7.50} = 2.65 > 1.5$$

Por lo tanto satisface las necesidades por estabilidad.

V.4 DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCIÓN A DIFERENTES ALTURAS

Al igual que en los pasados diseños de muros mediante concreto reforzado y mampostería para cada altura de diseño (3, 4, 5, 6 y 8 m) se calcularon muros con las siguientes características:

TIPO CARACTERISTICAS DEL RELLENO

- A Relleno friccionante, sin talud.
- B Relleno friccionante, con talud ($\beta = 30^\circ$).
- C Relleno cohesivo, sin talud.

NOTA: En lo sucesivo cuando se mencione un muro tipo 3B, el número indicará la altura de este, mientras que la letra, el tipo del relleno.

**DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION A BASE DE SUELO COMPACTADO
ESTABILIZADO POR MEDIO MALLAS GALVANIZADAS**

TIPO	3A	3B	3C	4A	4B	4C
DATOS						
q_A	15 Ton/m ²	15 Ton/m ²	8 Ton/m ²	15 Ton/m ²	15 Ton/m ²	8 Ton/m ²
β	0	30°	0	0	30°	0
C			1.2 Ton/m ²			1.2 Ton/m ²
ϕ	30°	30°	32°	30°	30°	32°
ϕ'	0.55	0.55	0.40	0.55	0.55	0.40
K_A	1/3			1/3		
E_A	2.70 Ton	7.015 Ton	0.90 Ton	4.80 Ton	12.47 Ton	4.80 Ton
DIMENSIONES						
H	3 m	3 m	3 m	4 m	4 m	4 m
L	2.1 m	3,5 m	2.1 m	2.8 m	4.6 m	5,8 m
ESTABILIDAD						
V	11.97 T	19.95 T	11.97 T	21.28 T	34.96 T	44.08 T
M	15.275 TM	41.93 TM	13.468 TM	36.192 TM	97.03 TM	134.2 TM
e	0.2257 m	0.3516 m	0.7514 m	0.300 m	0.4755 m	0.1452 m
$l'/4$	0.350 m	0.5833 m	0.350 m	0.466 m	0.766 m	0.966 m
q	9.37 T/m ²	9.136 T/m ²	6.924 T/m ²	12.49 T/m ²	12.31 T/m ²	8.741 T/m ²
F.S.	2.44	1.564	5.32	2.43	1.542	3.67

TABLA 18

**DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN A BASE DE SUELO COMPACTADO
ESTABILIZADO POR MEDIO MALLAS GALVANIZADAS**

TIPO	5A	5B	*5C	6A	6B	8A*
DATOS						
q_A	15 Ton/m ²	15 Ton/m ²	8 Ton/m ²	15 Ton/m ²	15 Ton/m ²	15 Ton/m ²
β	0	30°	0	0	30°	0
C	1.2 Ton/m ²					
ϕ	30°	30°	32°	30°	30°	30°
ϕ'	0.55	0.55	0.40	0.55	0.55	0.55
K_A	1/3			1/3		1/3
E_A	7.5 Ton	19.485Ton	10.50 Ton	10.8 Ton	28.06 Ton	19.201 Ton
DIMENSIONES						
H	5 m	5 m	5 m	6 m	6 m	8 m
L	3.8 m	6 m	(20.0) m	5.2 m	(8.40) m	(17.0) m
ESTABILIDAD						
ΣV	36.1 T	57.0 T	19.0 T	59.28 T	95.76 T	258.4 T
ΣM	81.09 TM	203.47 TM	1917.5 TM	175.73 TM	458.3 TM	2247.6 TM
e	0.346 m	0.5697 m	0.0921 m	0.364 m	0.586 m	0.198 m
l/e	0.633 m	1.0 m	3.333 m	0.866 m	1.40 m	2.83 m
q	14.69 T/m ²	14.91 T/m ²	9.762 T/m ²	16.19 T/m ²	16.171 T/m ²	16.26 T/m ²
F.S.	2.65	1.608	7.23	3.02	1.87	7.40

TABLA 18

* Para muros desplantados sobre material cohesivo se recomienda no usar este tipo de material para alturas de 4 m a mayores ya que en los múltiples diseños que se hicieron no se pudo lograr que la presión ejercida al terreno fuera menor que la admisible.

* En el muro 8A se puede notar que para alturas iguales o mayores a 8 metros de muro el espesor requiere ser demasiado grande para que pase por estabilidad.

V.3 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MUROS A BASE DE SUELO COMPACTADO Y ESTABILIZADO.

3 metros de altura con relleno friccionante sin talud (3A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	842.38
Mano de obra	0.14	Jor	29.97
Compactación en terraplen a 90% proctor	6.30	M ³	42.65
	SUMA NS		915.00/ML

3 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (3B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	1,404.00
Mano de obra	0.23	Jor	49.24
Compactación en terraplen a 90% proctor	10.50	M ³	71.09
	SUMA NS		1,524.33/ML

3 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (3C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	842.38
Mano de obra	0.14	Jor	29.97
Compactación en terraplen a 90% proctor	6.30	M ³	42.65
	SUMA NS		915.00/ML

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MUROS A BASE DE SUELO COMPACTADO Y ESTABILIZADO.

4 metros de altura con relleno friccionante sin talud (4A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	1,103.21
Mano de obra	0.25	Jor	53.52
Compactación en terraplen a 90% proctor	11.20	M ³	75.82
	SUMA NS		1,232.55/ML

4 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (4B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	1,812.41
Mano de obra	0.41	Jor	87.78
Compactación en terraplen a 90% proctor	18.40	M ³	124.57
	SUMA NS		2,024.76/ML

4 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (4C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	2,285.22
Mano de obra	0.52	Jor	111.33
Compactación en terraplen a 90% proctor	23.20	M ³	157.06
	SUMA NS		2,553.61/ML

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MURO A BASE DE SUELO COMPACTADO Y ESTABILIZADO

5 metros de altura con relleno friccionante sin talud (5A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	1,513.55
Mano de obra	0.42	Jor	89.92
Compactación en terraplen a 90% proctor	19.00	M ³	128.63
	SUMA N\$		1,732.10/ML

5 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (5B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	2,389.81
Mano de obra	0.67	Jor	143.44
Compactación en terraplen a 90% proctor	30.00	M ³	203.10
	SUMA N\$		2,736.35/ML

5 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (5C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	7,966.05
Mano de obra	2.22	Jor	475.28
Compactación en terraplen a 90% proctor	100.00	M ³	677.00
	SUMA N\$		9,118.33/ML

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MURO A BASE DE SUELO COMPACTADO Y ESTABILIZADO

6 metros de altura con relleno friccionante sin talud (6A).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	2,117.39
Mano de obra	0.69	Jor	147.72
Compactación en terraplen a 90% proctor	31.20	M ³	211.22
SUMA N\$			2,476.33/ML

6 metros de altura con relleno friccionante con talud de 30° (6B).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	3,420.40
Mano de obra	1.12	Jor	239.78
Compactación en terraplen a 90% proctor	50.40	M ³	341.21
SUMA N\$			4,001.39/ML

6 metros de altura con relleno cohesivo sin talud (6C).

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Suministro y diseño	1	Lote	9,229.65
Mano de obra	3.02	Jor	646.55
Compactación en terraplen a 90% proctor	136.00	M ³	920.72
SUMA N\$			10,796.92/ML

ANEXO**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA MUROS A BASE DE SUELO
COMPACTADO Y ESTABILIZADO.****ANALISIS DE CONCEPTO:****1. Mano de obra (M.O.)**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNIT.
Peón	3	Jor	128.70
Oficial	1	Jor	77.16
		SUBTOTAL:	205.86
Herramienta	0.04	% M.O.	<u>8.23</u>
		TOTAL DE M.O. NS	214.09/JOR

2. Costos de compactación en terraplén

DESCRIPCION	METRO CUBICO		PRECIO	IMPORTE
Regalías por agua	1.0	M3	0.15	0.15
Pipa un camión	85.22	Hr	0.019	1.62
Vibrador Muller VAP-90	88.64	Hr	0.0095	0.84
Motoconformadora	218.96	Hr	0.019	<u>4.16</u>
		TOTAL NS		6.77/m²

NOTA: El costo del suministro y diseño fue proporcionado directamente de los costos que la empresa "Muros Hiltiker" maneja para sus servicios.

CAPITULO VI. CUADRO COMPARATIVO DEL ESTUDIO

COSTOS DE MUROS POR METRO LINEAL

ALTURA (M)	MUROS TIPO "A" (CON RELLENO FRICCIONANTE SIN TALUD)		
	MAMPOSTERIA	CONCRETO	SUELO COMPRIMIDO
3	NS 938.16	951.09	915.00
4	2,279.29	1,864.61	1,232.55
5	6,444.65	2,279.61	1,732.10
6	19,352.86	2,970.53	2,476.33
8		4,983.62	

ALTURA (M)	MUROS TIPO "B" (CON RELLENO FRICCIONANTE CON TALUD)		
	MAMPOSTERIA	CONCRETO	SUELO COMPRIMIDO
3	NS 1,780.45	2,985.66	1,524.33
4	4,629.46	4,579.92	2,024.76
5	12,781.60	7,206.32	2,736.35
6	34,764.00	10,711.66	4,001.39
8			

ALTURA (M)	MUROS TIPO "C" (CON RELLENO COHESIVO)		
	MAMPOSTERIA	CONCRETO	SUELO COMPRIMIDO
3	NS 864.12	818.60	915.00
4	2,279.29	1,662.35	2,553.61
5	8,358.64	5,433.62	9,118.33
6	25,872.97	10,367.02	10,796.92
8			

CONCLUSIONES

- A. El objetivo se cumple al comparar los muros hechos a base de concreto reforzado con los de mampostería mediante una tabla comparativa que se ilustra en el capítulo VI, la cual muestra para las diferentes características de relleno y altura del muro, cual es más económico. Con esto se facilita la búsqueda de la opción más adecuada para un diseño en particular de alguna futura construcción de un muro.

- B. Para el cálculo del empuje activo del relleno se escogió, de entre las teorías más importantes, la teoría de Rankine, debido a su gran uso en la actividad práctica.

- C. En el capítulo II se pueden encontrar los tipos de estos muros y sus usos. Esto proporciona un conocimiento amplio y fundamental en el diseño, ya que ubica muy bien al diseñador sobre los usos que se pueden dar y que opciones, de formas más adecuadas para ese fin se conocen.

- D. Se encontró que el material de relleno es un factor determinante para la proyección adecuada de cualquier muro, independientemente del material en que están hechos. Para rellenos con talud se tenía un empuje sustancialmente más grande que en rellenos sin este, lo cual hizo que las dimensiones de estos muros fueran muy gruesas: se tomó un talud con un ángulo de 30 grados, después de haber comparado con los diseños hechos con un ángulo de 45 grados y se demostró que era más conveniente el primero debido a que el empuje resultaba tan grande que, sacaba por dimensiones desproporcionales, cálculos de muros para este tipo de rellenos, perdiéndose la comparación con los demás diseños.

- E. Resulto que aunque se tienen problemas para proyectar, cuando el relleno es inclinado, se tienen mayores cuando el relleno es cohesivo, debido fundamentalmente a que la presión de sustento del terreno es tan pequeña que no se logra bajar de este valor la presión que ejerce el muro, sobre todo, para alturas mayores de 6 metros. Se encontró recomendable la opción de diseñar muros de contrafuertes en los siguientes casos.

ALTURA DEL MURO	MUROS CON RELLENO TIPO		
	"A"	"B"	"C"
DE 5m O MAS ALTOS	EN LOS HECHOS A BASE DE MAMPOSTERIA	EN LOS MUROS HECHOS A BASE DE MAMPOSTERIA	EN LOS MUROS HECHOS A BASE DE MAMPOSTERIA
DE 6m O MAS ALTOS		EN MUROS HECHOS ABASE DE CONCRETO	EN MUROS HECHOS ABASE DE CONCRETO

- F. Además se expone en esta tesis, las características y el diseño de muros no muy conocidos en México y que son una alternativa muy eficaz para la contención de tierras en ciertos tipos de muros y situaciones específicas. Se establece la comparación con los tipos de muros tradicionales de una manera clara y sencilla con el fin de que aquel que consulte esta tesis pueda encontrar y decidir la opción más adecuada y eficiente para la construcción de muros de contención de tierras.
- G. Al no cambiar las características del relleno para los tres tipos diferentes de muros de contención, se encontró cual es el más económico, para que alturas y para que tipo de relleno como veremos a continuación pero es necesario

aclarar que se consideró, para los costos de los muros que los materiales de los que esta hecho cada muro, así como el equipo utilizado no se tenían que acarrear por lo que para una obra en particular pudieran ser los acarreos, la diferencia para decidir que tipo de muro diseñar en ese lugar. Otra característica que pudiera hacer la diferencia sería que los muros diseñados con suelo comprimido necesitan de un espesor mayor que para los hechos por los otros dos tipos de muros, ya que en su diseño el ancho del muro deberá ser como mínimo del 70% de la altura de este y esto resulta una limitante para su diseño, sobre todo dentro de las ciudades que no suelen haber espacios suficientes.

Otra diferencia que puede surgir es que para los muros diseñados a base de suelo comprimido el suelo que se utiliza necesita cumplir con ciertas características específicas como se vio en el capítulo "V" por lo que si no se encuentra "cerca" un banco de tierras con estas características se pudiera optar por algún otro tipo de muro de contención.

Del cuadro comparativo del estudio se concluye lo siguiente:

- H. H.1 Para los muros diseñados con relleno friccionante esto es, en el suelo arenoso y sin soportar alguna sobre carga debida a un talud, esto es, con el relleno horizontal los muros hechos a base de suelo comprimido resultan ser, en general, más económicos, que los otros dos tipos de muros, mientras que los muros de mampostería sólo para alturas menores de 4 metros son más económicos que los de concreto, ya que a mayor altura los muros de concreto reforzado resultan más económicos que los de mampostería
- H.2 Para los muros diseñados con relleno friccionante y soportando un relleno con un talud de 30° con respecto a la horizontal se encontró que los muros a base de suelo comprimido en general, son más económicos que los otros dos tipos de muros, y al igual que en el primer caso, con relleno friccionante sin talud, los muros de concreto reforzado son más económicos que los de mampostería para alturas de 4 metros en adelante.

H.3 Para los muros diseñados con relleno cohesivo y sin soportar algún talud, resultó que los muros de concreto reforzado son más económicos en general, que los otros dos tipos de muros y los muros de mampostería son más económicos que los diseñados con suelo comprimido.

- I. Los muros hechos a base de suelo macizo estabilizado tienen problemas, para su diseño, al igual que los de mampostería cuando son construidos en suelos cohesivos ya que a partir de alturas de 5 metros sus dimensiones son desproporcionales o en algunos casos no alcanzan a descargar una presión al terreno menor que la que este puede soportar.

BIBLIOGRAFIA

JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, MECANICA DE SUELOS, FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS.TOMO I. TERCERA EDICION. EDITORIAL LIMUSA.

JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ,MECANICA DE SUELOS, TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS,TOMO II. SEGUNDA EDICION. EDITORIAL LIMUSA.

RALPH B. PECK, WALTER E. HANSON Y THOMAS H. THORNBURN, INGENIERIA DE CIMENTACIONES, EDITORIAL LIMUSA.

N.J.EVERARD Y J.L. TANER III, DISEÑO DE CONCRETO ARMADO,EDIT. SCHAUM.

C.CRESPO. MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, EDIT. FONT,MEXICO, 1976.

G. BAUD, CONSTRUCCION DE CIMENTACION, EDIT. BLUME, BARCELONA, ESPAÑA, 1970.

K. TERZAGHI Y R. PECK, MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA,EDIT. ATENEO, 1955.

G. BAUD, TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION, EDIT. BLUME, BARCELONA,ESPAÑA, 1970.

R. GOMEZ TREMARI, CIMENTACIONES,MEXICO, 1988.

MANUAL DE CIMENTACIONES C.F.E.

ANALISIS DE CIMENTACIONES C.F.E.

**REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL, NOV./1987
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.**

FOLLETOS INFORMATIVOS PARA MUROS HILFIKER.