

64
29.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

"MUROS DE CONTENCION"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
FELIPE DE JESUS MIRANDA REGALADO



MEXICO, D. F.

1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

269958



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 esta 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 NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-083/94

Señor
FELIPE DE JESUS MIRANDA REGALADO
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. JORGE A. ALBARRAN ASCENCIO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

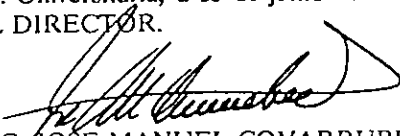
"MUROS DE CONTENCIÓN"

- I. INTRODUCCION
 - II. MUROS COMO ELEMENTOS DE SOPORTE
 - III. MUROS DE MAMPOSTERIA Y CONCRETO CICLOPEO
 - IV. MUROS DE CONCRETO ARMADO
 - V. MUROS TIERRA ARMADA
 - VI. MUROS HILFIKER
 - VII. MUROS GEOTEXILES
 - VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 15 de junio de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

A G R A D E C I M I E N T O S

A MIS PADRES :

FORTINO MIRANDA ALVAREZ Y MARIA REGALADO.

Por el gran apoyo siempre recibido. comprensión y cariño.
con todo mi amor y gratitud.

A MIS HERMANOS :

ISMAEL, JUAN JOSE, ROSA MARIA, JESUS Y SALVADOR.

Por su apoyo incondicional e inmensa amistad.

A MI ESPOSA :

JOSEFINA BAEZA ZUNIGA.

Por toda la fuerza moral, espiritual, paciencia, amor y
comprensión, con cariño.

A MI ESCUELA :

FACULTAD DE INGENIERIA.

Por su fuerza, espíritu y coraje. transmitido por
todos mis maestros.

A MIS AMIGOS :

GASPAR, JOSE LUIS PACHECO, ARMANDO, JOSE LUIS AGUILAR.

Por la firmeza de consejos, y su gran amistad.

MUROS DE CONTENCIÓN

INDICE

	PAGINA
I. INTRODUCCION	1
II. MUROS COMO ELEMENTOS DE SOPORTE	3
II.1 Tipos de muros	3
II.2 Usos y funciones	9
II.3 Fuerzas actuantes en muros	13
III. MUROS DE MAMPOSTERIA Y CONCRETO CICLOPEO	15
III.1 Calculo	15
III.2 Ejemplo	34
III.3 Tipo de relleno	43
III.4 Procedimiento constructivo	46
III.5 Semblanza de costos	51
IV. MUROS DE CONCRETO	56
IV.1 Calculo de muros de concreto armado con contrafuertes	58
IV.2 Ejemplo	63
IV.3 Tipo de relleno	78
IV.4 Detalles constructivos	79
IV.5 Costos	82
V. TIERRA ARMADA	86
V.1 Método de diseño	86
V.2 Ejemplo	90
V.3 Proceso constructivo	93
VI. MUROS HILFIKER	95
VI.1 Especificaciones	95
VI.2 Ejemplo	96
VI.3 Proceso constructivo	98
VII. MUROS DE GEOTEXILES	100
VII.1 Calculo	100
VII.2 Ejemplo	101
VII.3 Proceso constructivo	104
VIII. CONCLUSION	106
BIBLIOGRAFIA	110

I INTRODUCCION

EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TALUDES TIENE UNA IMPORTANCIA DE PRIMER ORDEN EN LA INGENIERIA CIVIL DEBIDO A LA FRECUENCIA DE CONSTRUCCION DE ESTOS ELEMENTOS COMO COMPLEMENTOS O PARTES DE UNA OBRA, COMO LO PUEDEN SER EN CIMENTACIONES O VIAS TERRESTRES. POR LO CUAL ES NECESARIO SABER DISEÑAR Y CONSTRUIR, ASI COMO TENER UNA SEMBLANZA DEL COSTO DE LAS OBRAS A EJECUTAR , TODO CON LA FINALIDAD DE MEJORAR LOS TRABAJOS AUMENTANDO LA EFICIENCIA Y ECONOMIA DE LOS MISMOS, TENIENDO COMO ARMA LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS DE SOLUCION PARA UN PROBLEMA SEMEJANTE. CABE MENCIONAR QUE LOS MUROS DE CONTENCION A LOS QUE NOS REFERIREMOS DE AQUI EN ADELANTE SON AQUELLOS QUE SOPORTAN CARGAS LATERALES PRODUCIDAS POR UN MATERIAL RETENIDO Y LAS ACCIONES EJERCIDAS SOBRE DE ESTE. EXISTEN DIFERENTES TIPOS DE MUROS DE CONTENCION, COMO LO SON EL DE MAMPOSTERIA, CONCRETO CICLOPEO Y DE CONCRETO REFORZADO, SIENDO LOS BASICOS O TRADICIONALES LLAMADOS DE GRAVEDAD, LOS CUALES SON UN CONJUNTO DE MATERIALES COMUNMENTE DE LA CORTEZA TERRESTRE, DONDE EL PESO Y LA SECCION TRANSVERSAL IMPEDIRA QUE EL MURO SE DESLICE Y SE VOLTE. PERO EXISTEN TECNOLOGIAS RELATIVAMENTE NUEVAS DE LOS CUALES YA ESTAN EN APLICACION CON LAS RESERVAS QUE EL CASO AMERITA, DE LOS CUALES SE MENCIONARA EL CASO DE LA TIERRA ARMADA, EL CUAL PUEDE EMPLEARSE CUANDO POR RAZONES CONSTRUCTIVAS SE DEBAN TENER PAREDES VERTICALES DE GRAN ALTURA ; POR RAZONES TECNICAS DEBIDO AL TERRENO NATURAL Y RAZONES ESTETICAS ASI COMO UN AHORRO EN LA ECONOMIA DE ESTOS. LA TIERRA ARMADA ES UNA ASOCIACION DE TIERRA Y ELEMENTOS LINEALES CAPASES DE SOPORTAR FUERZAS DE TENSION IMPORTANTES, LAS CUALES DAN AL CONJUNTO UNA RESISTENCIA DE LA QUE EL SUELO CARECE EN SI MISMO, CON LA VENTAJA ADICIONAL DE QUE LA MASA PUEDE REFORZARSE UNICA Y PRINCIPALMENTE EN LAS

DIRECCIONES CONVENIENTES, LA RESISTENCIA A LA TENSION DE LAS TIRAS SE DEBE A LA FRICCION INTERNA DEL SUELO DEBIDO A QUE LAS FUERZAS QUE SE PRODUCEN EN LA MASA Y SE TRANSMITEN AL REFUERZO POR FRICCION.

OTRA DE LAS INNOVACIONES, SON LOS GEOTEXILES (POLIMEROS QUE SE UTILIZAN EN TRABAJOS DE LA GEOTECNIA) LOS CUALES COMIENZAN A SER FAMILIARES PARA LOS INGENIEROS CIVILES, ENGLOBADOS ESTOS DENTRO DEL RUBRO DE LOS GEOSINTETICOS.

LOS GEOTEXILES SON MATERIALES DE CONSTRUCCION FLEXIBLES Y ECONOMICOS, PERMEABLES A LOS FLUIDOS, CAPASES DE RETENER PARTICULAS DE SUELO MAYORES QUE EL TAMAÑO DE SUS POROS CON UNA RESISTENCIA A LA TENSION RELATIVAMENTE ALTA, QUE EN LA FUNCION DE REFUERZO DE SUELOS SE PUEDEN UTILIZAR COMO MUROS DE CONTENCION EN SUELOS BLANDOS Y DE POCA ALTURA BAJO EL PROCEDIMIENTO DE ENCAPSULADOS, ESTE REFUERZO ES DEBIDO A LA INTERACCION AL HACER QUE EL SUELO NO TRABAJE EN GRANDES ESPESORES DE CAPA SI NO QUE SE INTERCALEN VARIAS CAPAS DE TEXTIL PARA HACER QUE LAS CAPAS DE TIERRA QUE TIENEN QUE ACTUAR, SE VALLAN INTERRELACIONANDO CON EL GEOTEXIL Y TRABAJEN COMO UN CONJUNTO.

II MUROS COMO ELEMENTO DE SOPORTE

II.1 TIPOS DE MUROS

Los tipos de muros de contención son:

MUROS DE GRAVEDAD

Es el tipo más antiguo y su forma clásica es de sección trapezoidal, pero no obstante existen tantas formas variadas como necesidades constructivas y gustos del proyectista. De las que para efecto de esta tesis se consideraran formas regulares las cuales, tienen la configuración representada en la figura 2.1 en donde se indica la nomenclatura usual en sus distintas partes.

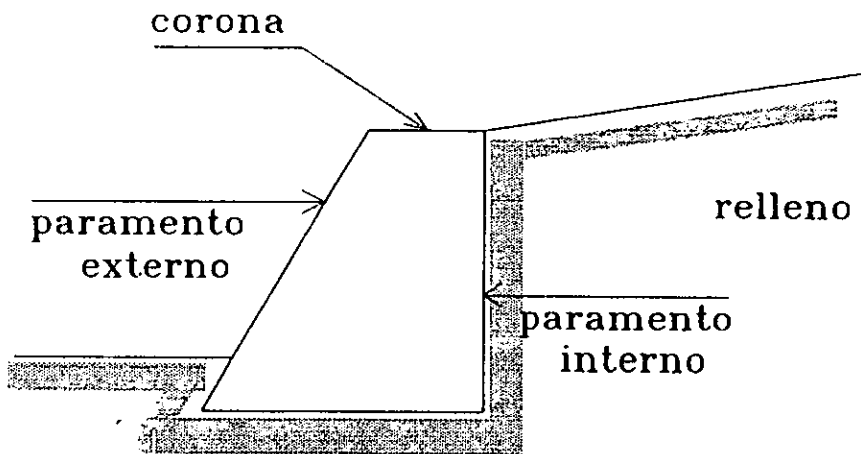


figura 2.1

donde:

El paramento externo en talud de 1/10 a 1/5 mejora la estabilidad, si este es rigurosamente vertical producirá un efecto aparente de inestabilidad, una inclinación excesiva tampoco es recomendable.

El paramento interno al lado del relleno, el cual se recomienda se construya vertical o con una inclinación invertida (hacia el relleno) de 1/10 a 1/4.

Este tipo de muro de contencion suelen ser en la mavoría de las veces de mampostería, de concreto ciclópeo, y de concreto en masa. Los cuales resisten los empujes mediante su peso propio, pues es este la causa principal de su resistencia al momento volcador o momento motor, producido por el propio empuje del relleno.

MUROS DE CONCRETO ARMADO

También llamados muros ligeros, dadas sus secciones transversales, las cuales pueden ser por lo general, de tipo "ele", a veces con zapata exterior y otras con contrafuertes interiores y menos frecuentes con contrafuertes exteriores, siendo estos el caso típico de los muros de concreto armado.

En la figura 2.2 se muestra la nomenclatura usual en este tipo de muros.

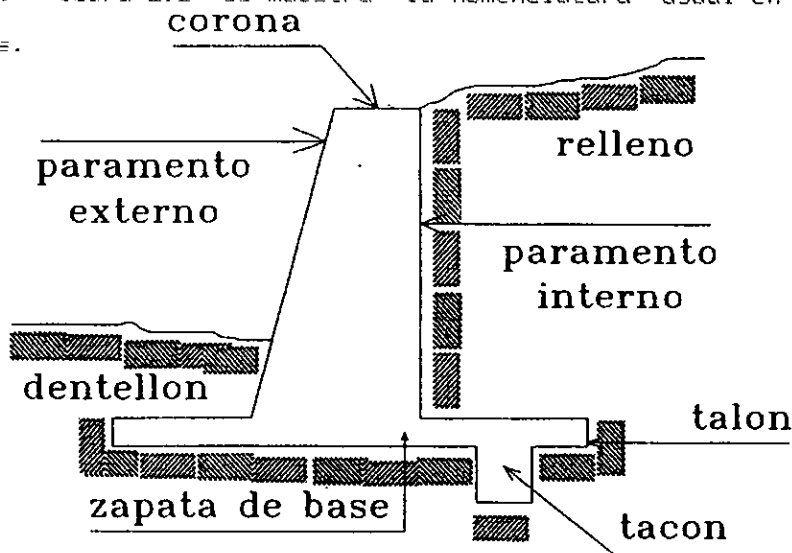


figura 2.2

La estabilidad de este tipo de muro se logra por la anchura de su zapata, y viene aumentada por la acción del prisma de tierra que carga en la parte posterior de la zapata que ayuda a impedir el volteo.

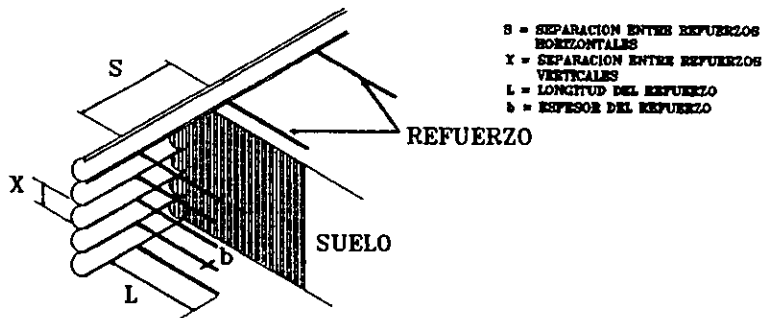
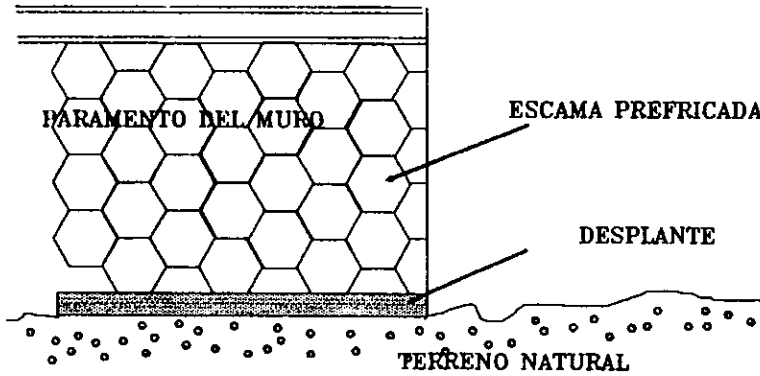
LA TIERRA ARMADA

Esencialmente la tierra armada es un material compuesto formado por la combinación de un suelo granular compactado el cual tiene una resistencia a la compresión y al cortante, y prácticamente sin cohesión, y un refuerzo de acero, que soporta los esfuerzos a tensión que no puede soportar el relleno.

Un sistema de tierra armada está constituido por tres elementos básicos, como lo son, las escamas o tableros exteriores de concreto hidráulico que funjen como paramento y confinamiento del relleno, tiras de refuerzo de acero galvanizado, y suelo de relleno, ver figura 2.3.

El punto clave de la estabilidad de la estructura esta en la fricción generada entre el suelo y el refuerzo. Los refuerzos son puestos a trabajar por las fuerzas de tensión y la masa en conjunto se comporta como si tuviera a lo largo de la dirección de los refuerzos una cohesión proporcional a la resistencia a la tensión de dichos refuerzos.

Este sistema constructivo puede resultar un material económico, y tiene abundante aplicación en zonas de topografía difícil como la de carreteras y autopistas de montaña, desarrollos habitacionales en laderas, etc. pudiendo construirse muros de gran altura de 20 a 30 mts. tiene la ventaja de ser económicos, rápidos en su construcción y una apariencia estética deseada dadas las características del proyecto en cuestión, con la desventaja de que se puede presentar fallas en la cual el sistema se colapsa como un conjunto, sin deformaciones importantes dentro de si misma, esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análoga a los muros de contencion convencionales .



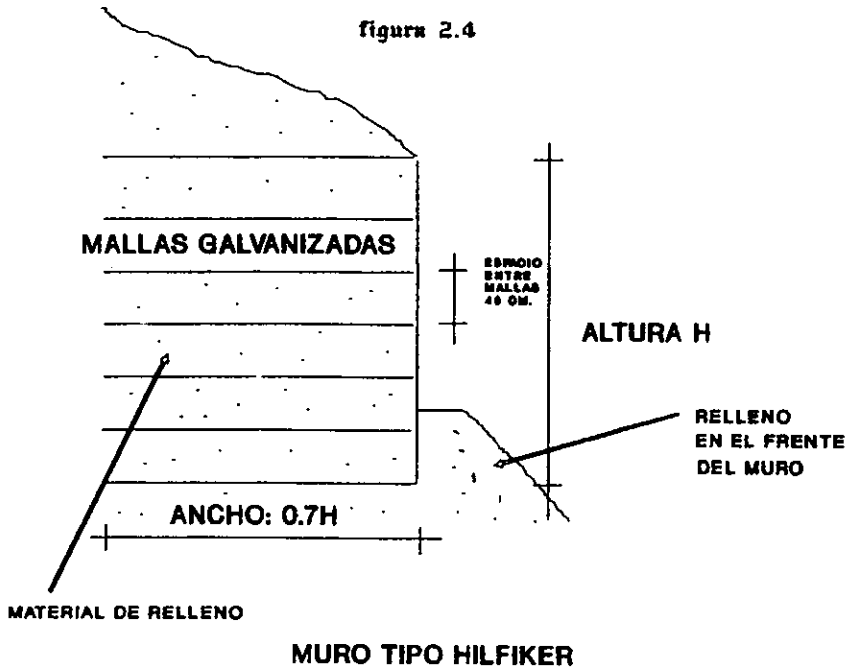
ESQUEMA DE MUROS DE TIERRA ARMADA

figura 2.3

MUROS HILFIKER

Este tipo de muros 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 de diferentes alturas

figura 2.4



MUROS DE GEOTEXTILES

Los muros de contención utilizando geotextiles son los denominados encapsulados, los cuales se integran por un geotextil y suelo de relleno, este suelo es blando, y el geotextil es aquel que esta hecho a base de polimeros o plásticos (son moléculas gigantes obtenidas sintéticamente a partir de los derivados de la petroquímica), permeable a los fluidos, capaces de retener partículas de suelo mayores al tamaño de sus poros, de las cuatro funciones que tiene el geotextil (de separación, filtración y drenaje, refuerzo a la tensión e impermeabilización), en el caso de muros de contención se tomara la de refuerzo.

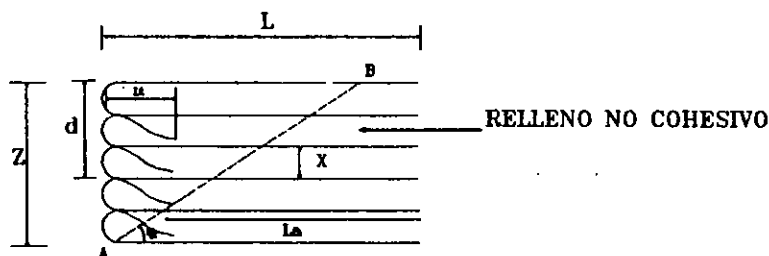
El geotextil como refuerzo de tierra imparte resistencia a la tensión a un sistema de tierra geotextil, incrementando la estabilidad

estructural.fig.2.5

La interacción entre el suelo y el geotextil hace que el suelo no trabaje en grandes espesores, pero si en forma de conjunto lo que le da una gran resistencia y estabilidad.

Los muros construidos bajo este sistema, son económicos y con una facilidad y rapidez en su construcción teniendo el inconveniente de que para alturas mayores a 5 mts. son y se vuelven inadecuados, dado que serían una infinidad de capas las cuales en algunos casos tiende a deslizarse provocando el colapso del muro.

ENCAPSULADO DE SUELO CON GEOTEXTIL Y CONCEPTUALIZACION COMO MURO DE CONTENCIÓN



- Z = ALTURA HASTA LA CORONA DEL MURO
- d = ALTURA DESDE LA CORONA DEL MURO HASTA DONDE SE EFECTUA EL CALCULO
- X = ESPESOR DE LA CAPSULA QUE SE CALCULA
- La = LONGITUD DE ANCLAJE POR FRICCIÓN
- Lt = LONGITUD DE TRASLAPE DEL GEOTEXTIL
- L = LONGITUD TOTAL DE LA ZONA RELLENADA
- AB = PLANO DE FALLA
- $\theta = \text{ANGULO DEL PLANO DE FALLA } 45^\circ + \frac{R}{2}$

figura 2.5

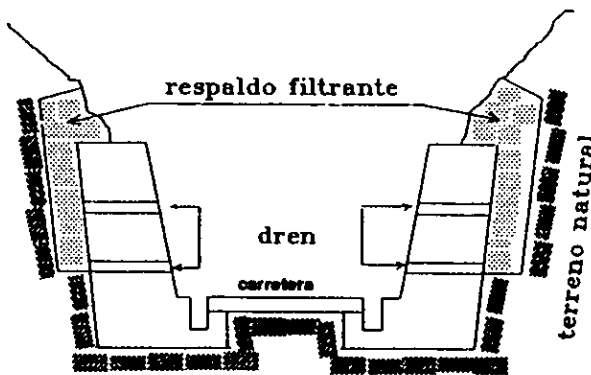
II.2.- USOS Y FUNCIONES

Los muros como elemento de soporte son aquellos que tienen como función principal el resistir las presiones laterales, producidas por el material retenido, como resulta evidente en los muros que se encuentran a la intemperie, la lluvia se infiltra a través de la tierra que forma el relleno y entonces el muro, pasa a soportar los efectos del empuje dados por la tierra y por el agua, por lo que habrá que tener en cuenta este efecto en la construcción del muro.

La utilización de muros es muy frecuente en todo tipo de obras, así por ejemplo, en un foso para automóviles en un taller de reparación de vehículos implica la construcción de muros de contención de las tierras aledañas al foso. Esta muro soportara la sobrecarga estática y dinámica que el paso de automóviles y otros materiales producen sobre el empuje propio del terreno.

Los muros de contención se construyen con el fin de limitar la ocupación del terreno por los taludes tanto en terraplén como en desmante.

En la figura 2.6 se muestra el esquema de una trinchera, entre dos muros de contención. La superficie ocupada se ha reducido notablemente.



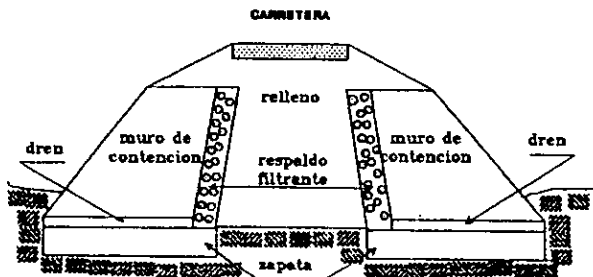
Muro de contención en trinchera

figura 2.6

En la figura 2.7 muestra un terraplén entre dos muros de pie. la reducción del espacio ocupado es también muy importante.

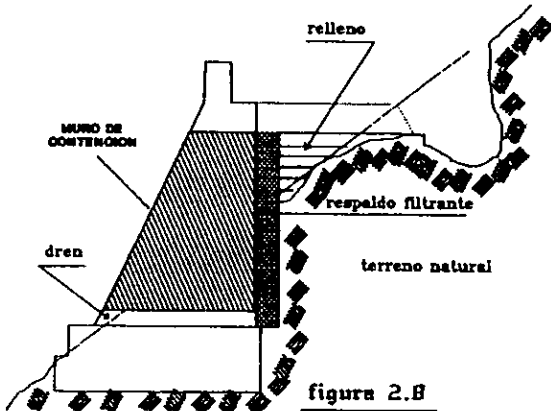
figura 2.7

muro de contencion en terraplenes

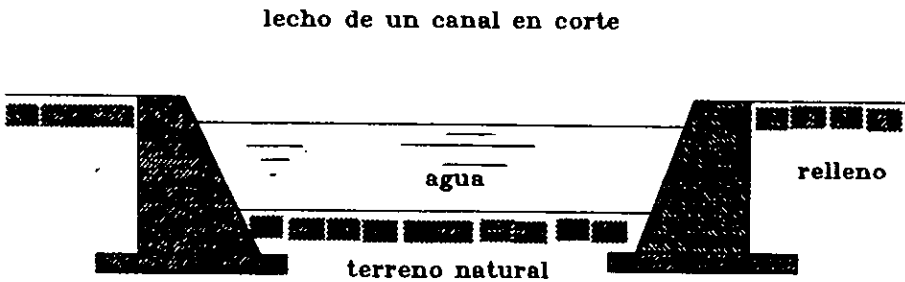
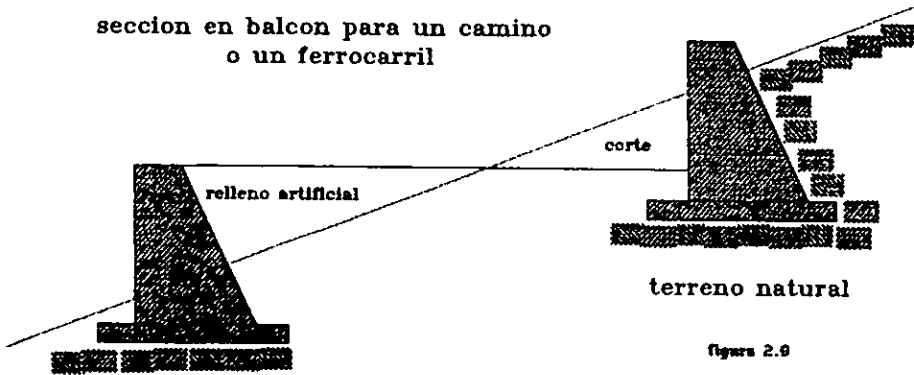


El empleo de muros de contencion del lado del terraplén es indispensable en la construcción de carreteras a media ladera, cuando la pendiente transversal del terreno natural es superior al ángulo del talud natural del material extraído de la excavación, ya que tales materiales no podrían mantenerse en equilibrio sobre la ladera excesivamente pendienteada, figura 2.8.

Muro de contencion a media ladera



Por consiguiente es necesario construir un muro de contencion del lado e la seccion transversal al terraplén si el terreno es de mala calidad. Este tipo de muros constituye un gran grupo de elementos de soporte. En la figura 2.9 se ilustran otros muros de contencion y otros de sus principales usos.



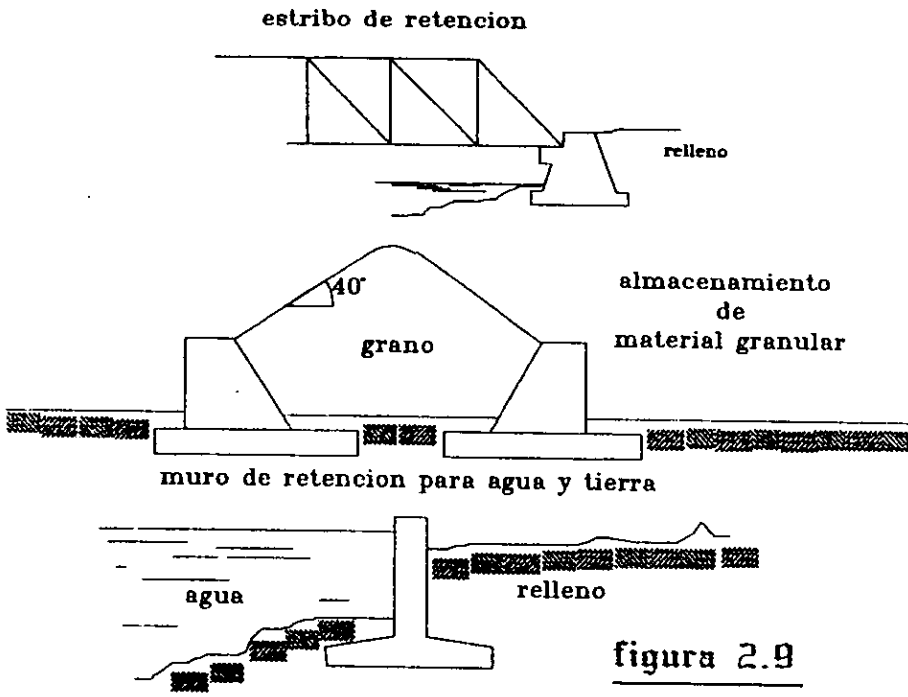


figura 2.9

II.3.-FUERZAS ACTUANTES EN LOS MUROS

Fundamentalmente podemos mencionar a el empuje el cual es, la acción que ejerce el relleno sobre el muro. Los cuales pueden ser activos y pasivos.

Empuje activo.- aquel que ejerce el material (figura 2.10) de relleno contra el respaldo del muro o paramento interno.

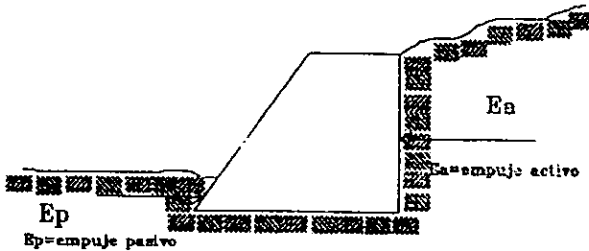


figura 2.10

Empuje pasivo.- El empuje pasivo, contrarresta la acción del empuje activo (figura 2.11) y es el producido por un terreno que absorbe la acción producida por la estructura.

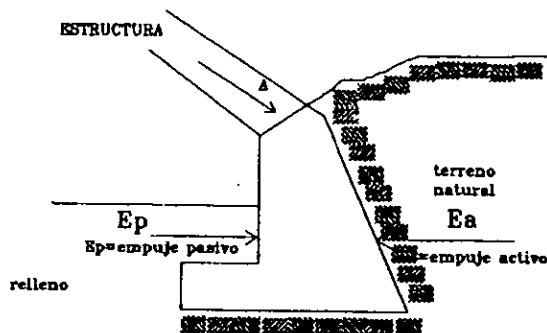


figura 2.11

Muro que soporta la acción "A" y para cuyo fin fue construido

En la figura 2.12 la cual presenta el diagrama de cuerpo libre de un muro de contención el cual se idealiza como trapecial, se muestran las principales fuerzas que intervienen para el calculo de estabilidad del muro.

FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES EN UN MURO DE CONTENCION

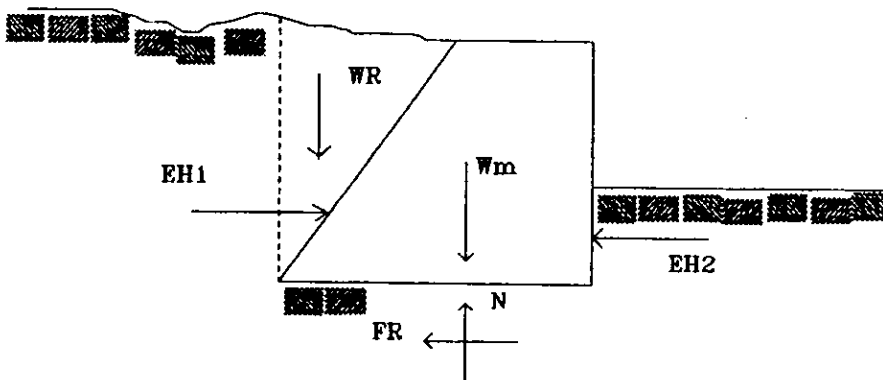


figura 2.12

Las cuales son:

W_m .-peso propio del muro, que actúa en el centro de gravedad de la sección.

E_{H1} .-la presión del relleno contra el respaldo del muro.

E_{H2} .-la componente normal de las presiones contra el frente del muro.

N .-reacción normal del terreno.

W_R .-peso del relleno que se encuentra sobre el respaldo del muro.

F_R .-fuerza de fricción, generada entre la base y el muro al oponerse este al deslizamiento.

III MUROS DE MAMPOSTERIA Y CONCRETO CICLOPEO

III.1 CALCULO

El calculo de los muros de contención se ha tomado en cuenta lo mencionado en el REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DE LA CIUDAD DE MEXICO (1987) vigente, el cual es aplicable solamente, para muros de gravedad, y muros de concreto reforzado , con o sin anclas o contrafuertes.

Las fuerzas actuantes, sobre un muro de contención, se consideran por unidad de longitud. Las medidas para tomarse en cuenta, según el tipo de muro serán como ya se mencionó : el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre el muro y el suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas, en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Para el analisis de los muros de contención se revisaran los siguientes estados limite: de falla (volteo o deslizamiento del muro, falla en la cimentación del mismo y rotura estructural) y de servicio (asentamiento, giro o deformación excesiva del muro).

Estados limite de falla.

Siempre deberá dotarse a los muros de retención de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados.

Para muros de menos de 6 metros de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semiempirico de Terzaghi, siempre que satisfagan los requisitos de drenaje.

-Método semiempírico de Terzaghi

El método semiempírico propuesto por Terzaghi tiene un alto índice de confiabilidad, para llevar a cabo el diseño de un muro de contención con las condiciones señaladas, debe tomarse en cuenta, el tipo de relleno utilizado, asegurar un buen drenaje y, con base en el valor del empuje de tierras, verificar la estabilidad de conjunto y estructural del muro.

-El primer paso de este método consiste en encasillar el relleno con sus características gravimétricas y granulométricas donde:

La presión activa del relleno. Con el fin de calcular el empuje sobre el muro, es necesario determinar primero el tipo de suelo que constituye el relleno y clasificarlo dentro de uno de los cinco tipos dados en la tabla 3.1.

La resultante del empuje de tierra se supondrá dada por sus componentes:

$$E_v = \frac{1}{2} K_h \times H^2$$

$$E_h = \frac{1}{2} K_v \times H^2$$

donde:

E_h y E_v .- son las componentes horizontal y vertical del empuje

K_h y K_v .- son las constantes obtenidas de las gráficas de la figura 3.1a

vertical y horizontal respectivamente, actuando a una tercera parte de la altura H de la sección vertical "ba" que pasa por el extremo interior de la base del muro.

TABLA 3.1 Tipos de relleno para muros de contencion

TIPO DE RELLENO	DESCRIPCION	K PROMEDIO EN cm/seg	PESO VOLUMETRICO EN kg/m ³ PARCIAMENTE SATURADO <small>seco prom. saturado</small>	MATERIA PARA FILTRO	K PROMEDIO EN cm/seg
1	Arena o grava limpias (sin particulas finas) muy permeables: GW, GP, SW, SP	$10^{-2} - 10^{-3}$	1970 2030 2100	Grava bien graduada (GW)	10^{-2}
2	Suelo grueso de baja permeabilidad debido a la presencia de particulas limosas: GM, GM-GP, SM, SM-SP	$10^{-4} - 10^{-9}$	2100 2200 2300	Grava o arena limpia y bien graduada (GW, SW)	$10^{-2} - 10^{-3}$
3	Suelo residual con piedras, arena fina limosa y material granular con algun contenido de arcilla: CL, ML, CH, MH, SM, SC, GC	$10^{-4} - 10^{-9}$	2120 2240 2350	Grava o arena limpia y bien graduada (GW, SW)	$10^{-2} - 10^{-3}$
4	Arcilla banda o muy blanda, limo organico o arcilla limosa: CL, ML, OL, CH, MH, OH	$10^{-8} - 10^{-9}$	1800 1800 2000	Arena limpia bien graduada (SW)	$10^{-1} - 10^{-3}$
5	Arcilla consistente o muy dura, en estado natural o desecada, depositada en grandes terrones y protegida en tal forma que durante inundaciones o aguaceros, una cantidad despreciable de agua penetre los huecos dejados por los terrones: CL Y CH. Si no se satisface esta condicion no debe usarse la arcilla como relleno	Variable	1700 1860 2030	Arena impia bien graduada (SW)	$10^{-1} - 10^{-3}$

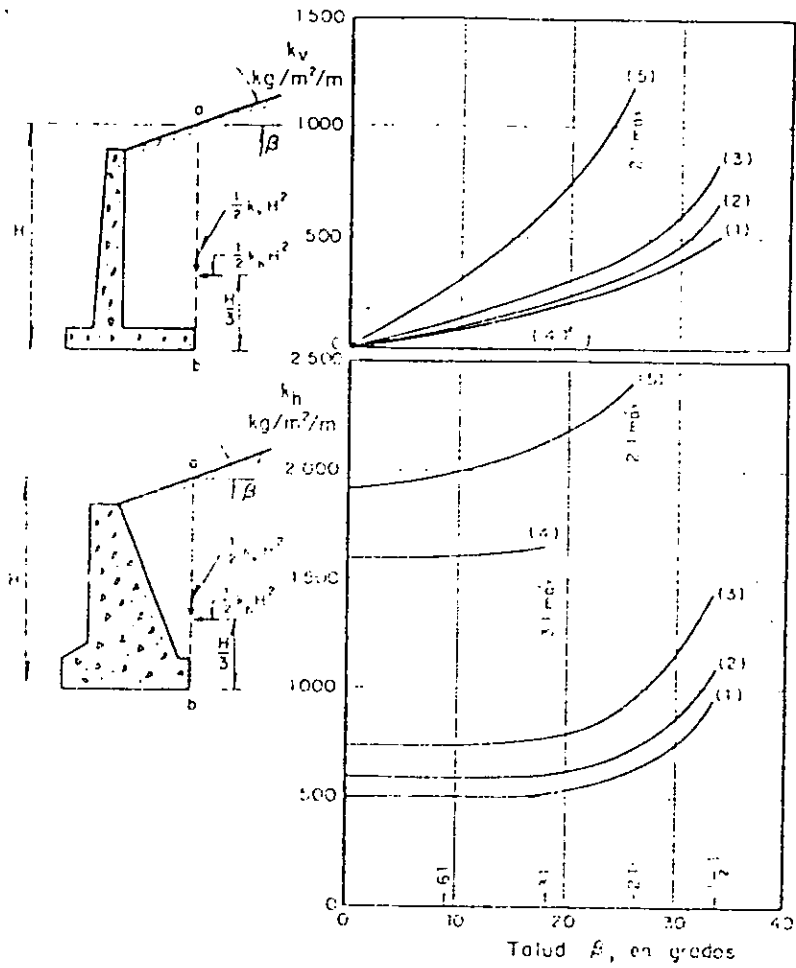


Figura 1.1 Empujes sobre muros de contención.
 (1) Muro tipo (1) con relleno con superficie plana.
 (2) Muro tipo (2) con relleno con superficie plana.
 (3) Muro tipo (3) con relleno con superficie plana.
 (4) Muro tipo (4) con relleno con superficie plana.
 (5) Muro tipo (5) con relleno con superficie plana.

FIGURA 1.1 Empujes sobre muros de contención.
 rellenos con superficie plana

-La segunda clasificación esta referida a la inclinación superficial del relleno y las condiciones de carga sobre el. Cubre 4 situaciones que en la practica se encuentran con mas frecuencia.

- 1.- La superficie del relleno es plana, inclinada o no 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 uniformemente distribuida.
- 4.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una carga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

Tratándose de rellenos con superficie libre plana, véase la figura 3.1a para el calculo de E_h y E_v ; en cuanto a rellenos con superficie libre inclinada, se presenta en la figura 3.1b el método de calculo de E_h y E_v .

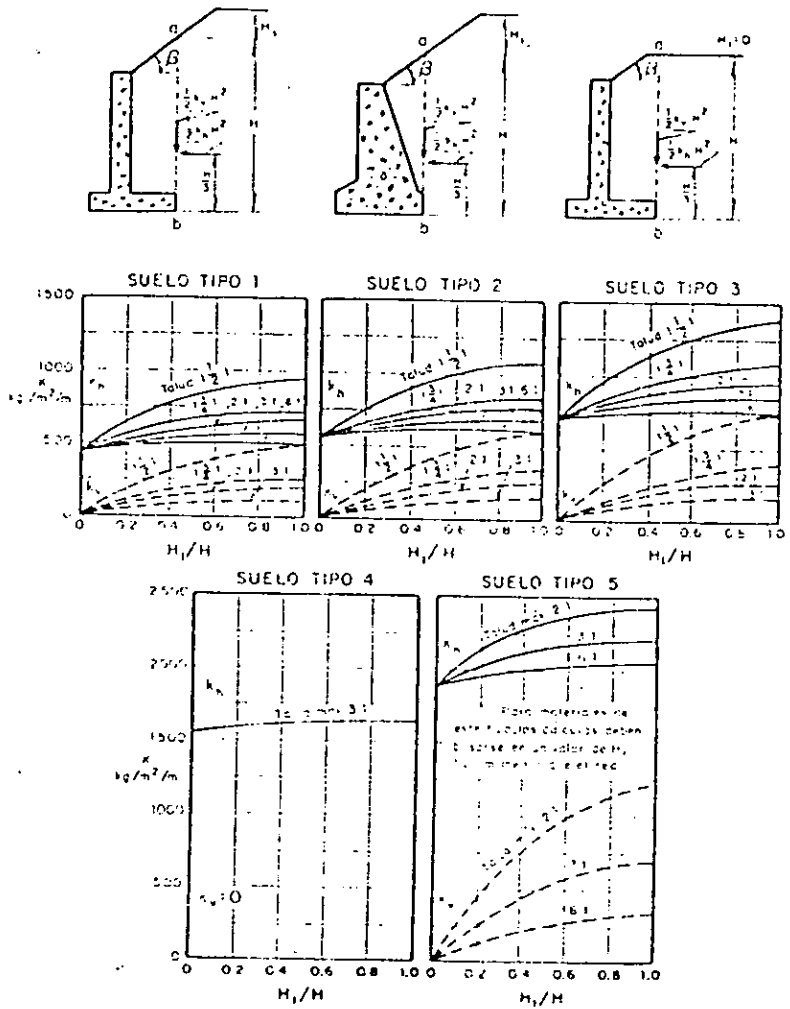
-El tercer caso cuando la superficie del relleno es horizontal y soporta una sobrecarga uniformemente repartida, q por unidad de área, la presión " p " adicional sobre la sección ba se incrementa y toma los valores consignados en la figura 3.2.

$$p = cq$$

donde:

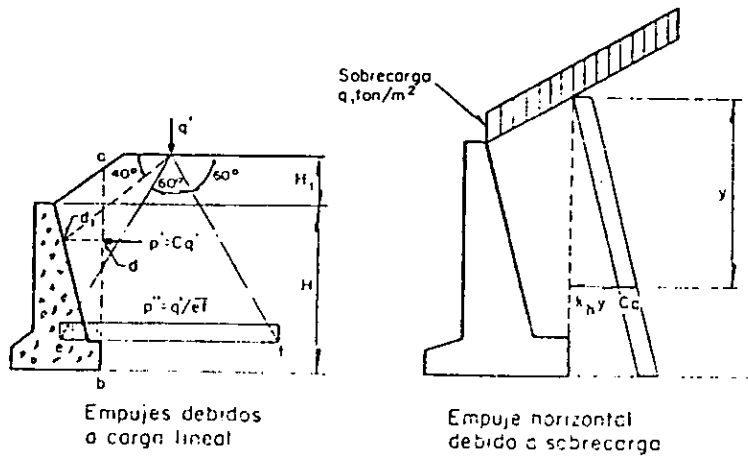
q.- valor de la sobrecarga repartida

c.-cohesión, se obtiene de la tabla de la fig. 3.2, según el tipo de relleno



Ver las notas de la figura 3.1a

FIGURA 3.1b Empujes sobre muros de contención bajos.
Rellenos con superficie quebrada.



Valores de C

Tipo de suelo*	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

* ver figura 3.1a

FIGURA 3.2 Estimación de la magnitud y posición del empuje lateral sobre muros bajos, debidos a sobrecargas superficiales.

-El cuarto caso si la superficie del relleno, cualquiera que sea su inclinación, soporta una carga lineal q' por unidad de longitud, paralela a la cresta, su efecto se calcula, de acuerdo a la misma figura. En este caso, además del efecto de empuje horizontal sobre el muro, también debe considerarse una presión vertical "p" actuando sobre la zapata. En los cálculos de estabilidad únicamente se incluye la parte "p" que obra directamente sobre la zapata tal como se indica en la figura correspondiente.

$$p = cq'$$

donde:

q' .- valor de la carga lineal uniforme.

En caso de que excedan la altura especificada, en el párrafo anterior, se realizara un estudio de estabilidad detallado, donde se aplicara el método de calculo basado en la teoría de Coulomb y los efectos de restricciones del movimiento del muro, tipo de relleno, compactación del relleno, base del muro, que posteriormente se mencionan.

TEORIA DE COULOMB

El metodo de calculo consiste en analiza el cuerpo libre de un volumen de suelo limitado por una superficie de falla, el muro y la superficie libre.

Se supone que en la superficie de falla se desarrolla totalmente la resistencia al corte. En el contacto muro relleno se supone que solo se desarrolla una parte δ del calculo de la fricción ϕ del relleno. (en la figura 3.3 muestra un diagrama de cuerpo libre, donde se visualizan las fuerzas actuantes en el sistema)

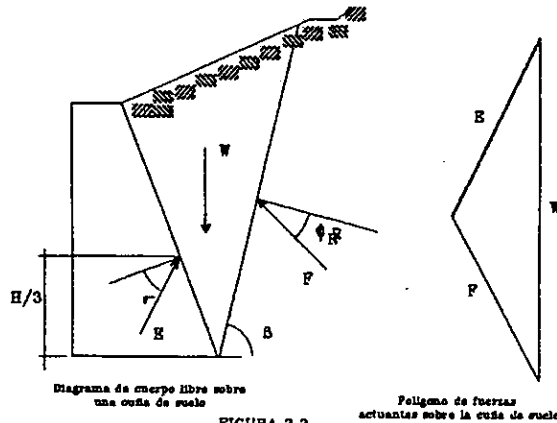


FIGURA 3.3

donde:

- δ .- ángulo que depende de las propiedades de suelo y la inclinación del muro. Su variación va desde $\phi/2$ a $(2/3)\phi$
- ϕ .- ángulo de fricción interna del suelo
- β .- ángulo que forma la horizontal con el plano de falla de la cuña de suelo
- W .- peso de la cuña del suelo
- F .- fuerza de fricción generada en el suelo alrededor a la cuña considerada
- E .- fuerza de empuje del suelo sobre el muro

La magnitud de las presiones se determinaran por el procedimiento por tanteos detallado en la figura 3.4 donde se considera la condición activa. En general la intensidad de las presiones depende de los movimientos del muro; dicho estado activo determina los valores mas bajos de presión de tierra, y se alcanza cuando el muro tiene tendencia a moverse hacia afuera. En la figura 3.4 se incluye la condición general de un suelo estratificado, sobrecarga irregular, fricción entre muro y relleno, y nivel no estático de agua.

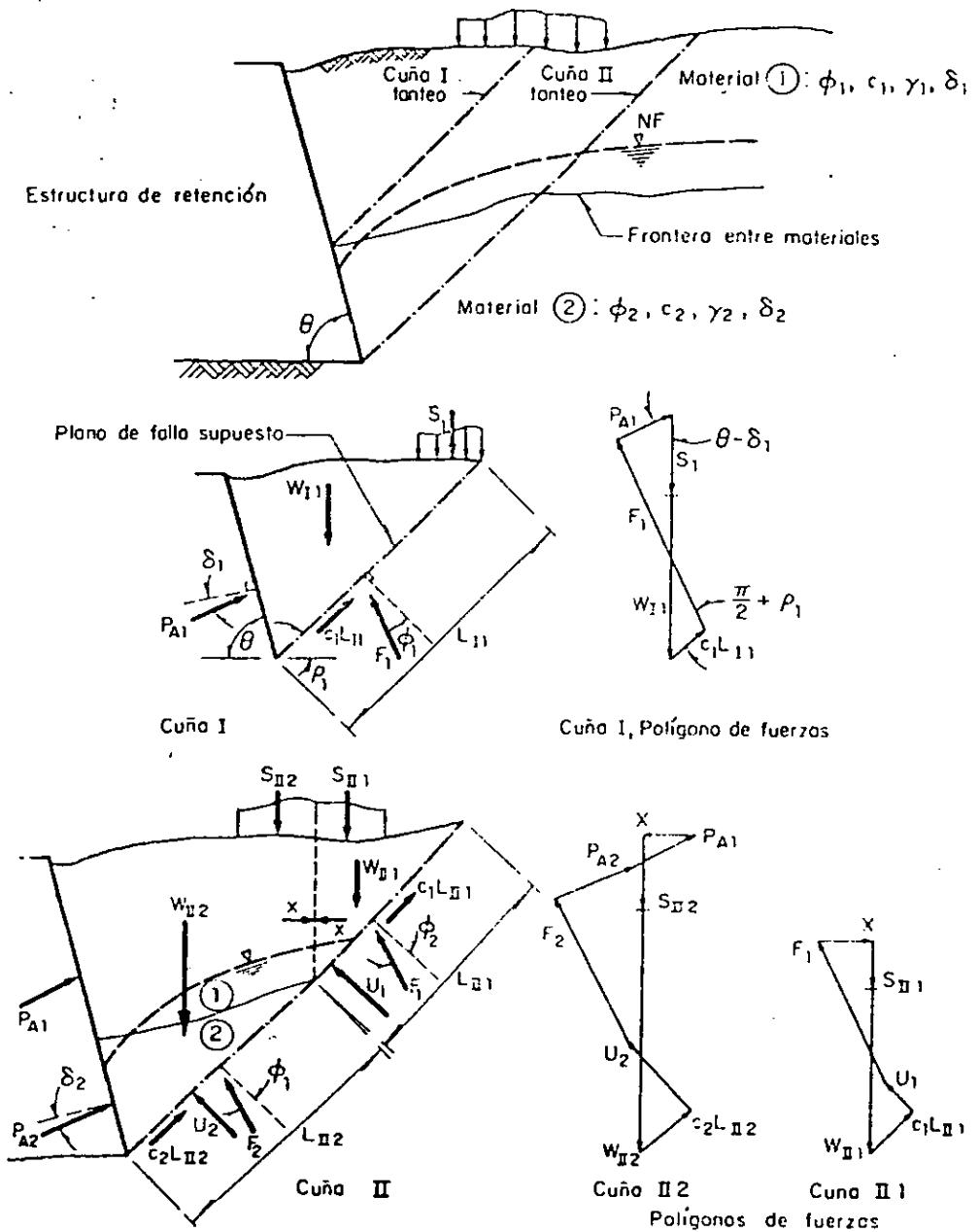


FIG III.4.a Cálculo de los empujes activos por la teoría de Coulomb. Caso general

figura 3.4

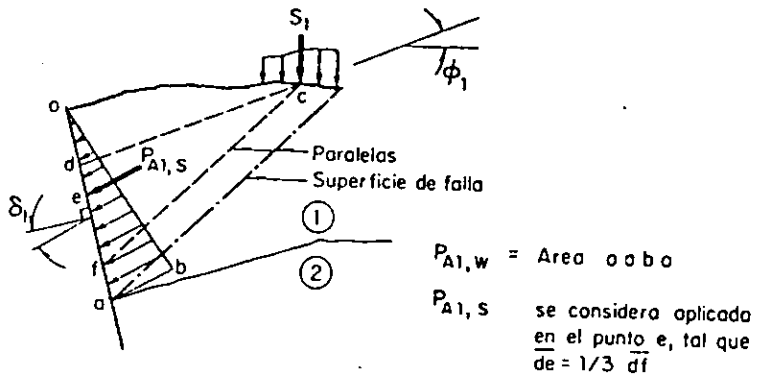


FIG III.4.b Localización de los empujes laterales resultantes. Aclaración de la nota 6.1

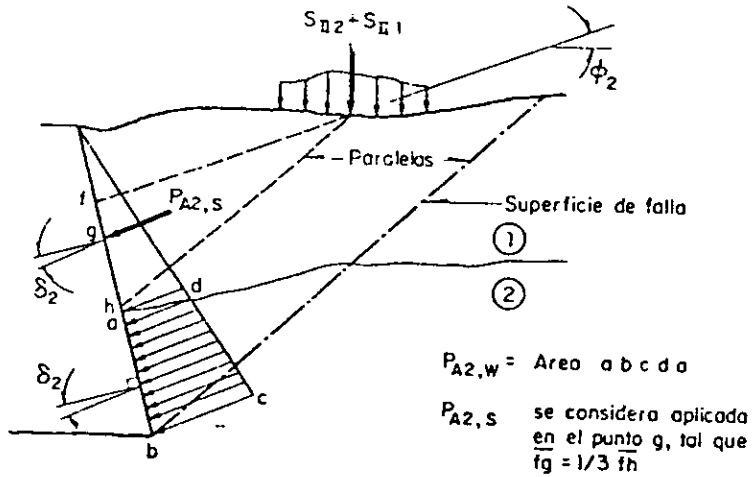


FIG III.4.c Localización de los empujes laterales resultantes Aclaración de la nota 6.2

figura 3.4

NOTAS DE LA FIGURA 3.4

- 1) Los valores de δi están comprendidos entre $\phi/2$ y $2/3 \phi$.
- 2) Variando la inclinación del plano de falla supuesto (proceso de tanteos) se obtiene primero el valor máximo de PA, (figura 3.4a).
- 3) Después se efectúa el análisis de planos de falla que abarquen el material 2. La cuña que resulte se divide a su vez en dos.
- 4) Variando la inclinación de los planos de falla se obtiene el valor máximo de PA2.
- 5) Si existen mas suelos con propiedades diferentes, el proceso anterior debe continuarse.
- 6) La distribución de presiones en el muro se hace de la siguiente forma:
 - 6.1) Se obtiene la distribución de presiones que origina PA1 (figura 3.4b).
 - 6.1.1) Se supone que PA1 se debe a dos efectos: estos son, el peso del material, W1 y a las cargas exteriores, S1.
 - 6.1.2) El empuje debido a W1, PA1,W, se obtiene del diagrama de fuerzas respectivo después de haber eliminado la fuerza S1.
 - 6.1.3) El empuje debido a las fuerzas S1 es igual a $PA1,S = PA1 - PA1,W$.
 - 6.1.4) Se supone que PA1,W produce una distribución de presiones lineal con la profundidad según se muestra en la figura aclaratoria.
 - 6.1.5) Se supone que la fuerza PA1,S esta aplicada en el punto e.
 - 6.2) se obtiene la distribución de presiones que origina PA2.

(figura 3.4c).

- 6.2.1) Se supo que $PA_1 + PA_2$ se debe a dos efectos; estos son el peso del material $W_{II1} + W_{II2}$ y a las cargas exteriores $S_{II2} + S_{II1}$.
 - 6.2.2) El empuje debido al peso $PA_{1,W} + PA_{2,W}$ se obtiene del diagrama de fuerzas de las cuñas S_{II1} y S_{II2} , respectivamente.
 - 6.2.3) El empuje debido a las fuerzas $S_{II1} + S_{II2}$ es igual a $PA_{2,S} = PA_2 - PA_{2,W}$.
 - 6.2.4) Se supone que $PA_{2,W}$ produce una distribución de presiones lineal con la profundidad según se muestra en la figura aclaratoria.
 - 6.2.5) Se supone que las fuerzas $PA_{2,S}$ esta aplicada en el punto g.
- 6.3) La magnitud y dirección de los esfuerzos obtenidos en la frontera entre dos materiales. "ab" en la figura 3.4b y "ab" en la figura 3.4c no coinciden necesariamente.

Cuando en un muro rígido este restringido su movimiento, como es en estribos de puentes o muro de sótanos, la presión lateral se calculara adoptando una condición de reposo. El coeficiente de empuje lateral de tierras en reposo se calculara como $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$; podrán adoptarse los valores 0.4 para arenas densas, 0.6 para arenas sueltas y de 0.8 a 1.0 para arcillas plásticas. En este caso, las presiones laterales serán producto de K_0 por la distribución de presiones verticales debidas al relleno y sobre carga; a estas habrá que añadir en su caso, las presiones hidráulicas.

Considerando el reglamento de construcción de la ciudad de México vigente se deben de considerar los efectos que se indican a continuación:

- Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro al rededor de la base. En caso contrario, y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos el del suelo en estado de reposo mas los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

Estado limite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

ANALISIS DE ESTABILIDAD EN UN MURO DE CONTENCION

Con el objeto de poder garantizar la completa estabilidad de un elemento de contencion, se deben de efectuar la revisión de las siguientes condiciones:

1) REVISION POR VOLTEO

Considerando el diagrama de cuerpo libre de la figura 3.5 de un elemento de contencion,

**FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES
EN UN MURO DE CONTENCIÓN**

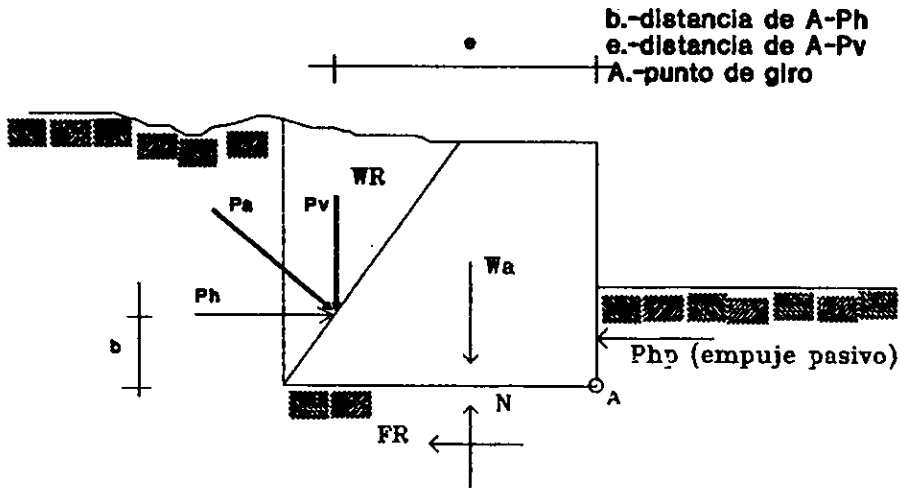


Figura 3.5

donde:

Pa.-Empuje activo del terreno (Pv, Ph son componentes de Pa)

Wm.-Peso propio del muro

Ws.-Peso de la porción de relleno

N.-Fuerza normal

Fr.-Fuerza de fricción

considerando el caso desfavorable donde el muro gira sobre el punto A de la figura 3.5, se determina un factor de seguridad para prevenir esta acción, considerando este como:

$$F.S. = \text{Momento resistente} / \text{momento actuante} = M_r / M_a$$

donde:

$$F.S. = W_a / (P_h b - P_v e) \geq 2$$

El momento resistente es la suma de los momentos ocasionados por las fuerzas que impiden el volteo, tales como, el peso propio del muro, el peso de la cuña de relleno y el empuje pasivo del terreno.

El momento actuante es la suma de los momentos ocasionados por las fuerzas cuya acción tienden a provocar el volteo del muro, como son: el empuje activo, la presión hidrostática, etc. (Todas las fuerzas son referidas al punto A.)

2).-REVISION POR DESLIZAMIENTO

Las fuerzas de empuje que ocasiona que relleno tienda a deslizar el muro sobre su base es resistido por la fricción entre el suelo y la base y por el empuje pasivo del suelo en contacto con la cara exterior. ver figura 3.6

FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL ANALISIS DEL MURO POR DESLIZAMIENTO

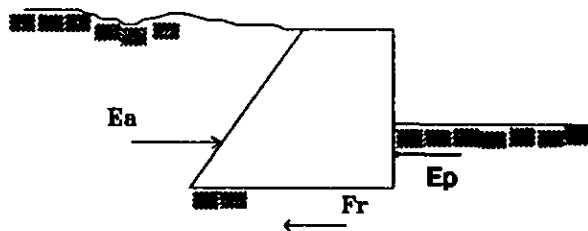


Figura 3.6

Para lograr la estabilidad del muro se debe de cumplir que las fuerzas resistentes (F_r) sean mayores que las fuerzas actuantes (F_a). donde el factor de seguridad se define por la siguiente relación :

$$F_r = F.S. \times F_a$$

$$F.S. = ((W + P_v) \tan \delta) / P_h \geq 1.5$$

La fuerza de fricción entre la base del muro y un suelo francamente permeable, como una arena limpia, es igual a la presión normal total multiplicada por el coeficiente de fricción δ :

$$Fr = \delta N$$

donde:

$\delta = 0.60$ para roca sana

$\delta = 0.55$ para suelos de grano grueso sin limo o arcilla

$\delta = 0.45$ para un suelo de granos gruesos que contienen limo o arcilla

$\delta = 0.35$ arena limosa o arcilla

3) REVISION DE LOS ESFUERZOS INTERNOS

Las fuerzas antes mencionadas sobre el elemento de contención, es condición necesaria que los esfuerzos provocados sean siempre de compresión. debido a que el muro no está diseñado para resistir esfuerzos de tensión y además no existe adherencia entre la base del muro y el suelo. este hecho se cumple cuando la resultante de estas fuerzas pasa por el tercio central de la sección transversal, dado que el núcleo central es aquel donde al aplicar una fuerza, no se cambia de signo en los esfuerzos.

4) CAPACIDAD DE CARGA

Para este estudio y de acuerdo con el reglamento de construcciones vigente de la ciudad de México, para la obtención de la capacidad de carga de un muro de contención, se logrará considerando la temática de cimentaciones superficiales dependiendo del lugar donde estos se encuentren (arenas, arcillas o limos).

Entendiéndose por capacidad de carga del terreno de cimentación a la máxima carga que puede soportar, sin que ocurra la falla.

Dicha capacidad depende de las características geométricas de la cimentación, de las propiedades mecánicas e índice del terreno así como la localización del nivel freático.

Capacidad de carga en arenas y gravas

La capacidad de carga de este tipo de suelo esta regida principalmente a la fricción interna, recomendando la utilización de la teoría de Terzaghi, siendo la capacidad de carga admisible (q_a) igual ala capacidad de carga última, afectada por un factor de seguridad en el denominador.

El factor de seguridad tendrá un valor comprendido entre 1.5 y 2 dependiendo de la importancia de la obra.

En el caso de encontrarse en una zona sísmica, se tomara en cuenta la localización y las variaciones del nivel friático, la compacidad relativa de la arena en el ancho de la zapata y la profundidad de desplante de la misma.

La profundidad mínima de desplante será, de 50 cm y su capacidad de carga se calculara en base a las teorías antes mencionadas, tomando un factor de seguridad mayor o igual a 3. El asentamiento total de la zapata de ancho mayor no deberá sobrepasar 5 cm.

Capacidad de carga en suelos arcillosos

Para este caso la capacidad de carga última depende esencialmente de la cohesión (c) y de la presión efectiva a nivel de desplante.

La teoría mas recomendable para este caso es la de Skempton,

donde:
$$q_d = c - N_c + P_d$$

q_d .-capacidad de carga, c .-cohesión, N_c .-factor de capacidad de carga relativos a la cohesión, p_d .-presión efectiva a nivel de desplante.

cabe mencionar que para este caso el factor de seguridad solo afectara el miembro donde se encuentra la cohesión, dado que de esta depende esencialmente la capacidad de carga, dando como resultado para la carga admisible:

$$q_a = c - N_c / F.C. + P_d$$

La profundidad de desplante debe ser en este caso, mayor que el espesor de material de cimentación afectado por los cambios estacionales de humedad, sobre todo tratándose de arcillas expansivas.

El valor de la cohesión "c" utilizado para este calculo, será igual al valor promedio de la cohesión del material utilizado hasta una profundidad B por debajo de la base.

Con fines prácticos, Presentaremos un ejemplo de muros de contención que fue construido en la colonia Pedregal de la Aguilas, D.F., como estribo de puente vehicular, basándonos en planos proporcionados por la empresa de supervisión, encargada de la obra. El planteamiento y desarrollo del ejemplo, es ejecutado por el autor de esta tesis.

III.2 EJEMPLO

Determinar de acuerdo a la situación topográfica, la base de el muro de mamposteria, acorde al estudio de estabilidad, capacidad de carga, y asentamientos.

Primero determinaremos las fuerzas externas por encima del muro

Carga muerta:

Concreto reforzado.-

rodamiento y banquetas

$$[(6.9+(0.25+0.20+0.35)\times 2)\times 0.2 + 0.8\times 2\times 0.15]\times 2400 = 4656 \text{ kg/m}$$

$$4656 \times 7 = 32,592 \text{ kg}$$

barandal de concreto armado

$$[(1.5\times 0.85 - (0.45\times 0.45)/2)\times 0.12]\times 2400 = 337 \text{ kg/pza}$$

$$337 \times 4 = 1,348 \text{ kg}$$

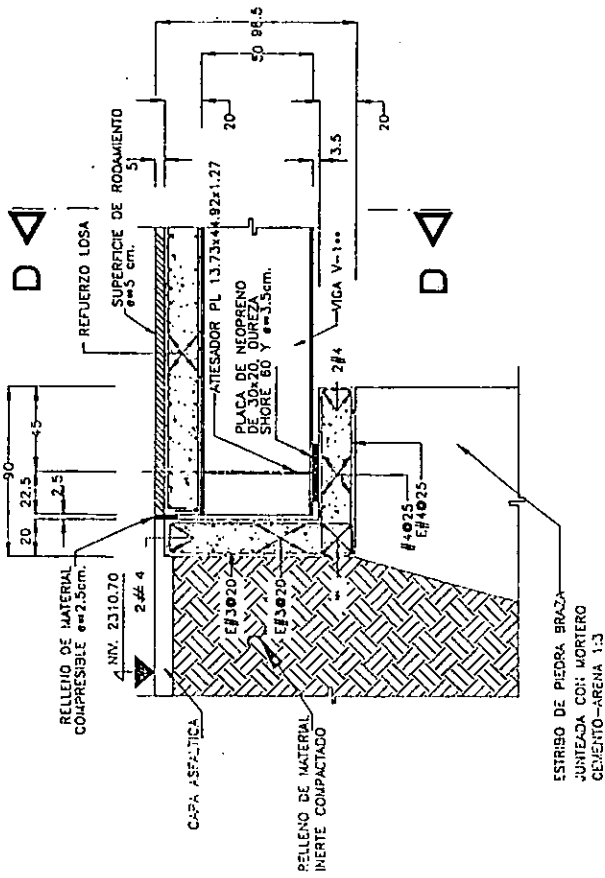
Concreto reforzado.-

bases

$$(0.30\times 0.90 + 0.70\times 0.20)\times (2\times 2400) = 13,579 \text{ kg}$$

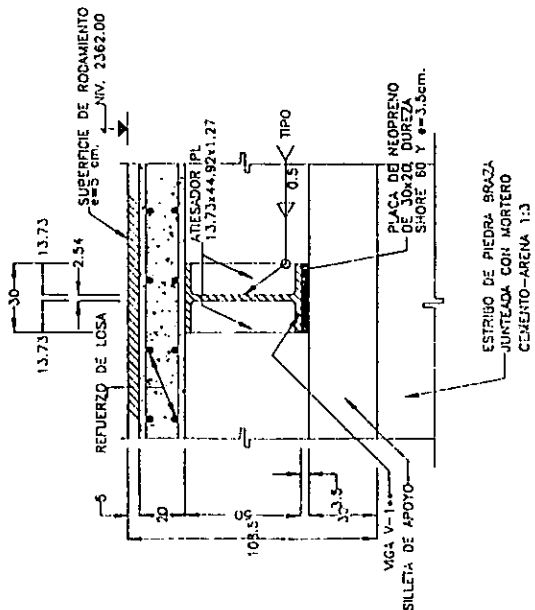
Superficie de rodamiento .-

$$6.9\times 0.05\times 7\times 2500 = 6,038 \text{ kg}$$



SILLETA DE APOYO

ESCALA = 1:25



CORTE D-D

ESCALA = 1:20

Placa de acero A-36 _____	260 kg
Perfil PC 50 x 30 _____	6,600 kg
APS 7.62 X 0.95 _____	443 KG
Conectores de cortante CPS _____	98 KG
Tubo de acero cedula 40 diám. 7.6 cm _____	100 kg
Tubo de acero cedula 40, diám. 5.5 cm _____	48 kg
TOTAL CARGA MUERTA _____	61,106 kg
	aprox. 61 ton

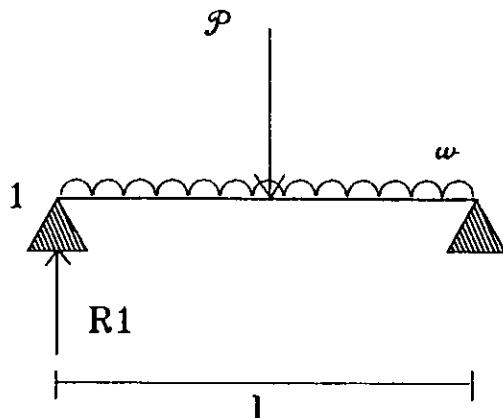
CARGA VIVA:

En este caso de puente será crítica la posición de un solo vehículo particularmente pesado, el cual debe representarse como una serie de cargas concentradas que coincida con el eje de las ruedas del vehículo. En México la Secretaria de Comunicaciones y Transportes especifica que deben diseñarse para la carga HS20 los puentes en caminos principales y para la HS15 los secundarios.

También se especifica que debe de tomarse en cuenta una fuerza adicional longitudinal igual al 20 % del peso del vehículo de diseño.

Para nuestro caso se tomara en cuenta el tipo HS15, para el cual:

POR CARGA DE CARRIL



donde:

considerando el ancho del puente

carga estándar = $6.9/3.05$ (ancho de camión HS15) = 2.26

$$p = 2.26 \times 8850 = 20,000 \text{ kg}$$

$$w = 2.26 \times 715 = 1,616 \text{ kg/m}$$

Tomando momentos con respecto al punto a de la figura

$$1R1 = p1/2 + wl^2/2$$

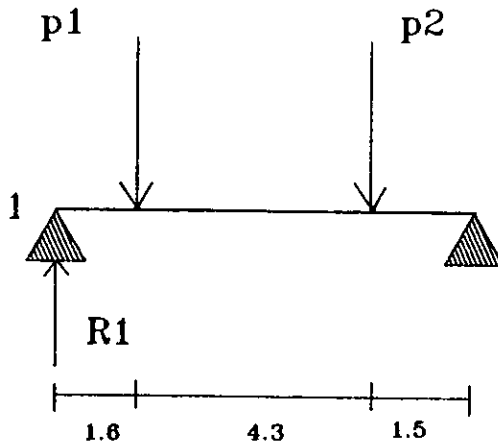
$$R1 = p/2 + wl/2$$

sustituyendo valores

$$R1 = 20000/2 + 1616 \times 7.4/2 = 16,000 \text{ kg}$$

$$R1=16,000 \text{ kg}$$

FOR TREN DE CARGA



donde:

$$p1 = 2720 \times 4 = 10,880 \text{ kg}$$

$$p2 = 10500 \times 4 = 42,000 \text{ kg}$$

Tomando momentos con respecto al punto 1

$$R_{i1} = p_1x(1-1.6) + p_2 \times 1.5$$

sustituyendo valores

$$R_1 = (10880 \times 5.8 + 42000 \times 1.5) / 7.4$$

$$R_1 = 17,000 \text{ kg}$$

Dado que se considera el caso mas desfavorable y $16 \text{ ton} < 17 \text{ ton}$ se trabajara con la reacción de 17 toneladas afectadas por un factor de impacto $FI = 15 / (L + 37.5) \leq 0.3$; donde L es la longitud del puente. Así como los factores de carga correspondientes.

$$FI = 15 / (7.4 + 37.5) = 0.34 \text{ por lo tanto el } FI = 0.30$$

SUBRECARGA POR MATERIAL

material compactado tipo 3 con espesor de 0.985 por su peso especifico de 2240 kg/m^3 ; y una carpeta asfaltica de 10 cm de espesor.

$$w_m = 0.985 \times 2240 = 2206 \text{ kg/m}^2$$

$$w_a = 0.1 \times 2500 = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 2456 \times 1.4 (FC) \text{ kg/m}^2$$

$$w = 3438 \text{ kg/m}^2$$

Segundo paso, selección tentativa de las secciones, de acuerdo a la especificación del manual de la C.F.E., partiendo de $B = (0.5 \text{ a } 0.7)H$

$$B = 2.81/2 = 1.4 \text{ mts}$$

tercer paso, análisis de estabilidad:

obteniendo el empuje horizontal de acuerdo a la teoría de Terzaghi,
donde:

$$E_a = 1/2 \cdot K_h \cdot H^2$$

$$p = c \cdot q$$

de la gráfica 3.1 para el material tipo 3

$$K_h = 729 \text{ kg/m}^2$$

de la tabla de la figura 3.2

$$c = 0.39$$

donde el empuje es igual a:

$$E_h = 0.5 \times 729 \times (2.81)^2 = 2878 \text{ kg}$$

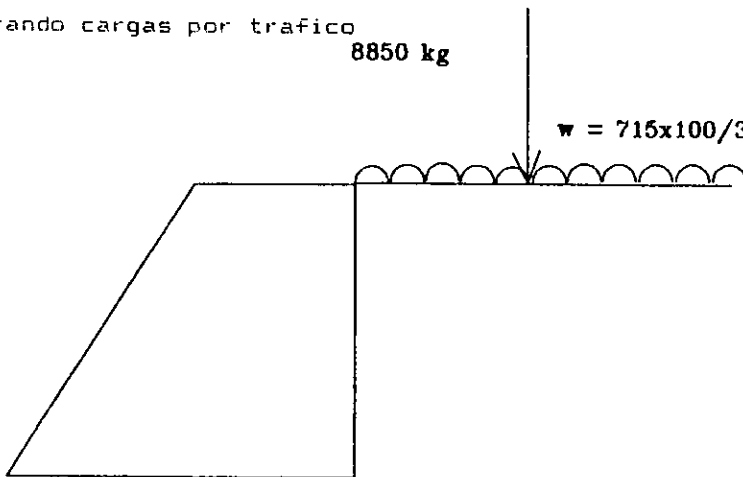
$$p = 3438 \times 0.39 = 1341 \text{ kg/m}$$

$$\text{donde } p = 1341 \times 2.81 = 3768 \text{ kg}$$

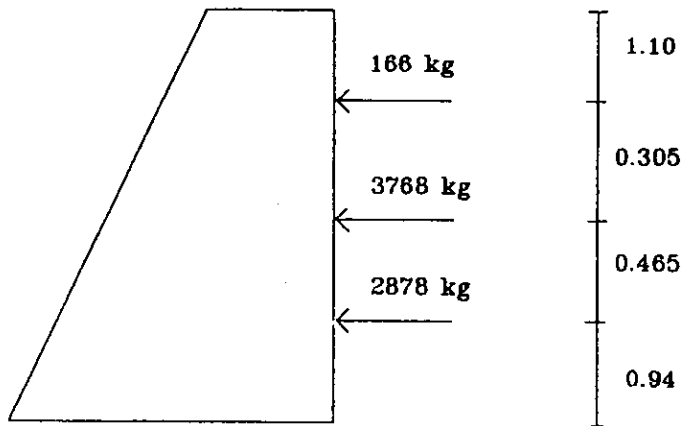
considerando cargas por tráfico

8850 kg

$$w = 715 \times 100 / 305$$



$$w = (100/305) \times 715 \times 1.3 \times 1.4 = 426 \text{ kg/ml}$$



obteniendo la resultante de fuerzas horizontales $Y = \Sigma E_i \cdot Y_i / E_t$.

$$[(2878 \times 0.94) + (3768 \times 1.405) + (166 \times 1.71)] / (2878 + 11822 + 166) =$$

$$Y = 8283 / 6812 = 1.22 \text{ mts}$$

$$Y = 1.22 \text{ mts}$$

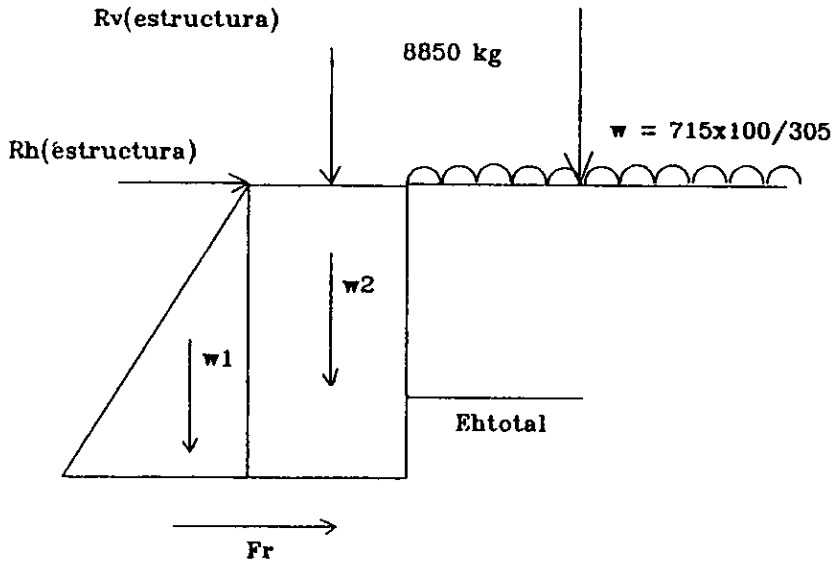


diagrama para encontrar la posición de la resultante total de fuerzas

REVISION POR VOLTEO

BASE				
B=	1.4			
FUERZAS ACTUANTES EN T/m		BRAZO DE PALANCA RESPECTO AL PUNTO A	MOMENTO T-m/m	FACTOR DE SEGURIDAD
Rv	37128	0.95	35272	R.D.F.
Wm1	1820	0.33	607	F.S = 1.5
Wm2	6575	0.95	6247	
			RESISTENTE	EJEMPLO
Rh	-1073	2.81	-3015	
Et	6812	1.22	8311	F.S.= 7.95
			ACTUANTE	5296

REVISION POR DESLIZAMIENTO

$$F.S = Fr/Fa = (W+Rv) \tan \delta / Ph$$

W =	8395.40	F.S / R.D.F. \geq	1.5
Rv =	37128.41		
Fr =	45523.81	F.S. / EJEMPLO =	5.43
$\delta =$	0.6 (ROCA SANA)		
Ph =	5739.07		

ESFUERZOS INTERNOS

RESULTANTE DE FUERZAS Fv Y UBICACION X

Fv =	45523.81 kg
c =	0.93 Mts

SUMA DE MOMENTOS RESPECTO AL PUNTO B

$$\Sigma MB = 0$$

e = -0.10902 mts lo cual indica que el planteamiento es al revés

DADO QUE $B/6 = 0.23 \geq 0.11$

LA BASE ES ADECUADA

III.3 TIPO DE RELLENO

Los materiales que deben de ser colocados como rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles, así previendo la presencia de cualquier tipo de basura; debiendo compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños a los pavimentos, instalaciones o estructuras alojadas en el relleno o sobre el mismo.

Para lo cual los suelos granulares indicados en la tabla 3.1, se compactarán con un grado de compactación del 90 % como mínimo (de la prueba AASHTO T180-74). Los suelos con porcentajes apreciables de partículas finas, se compactarán con un grado de compactación mínimo del 90 % de la prueba AASHTO T99-74.

En estos materiales el contenido de agua será igual en más o menos 2 % al contenido óptimo de compactación y se compactará el material en capas de aproximadamente 15 cm de espesor.

DRENAJE

Como se mencionó anteriormente la existencia o presencia de agua en el relleno es casi inevitable, por lo que se requiere la construcción de elementos destinados a lograr que estas aguas no produzcan efectos perjudiciales para la obra.

Con el objeto de contrarrestar la presión del relleno más el empuje hidrostático, nos llevaría diseñar y construir muros más resistentes y de grandes dimensiones, lo cual sería una metodología impráctica y antieconómica. Por lo cual se hace mención a continuación del procedimiento para evitar este caso.

Existen varias formas de solucionar el problema, una de ellas es la construcción de drenes, como se indica en la figura 3.9 ; siendo la forma mas económica de solución pero tendiendo a un mal funcionamiento con el paso del tiempo, arrastrando ya desde el principio parte del material de relleno.

DRENAJE A BASE DE DREN TUBULAR

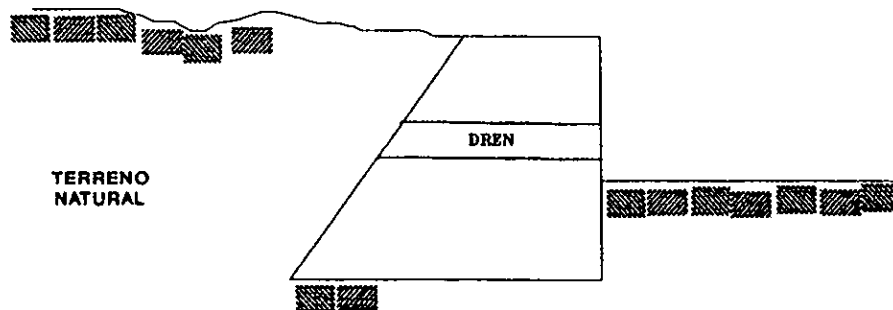
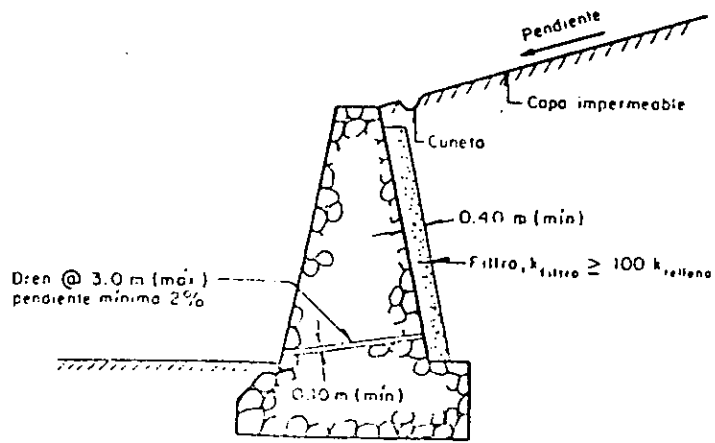


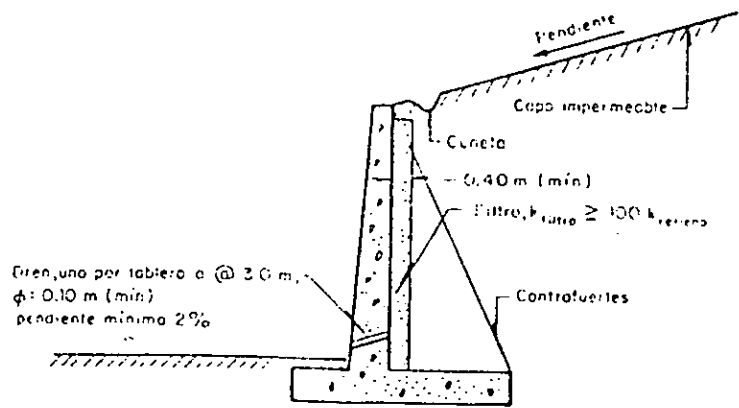
FIGURA 3.9

El sistema más recomendable es aquel en el cual se colocará sobre la cara interior del muro de contención en forma continua un material filtrante, cuya permeabilidad sea cuando menos 100 veces mas que la del material de relleno (En la tabla 3.1 se indica el material recomendado según Terzaghi).

El material filtrante deberá estar comunicado a drenes tubulares con una pendiente mínima del 2 % y un diámetro mínimo de 10 cm colocados longitudinalmente a cada 3 mts como mínimo, como se muestra en la figura 3.10



a) Muro de mampostería



b) Muro de concreto

figura 3.10
Componentes del sistema de drenaje de muros

III.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

De acuerdo con el reglamento de construcción el muro de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis planteadas de diseño, garantizar la seguridad durante su construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinales.

El procedimiento constructivo consta esencialmente de cuatro pasos específicos, los cuales son representados en la figura 3.11, siendo estos:

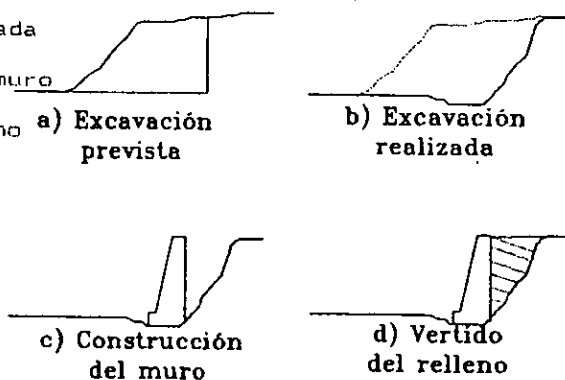
a) Excavación prevista

b) Excavación realizada

c) construcción del muro

d) vertido del relleno

figura 3.11



Es necesario recordar que existen diversos factores que deben de tomarse en cuenta para determinar en el caso de excavaciones, el procedimiento constructivo, de los cuales podemos mencionar tres rubros importantes :

DE OBRA: Topografía del terreno (montañoso, lomerío, plano),

Atacabilidad del material (material A, B ó C, en seco o con presencia de agua)

DE PROYECTO: Geometría del proyecto (Ampliación de cortes, rebaje de taludes y otros), Cantidad de obra y programa, Especificaciones

DE ORGANIZACION: Recursos disponibles (mano de obra, maquinaria)

Construcción del muro mampostería.

En general los muros de mampostería se construyen con elementos sacados de cantera, sin previa transformación del material salvo en los casos de dar acabados a el paramento externo, en los que se requiere un perfecto ensamble y lograr condiciones de seguridad y estética.

Es conveniente utilizar rocas homogéneas, no blandas ni con fisuras considerables, dado que se pueden presentar problemas a la compresión, así como la fácil degradación del material debida a los agentes de interización y meteorización.

Las rocas que se pueden utilizar, destacando, el granito, sienita, basalto, arenisca, etc.

La resistencia a la compresión de estas rocas oscila entre 800 y 3000 kg/cm² , a diferencia de las areniscas, las cuales van de 300 a 1500 kg/cm².

Para la construcción de muros de mampostería, pueden seguirse los siguientes pasos ;considerando como primera medida, la colocación de una plantilla de desplante de concreto pobre de 10 cm de espesor:

- 1.-Se extiende una capa de mortero de 1 a 2 cm de espesor.
- 2.-Se coloca el mampuesto(roca que puede ser cargada por un peón en sus brazos) sobre el lecho del mortero, acuñándose estos mampuestos con rocas pequeñas del mismo material, de tal forma que las piedras descansen firmemente unas sobre otras, sin dejarlas flotar en el mortero.
- 3.-La función del mortero es hasta cierto punto secundario, ya que la resistencia del muro la deberá el acuñado de los mampuestos, y en esta operación podrá intervenir también el mortero para rellenar pequeñas oquedades con cuñas.

- 4.-Se procurará que las juntas verticales de los distintos mampuestos no sean coincidentes.
- 5.-Se colocaran de trecho en trecho piezas de madera en el sentido de su espesor para dar mayor trabazon a ala construcción.
- 6.-En la ejecución de las esquinas, así como en la guarnición de huecos, el maestro albañil, deberá prestarle la máxima atención, para lo cual deberá escoger las piedras mas regulares posibles y arreglarlas un poco, con su maceta y cincel a fin de que presenten un aspecto de sillares.
- 7.-Es muy importante que todo muro de mampostería sea perfectamente vertical, por lo cual se colocan puentes de madera en los extremos longitudinales del muro, con hiladas, perfectamente plomeadas, referidas a la base del muro y la corona de este.
- 8.-Es necesario colocar los drenes tubulares en las posiciones especificadas en el proyecto, para el desalojo de las aguas del relleno.

RELLENO

El relleno queda establecido desde el diseño, en donde se toma en cuenta la ubicación de los bancos de materiales , así como el acarreo de estos asta el sitio.

Este material deberá de ser compactado con un compactador de impacto (bailarina), en capas de 15 cm. El contenido de agua en el material será igual a mas o menos el 2% al contenido óptimo de compactación.

Los detalles de colocación del filtro son muy importantes, debe de evitarse la contaminación del filtro con el relleno. Una forma de evitarlo es colocar el relleno por capas. Una ves colocada cada capa se debe extraer una zanja con las dimensiones adecuadas y depositar en

ellas el filtro. Para asegurar su continuidad la excavación debe de alcanzar el material filtrante ya depositado eliminándose la parte superior que este contaminada.

CONSTRUCCION DE MUROS DE CONCRETO CICLOPEO

Recordando que el concepto de concreto es una mezcla de cemento, agregados inertes (en general grava y arena) y agua, la cual se endurece y aumenta su resistencia con el paso del tiempo. Y sus elementos que lo componen se dividen en dos grupos:

activos.- el agua y el cemento, a cuya cuenta corre la reacción química por medio de la cual esa mezcla llamada lechada se endurece "fragua" hasta alcanzar un estado de gran solides.

inertes.-Son la grava y la arena cuyo papel fundamental es formar el esqueleto del concreto, ocupando gran parte del volumen del producto final.

Para el caso de concreto tipo ciclopléo el grupo de los inertes estará constituido por arena y grava ó piedra resistente, limpia y durable, pesando cada piedra más de 45 kg cada una.

Por lo tanto el concreto tipo ciclopéo será la combinación de mortero cemento-arena en proporción 1:3, y las piedras de más de 45 kg de peso.

Para la construcción de muros de este tipo es necesario una cimbra o molde de madera o metálico, fija o deslizante, que puede ser de una sola cara cuando existe el terreno, y de dos caras cuando se rellena con otro material. Dentro de la cual se vierte el concreto tipo ciclopeo, donde tomara la forma de la cimbra, hasta que se complete el proceso de fraguado y endurece un poco.

Retirándose el cimbrado a los 8 días posteriores al colado y efectuando un curado a base de riegos de agua 3 veces al día, durante 7 días

consecutivos, o la aplicación de algún producto químico (ejemplo, curacreto) que evite la pérdida de agua de la mezcla , y así agrietamientos capilares dañinos para el elemento, dado que se produce un ciclo de entrada de finos y humedades , debilitando la estructura con el paso del tiempo.

Por especificación técnica debe haber por lo menos 15 cm de mortero entre piedra y piedra y recubrimiento con el cimbrado, no siendo recomendable la utilización de acero de refuerzo, debido al tamaño del agregado grueso.

5 SEMBLANZA DE COSTOS

En el caso de la construcción, el sistema de costos, que desde luego variará con las necesidades de cada compañía, deberá ser lo suficientemente elaborado para tener de él datos aprovechables y, al mismo tiempo, lo suficientemente sencillo para que se obtengan dichos datos en forma rápida.

Actualmente en la rama de Construcción la empresa contrata por lo general con base en concursos o en presupuestos de obra. Esto es la empresa valúa el costo de la obra y se compromete a realizarla en el costo anticipado. Se tiene pues la necesidad de primero hacer un estudio para determinar el costo de la obra, y segundo, cuando el contrato a sido otorgado, se debe controlar la obra para que esta se construya dentro de las especificaciones convenidas y el costo presupuestado.

Un sistema de costos sólo puede cumplir con su cometido si se determina la naturaleza, cantidad y razón de existir de los costos en una forma veraz, exhaustiva y coordinada. Si los costos y las variables que lo afectan se presentan en una forma inconsistente, aislada, y expresados en medidas diferentes, el beneficio obtenido puede ser nulo o casi nulo.

La importancia de un sistema de costos es un problema de capital importancia para una empresa constructora, en virtud de que requiere de un minucioso estudio de las características de la misma, del tipo de obras que ejecuta, de su procedimiento de operación, administrativos, etc.; en dicho estudio deben participar tanto el contador como los ingenieros analistas de costo y los encargados de la producción para que coordinando sus puntos de vista se establezca el sistema de clasificación, registro, control e información de costo.

Hasta el momento se ha hablado sobre sistemas de costos en la empresa, siendo ahora conveniente hablar del costo como tal y de sus elementos.

El costo de un bien(sea un producto o un servicio) es simplemente la inversión que deberá hacerse para producirlo, estando presentada esta inversión por:

Recursos de capital

Esfuerzo (trabajo) y

Tiempo.

Así pues, la producción de bienes físicos requiere de un conjunto de factores o elementos humanos, mecánicos y materiales indispensables, que combinados adecuadamente permiten el logro del objetivo, o sea la materialización del producto.

El problema de la determinación del costo de manufactura de un producto, consiste en considerar a cada uno de los elementos que intervinieron en su realización , en su justa medida, estableciendo métodos que clasifiquen, analicen, y prorraten a todo los factores que ese producto intervienen.

Estos factores son:

- Las inversiones iniciales
- La utilización y/o no utilización de activos fijos
- Los cargos por materiales
- Los cargos por mano de obra
- Los cargos por gastos de operación
- Los cargos por gastos generales

Todos estos elementos son medibles en dinero mismo que ha de ser erogado para que la producción se realice. El total pagado constituye el costo del bien producido. En contabilidad los costos monetarios reciben el nombre de costos reales.

Para la empresa, la producción de bienes y/o servicios no tienen otro fin que poder venderlos y, al realizar dicha venta, obtener ingresos, Aquí se presenta manifiesta la necesidad de un sistema de costos que no solo permita el conocimiento rápido y ágil, además de económico, de los costos de manufactura o producción, sino también que permita relacionar en forma adecuada costos contra ingresos para determinar en esa forma la utilidad en la venta de ese producto.

De lo anterior podemos formular un precio unitario, el cual es la remuneración o pago en moneda, que el contratante, cubre al contratista, por unidad de obra y por concepto de trabajo que ejecute, de acuerdo con las especificaciones.

por lo tanto :

PRECIO UNITARIO = COSTO UNITARIO (costos directos + indirectos) + UTILIDAD

Tomando en cuenta la teoría antes descrita y para fines prácticos de este tema de tesis, consideraremos el ejemplo anterior de muro de contención y propondremos un presupuesto, manejando los siguientes conceptos con base en el mismo ejemplo:

Excavación.-	$(2.33+2.2)*6.9*2 = 71 \text{ m}^3$
Acarreo.-	$71 * 1.3 = 92 \text{ m}^3$
Trazo y nivelación.-	$1.5 * 6.9 * 2 = 21 \text{ m}^2$
Plantilla .-	$1.5*6.9*1*2 = 2.1 \text{ m}^3$
Mampostería.-	$2.81*1.2*6.9*2= 47 \text{ m}^3$
Tubería de concreto s.-	$(1.15+1.4)*4*2= 13 \text{ m}^1$
Relleno compactado.-	$2.33*6.9*2 = 41 \text{ m}^3$
Filtro de material.-	$0.35*2.81*6.9*2= 14 \text{ m}^3$

Con esta cantidades y precios de septiembre de 1993, y apoyandonos en el paquete de análisis de precios unitarios "Neodata", se presenta el siguiente presupuesto.

FELIPE DE JESUS MIRANDA REGALADO

FRESUPUESTO DE MURO DE CONTENCION DE MAMPOSTERIA (ESTRIBO), PUENTE VEICULAR SOBRE CAUSE DE RIO DENOMINADO "5 DE MAYO" COLONIA PEDREGAL DE LAS AGUILAS.

P R E S U P U E S T O D E O B R A

PRESUPUESTO

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
E1080	EXCAVACION A MANO EN MATERIAL TIPO II : INCLUYE: RETIRO DEL MATERIAL A 4.0 MTS DE DISTANCIA HORIZONTAL, AFINE DE FONDO Y TALUDES, MEDIDO EN BANCO, HASTA 2.0 MTS DE PROFUNDIDAD.	M3	71.0000	15.27	1,084.17
E1130	ACARREO EN CAMION DE MATERIAL TIPO II, PRODUCTO DE EXCAVACION CON CARGA MANUAL A CAMION.	M3	92.0000	5.13	471.96
E1130	TRAZO Y NIVELACION DEL TERRENO ESTABLECIENDO EJES Y REFERENCIAS: INCLUYE: CRUCETAS, ESTACAS, HILDS, MARCAS Y TRAZOS CON CALHIDRA.	M2	21.0000	1.41	29.61
E1410	PLANTILLA DE 10 CM DE ESPESOR, DE CONCRETO ARMADO DE 100 KG/CM2, RESISTENCIA NORMAL, CON TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO DE 38 MM. HECHO EN OBRA.	M3	3.1000	22.13	67.47
E1500	MAMPOSTERIA DE PIEDRA BRAGA LIMPIA, M3 AGENTADA CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:5. INCLUYE: SUMINISTRO DE PIEDRA, MORTERO, MANO DE OBRERA Y SELECCION DE PIEDRA.	M3	47.0000	109.65	5,154.45
E2530	TUBERIA DE 10 CM DE DIAMETRO, JUNTEADO ML CON MORTERO CEMENTO ARENA 1:5; INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, LIMPIEZA, SELLADO DE JUNTAS, ACARREO DE TUBERIA Y MANIOBRAS COMPLEMENTARIAS.	ML	13.0000	17.35	225.55
E1230	RELLENO Y COMPACTACION CON COMPACTADOR DE IMPACTO EN CAPAS DE 15 CM, CON MATERIAL DE BANCO DE FUERA DE OBRA; INCLUYE: AGUA, MEDIDO COMPACTADO.	M3	41.0000	50.66	2,077.06
E211	FILTRO DE MATERIAL GRADUADO	M3	14.0000	72.97	1,021.58
SUBTOTAL PRESUPUESTO				N\$	14,642.45

FELIPE DE JESUS MIRANDA REGALADO

PRESUPUESTO DE MURO DE CONTENCION DE MAMPOSTERIA (ESTRIBO), PUENTE VEICULAR SOBRE CAUSE DE RIO DENOMINADO "5 DE MAYO" COLONIA PEDREGAL DE LAS AGUILAS.

P R E S U P U E S T O D E O B R A

RESUMEN DEL PRESUPUESTO

PRESUPUESTO	N\$	14,648.45

TOTAL	N\$	14,648.45

(*CATORCE MIL SEISCIENTOS CUARENTA Y OCHO NUEVOS PESOS 45/100 M.N.*)

IV MUROS DE CONCRETO ARMADO

Los muros de contención de concreto armado está constituido por una delgada placa vertical y una losa horizontal de retención. Estas placas se solidarizan a intervalos regulares mediante contrafuertes verticales, constituidos también por pacas de concreto armado.

A los muros de contencion sin contrafuertes se les llama muros en escuadra y son utilizados para alturas inferiores a los 6 mts.

CALCULO DE MUROS DE CONTENCION EN ESCUADRA.

Para el diseño de el muro de contencion recordamos que el estudio consiste esencialmente en la repetición sucesiva de dos pasos fundamentales, los cuales son:

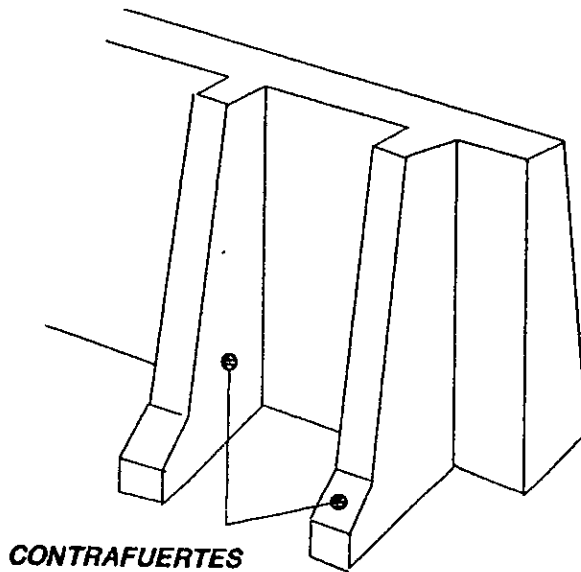
- a).- La selección tentativa de las dimensiones de la estructura.
- b).- El análisis de estabilidad de la misma, frente a las fuerzas que lo solicitaran .

Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se alteran las dimensiones y se efectúa nuevamente los pasos anteriores.

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad, primeramente se calculan la magnitud de las fuerzas que actúan por arriba de la base del muro, posteriormente se determina la estabilidad del muro, contemplando el empuje de tierras, que como ya se menciono el cual debe de determinarse apartir de la teoría de Terzaghi si el muro es menor o igual a 6 mts de altura, o Coulom, si es mayor de 6 mts..Luego se revisa la estabilidad del muro con respecto al volcamiento, deslizamiento , capacidad de carga de la estructura y del terreno.

Para el caso del calculo de estabilidad de muros de concreto armado con contrafuertes se tomara un elemento de muro, de ancho igual a la distancia comprendida entre las partes centrales de dos elementos tal

como se indica en la figura 4.1



CONTRAFUERTE

figura 4.1

La estabilidad de este tipo de muros se logra por la anchura de la zapata y viene aumentada por la acción del prisma de tierra que carga sobre la parte posterior de la zapata que ayuda a impedir el vuelco.

CALCULO DEL REFUERZO EN MUROS DE CONTENCION EN ESCUADRA (CANTILIVER) .
Para su calculo primeramente se considera la parte vertical del muro como un cantiliver empotrado en la parte de la zapata. Para lo cual es indispensable el haber determinado con anterioridad el empuje de las tierras sobre el respaldo de este elemento. En segundo lugar se calcula la zapata, como tal, efectuando las revisiones en ambos elementos, por cortante, y por adherencia. Calculándose posteriormente el área de acero correspondiente a cada elemento.

IV.1 CALCULO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO CON CONTRAFUERTE.

En este tipo de muros el empuje del terreno es captado por la parte vertical del mismo, y transmitido al suelo por medio de una zapata, la unión entre el muro y la zapata se lleva a cabo por medio de contrafuertes exteriores o interiores. Estos contrafuertes son fundamentalmente para evitar el giro y colapso que pueda sufrir en un determinado momento el muro, debido al empuje de tierras, estos contrafuertes están por lo tanto sujetos a tensiones, para lo cual el acero de refuerzo se colocara a lo largo de la línea AB de la figura anterior, el cual debe de estar perfectamente anclada, tanto en el muro como en la zapata.

La separación recomendable entre contrafuertes puede obtenerse apartir de la ecuación:

$$S=0.75 + 0.30 h$$

donde:

S.- la separación entre ejes de contramuros (mts)

h.- la altura del contrafuerte (mts)

Algunos autores recomiendan como máximo, una separación de 3 mts.

La estabilidad del elemento se investigan para una unidad de contrafuerte, con separación "S".

CALCULO DE CONTRAFUERTE

Se considera que el empuje activo correspondiente a un recuadro de h-S actúa sobre un contrafuerte (caso mas desfavorable). figura 4.2 repartiéndose en diferentes alturas (arbitrarias) como carga uniformemente variada, con la intensidad desde 0 en la corona, y su valor máximo en la base del muro.

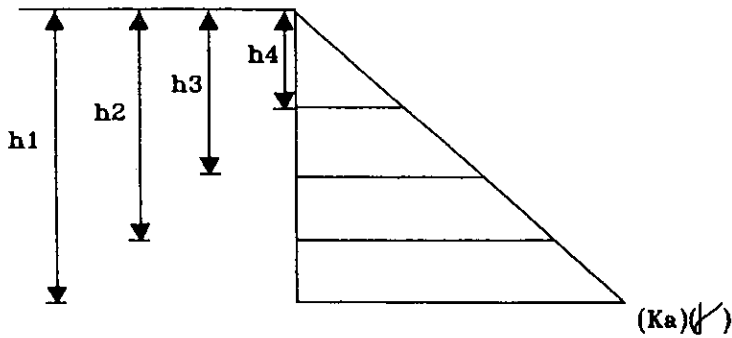


figura 4.2

donde:

$$Ea = 1/2 - ka - \tau - h^2 - S$$

Se determinan los momentos flexionantes en cada punto de aplicación de los empujes en las diferentes alturas los cuales serán.

$$M1 = ka - \tau - h^2 / 2 - S - h1 / 3$$

$$M2 = ka - \tau - h^2 / 2 - S - h2 / 3$$

$$M3 = ka - \tau - h^2 / 2 - S - h3 / 3$$

$$M4 = ka - \tau - h^2 / 2 - S - h4 / 3$$

Adoptando como ancho del contrafuerte un valor de "b", los peraltes efectivos "d", para las secciones en las diferentes alturas.

$$d1 = \sqrt{(M1 / K - b)}$$

$$d2 = \sqrt{(M2 / K - b)}$$

$$d1 = \sqrt{(M1 / K - b)}$$

$$d2 = \sqrt{(M2 / K - b)}$$

Calculando el área de acero necesaria, como:

$$As1 = M1 / fs - j - d1$$

$$As2 = M2 / fs - j - d2$$

$$As3 = M3 / fs - j - d3$$

$$As4 = M4 / fs - j - d4$$

el cual debe de ser colocado en la posición que se indica en la figura 4.3 siguiente.

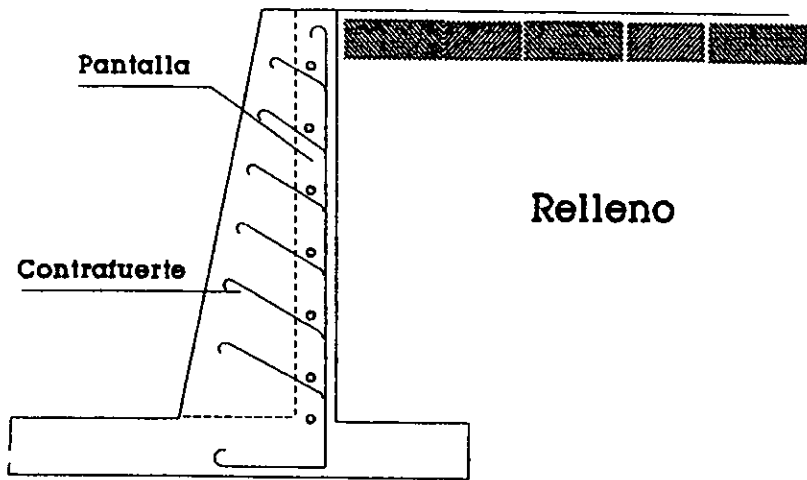


figura 4.3

La revisión por cortante se debe de realizar en cada una de las secciones en estudio, de la siguiente forma:

$$Vc-1 = Ea4$$

$$Vc-2 = Ea3$$

$$Vc-3 = Ea2$$

$$Vc-4 = Ea1$$

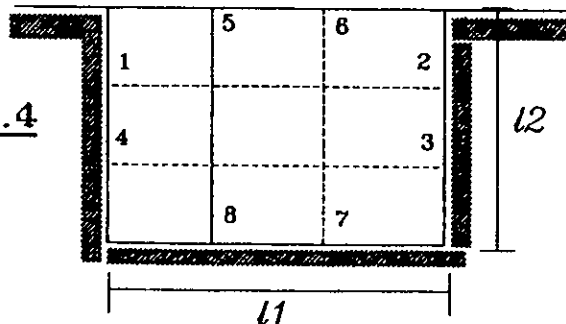
aplicándose en cada sección transversal, con la formula:

$$v = Vc / b-d$$

por medio de la cual se compararan con el cortante admisible para verificar que los peraltes calculados, son los adecuados.

Para el calculo del muro (parte vertical) se considera como una losa empotrada en tres de sus lados con dimensiones $h - S$, (ver figura 4.2) y sometida a la acción de una carga uniformemente variada trapezoidal por faja vertical de losa de un metro de ancho.

figura 4.4



La flecha máxima que se presenta al centro del claro (figura 4.4) se determina por la formula:

$$f_1 = (11E^4 - q_1) / 384 - EI$$

como el comportamiento práctico no es perfecto, se considera una condición más desfavorable, por lo cual :

$$f_1 = (11E^4 - q_1) / 330 - EI$$

recomendada por algunos autores.

Obteniendo la deflección máxima en el sentido de 12, la cual es:

$$f_2 = (12E^4 - q_2) / 15 - EI$$

de tal modo que la flecha media en el punto medio puede suponerse:

$$f_2 = (12E^4 - q_2) / 30 - EI$$

igualando las expresiones de ambos sentidos, para encontrar el valor de la carga q_1 , dando como resultado:

$$q_1 = (1112E^4 - 0) / (1112E^4 + 11E^4)$$

donde :

$$0 = q_1 + q_2$$

Conociendo las cargas q_1 y q_2 , las que actúan en los dos sentidos propuestos, se calculan los momentos correspondientes. Como se puede observar en la figura 4.4 el muro se deforma en los sentidos 11 y 12, por lo cual es necesario colocar dos refuerzos, uno en sentido horizontal y otro en el vertical, como se muestra en la figura 4.5

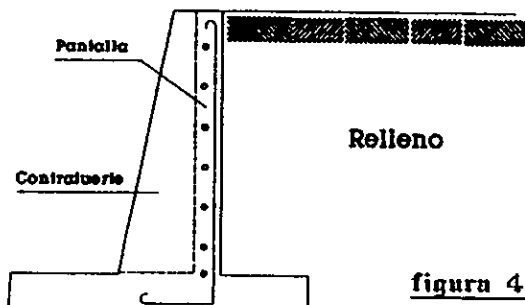


figura 4.5

Para el calculo del momento se tiene que dibujar el diagrama de presiones, teniendo en cuenta, que la carga se repartirá en dos sentidos , horizontal y vertical.

Calculando estas presiones para la carga q_1 , por cada metro de alto de la losa horizontal se pueden obtener las presiones p_1, p_2, p_3, p_4 .

Conocidas las áreas, se calcula el peso de la sección trapezoidal, sobre la losa horizontal para cada faja vertical de muro. (fig 4.6)

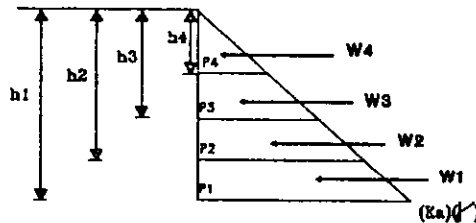


figura 4.6

$$W1 = \frac{1}{2} (P1+P2) \cdot 1.0 \cdot 1.0$$

$$W2 = \frac{1}{2} (P2+P3) \cdot 1.0 \cdot 1.0$$

$$W3 = \frac{1}{2} (P3+P4) \cdot 1.0 \cdot 1.0$$

$$W4 = \frac{1}{2} (P4+P0) \cdot 1.0 \cdot 1.0$$

Los momentos negativos serán despreciando el efecto del empotramiento en la zapata, dando los siguientes:

$$M1 = (W1 \cdot 1.1^2) / 10$$

$$M2 = (W2 \cdot 1.1^2) / 10$$

$$M3 = (W3 \cdot 1.1^2) / 10$$

$$M4 = (W4 \cdot 1.1^2) / 10$$

El momento positivo al centro será de la mitad de los momentos anteriores. El espesor de la losa se calcula con el momento mayor, revisandolo por cortante y adherencia.

Con los momentos anteriores se calcula el área de acero necesaria la zona horizontal de la losa.

Para el calculo del acero de refuerzo vertical, al diagrama de presiones totales, se le resta el diagrama debido ala carga q_1 para obtenerse el diagrama de q_2 . Conociendo el diagrama de presiones para la carga vertical, se calcula W mayor, o sea la del fondo, y con esa carga se calcula el momento máximo como $M = W \cdot l^2 / 3$, y se continua con el procedimiento antes descrito para la carga q_1 .

IV.2 EJEMPLO

Calculo de muro de contención en cantiliver con una altura total de 4 mts de altura, el esfuerzo admisible del terreno de cimentación es de 10.0 kg/cm^2 .

Determinar las dimensiones adecuadas del muro, así como el acero de refuerzo necesario para satisfacer las sollicitaciones requeridas.

figura 4.7; seleccionando las dimensiones tentativas para el inicio de los cálculos.

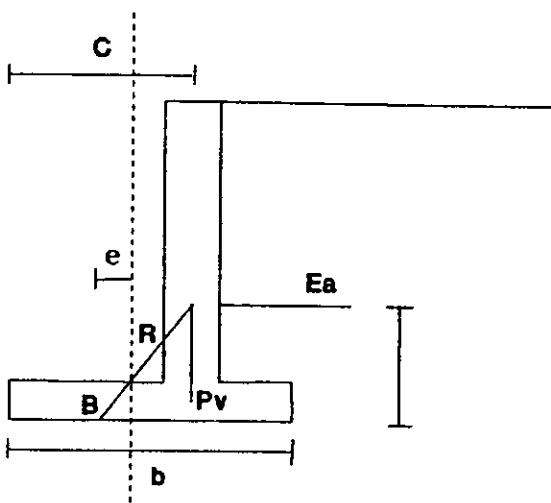


figura 4.7

MUROS DE CONCRETO ARMADO

REVISION FOR VOLTEO

ALTURA H=	4.00 mts	EH=	541.66
BASE B=	2.40 mts	EA=	4333 kg/m
ESP. INF. Ei=	0.30 mts	PESO ESP.	
CORDONA C=	0.25 mts	DEL MAT. γ =	1800 kg/m ³
TALON T=	0.80 mts	P.E. CONCR γ_c =	2400 kg/m ³
PUNTERA P=	1.30 mts		
ESP. ZAP. Ez=	0.30 mts		

FUERZAS ACTUANTES EN kg/m	BRAZO DE PALANCA RESPECTO AL PUNTO A	MOMENTO kg-m/m
wmat	5328	2.00
Wm1	2442	1.46
Wm2	1728	1.20
		RESISTENTE
		16300
Rh	0	0.00
Et	4333	1.33
		ACTUANTE
		5778

REVISION FOR DESLIZAMIENTO

$$F.S. = Fr/Fa = (W+Rv) \tan \delta / Ph$$

w =	4170	F.S. / R.D.F. \geq 1.5
wmat =	5328	
Fr =	9498	F.S. / EJEMPLO =
		1.30
δ =	0.6 (ROCA SANA o SUP. RUGOSA)	
Ph =	4333.28	

ESFUERZOS INTERNOS

RESULTANTE DE FUERZAS Fv Y UBICACION X

Fv =	9498.00 kg
c =	1.72 Mts

SUMA DE MOMENTOS RESPECTO AL PUNTO B

$$EMB = 0$$

$$e = 0.092146 \text{ mts}$$

$$\text{DADO QUE } B/6 = 0.40 \geq 0.09$$

LA BASE ES ADECUADA

CALCULO DE PRESIONES QUE EL MURO TRANSMITE AL SUELO

$$q_d = c \cdot N_c + P_d \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma B \cdot N_\gamma$$

$$\text{FRICCION INTERNA } \phi = 35^\circ$$

$$\text{COHESION PROM } C = 0$$

$$\text{DENSIDAD DE EL SUELO } = 1.8$$

DE LA GRAFICA

$$N_c = 45$$

$$N_q = 32$$

$$N_\gamma = 38$$

$$P_d = \gamma' h = 1.8 * \text{PROF} = 0 \text{ TON/M}^2$$

$$q_d = 82.08 \text{ TON/M}^2$$

$$q_d = 8.208 \text{ KG/CM}^2$$

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

$$E_a = 0.5 \cdot K_h \cdot H^2$$

$$k_h = 541.66$$

$$\text{donde } H = 3.7 \text{ por lo tanto } E_a = 3708 \text{ kg}$$

se calculara como una viga empotrada en su extremo con la zapata donde el momento de empotramiento vale:

$$M = E_a \cdot H/3 \quad ; \quad M = 4573 \text{ kg} \cdot \text{m}$$
$$M = 457,278 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

POR FLEXION

$$MR/bd^2 = K \quad ; \quad \text{donde } K = Fr \cdot [f'c \cdot q(1-0.5 \cdot q)]$$

$$Fr = 0.9$$

$$f'c = 0.85 \cdot 0.8 \cdot f_c$$

$$f_c = 200 \text{ KG/CM}^2$$

$$q = \beta \cdot f_y / f'c$$

$$f_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$$

$$\beta = \beta_b = 0.0015$$

SUSTITUYENDO VALORES

$$f'c = 136 \text{ KG/CM}^2$$

$$q = 0.058676$$

$$K = 6.971293$$

$$MR/bd^2 = 6.971293$$

Despejando el peralte efectivo "d"

$$d = \sqrt{MR/b \cdot K}$$

$$d = 26$$

$$h = d + r = 0.29 \text{ cm} < 0.3 \text{ deter}$$

REVISION POR CORTANTE

La fuerza V_c que provoca corte en la sección estudiada es E_a

$$V_c = 3,708 \text{ kg}$$

El cortante resistente $VR = Fr \cdot 1.5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$; $Fr = 0.8$ para este c
 $b = 100 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$

$$VR = 42,244 \text{ kg}$$

dado que $V_c < VR$, la sección es adecuada

CALCULO DEL AREA DE ACERO

dada la ecuación

$$MR/bd^2 = Fr \cdot [f'c \cdot q(1-0.5 \cdot q)]$$

$$MR/b \cdot d^2 \cdot Fr \cdot f'c \cdot q = q(1-0.5 \cdot q)$$

$$MR/b \cdot d^2 \cdot Fr \cdot f'c \cdot = 0.0576533$$

$$0.06 = q(1-0.5 \cdot q)$$

$$0.06 = q - 0.5 \cdot q^2$$

dividiendo entre 0.5

$$0.12 = 2q - q^2$$

igualando a cero

$$q^2 - 2q + 0.115307 = 0$$

resolviendo la ecuación de segundo grado

$$q = 0.059419$$

considerando la ecuación $f = q \cdot f''c / f_y$

$$f = 0.001924$$

dado que $A_s = f \cdot b \cdot d$

$$A_s = 5.194883 \text{ cm}^2$$

por lo que se necesitan 6 varillas del # 4

REVISION POR ADHERENCIA

El esfuerzo de adherencia que se provoca es de :

$$u = V_a / \Sigma O \cdot z \quad y \quad u u = K \cdot J f''c / D$$

donde :

u .- es el esfuerzo de adherencia

Σ .- numero de varillas por su perimetro

z .- brazo de palanca entre la fuerza de compresión y la tensión

K .- factor tomando el menor valor de los sig. casos

a) $C_c + K_{tr}$

b) $C_s + K_{tr}$

C_c .- espesor del recubrimiento del concreto desde el centro de la barra hasta la cara de tensión

C_s .- el menor de los siguientes valores:

a) el recubrimiento medio al centro de la barra a lo largo de que pasa por los centros de las barras de un lecho

b) la mitad de la distancia centro a centro de las barras de

K_{tr} .- un indice del refuerzo transversal proporcionado a lo largo de una varra anclada

Para el esfuerzo actuante

$$\mu = Va / \Sigma O \cdot z$$

para la obtención de z de la igualdad entre tensiones y compresio

$$T = C$$
$$T = A_s \cdot f_y$$

$$T = 21,819 \text{ kg}$$

$$C = a \cdot b \cdot f'_c$$

despejando "a"

$$a = T / b \cdot f'_c$$

$$a = 1.60 \text{ cm}$$

$$z = d - a/2$$

$$z = 26.20 \text{ cm}$$

$$\mu = 5.91 \text{ kg/cm}^2$$

para el refuerzo resistente

$$\mu u = K \cdot J f'_c / D$$

$$C_c = r + d/2$$

$$C_c = 4.27$$

$$C_s = 4.27$$

$$K_{tr} = 0 \quad \text{dado que no influye en el refuerzo}$$

$$\mu u = 47.54876 \text{ kg/cm}^2$$

dado que $\mu < \mu u$

POR LO QUE LA SECCION ES ADECUADA

CALCULO DE LA ZAPATA

La zapata se calcula como un doble cantiliver empotrado en la parte vertical del muro

diagrama de presiones

de la ecuación $\sigma = P/A \pm M \cdot c/I$
 $\sigma = P/A (1 \pm \delta \cdot e/b)$
 $\sigma_1 = 0.486917 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 0.304583 \text{ kg/cm}^2$

se analizara primero la punta de la zapata dado que presenta esfuerzos mayores.

De la figura anterior se determinarían X_1 , S_1 y R_1

X_1 se obtiene por medio de triángulos semejantes

$$X_1 = \sigma_2 + x_0 :$$

$$x_0 = (e_{inf.} + t_{alon}) \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) / b$$

$$x_0 = 0.08357 \text{ kg/cm}^2$$

$$X_1 = 0.388153 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de R_1

$$R_1 = 1/2 \cdot (\sigma_1 + X_1) \cdot b^2$$

$$R_1 = 7394.342 \text{ kg}$$

Momento debido a la zapata

$$M1 = W1 \cdot b' / 2$$

$$W1 = 936 \text{ kg}$$

$$b' = 130 \text{ cm}$$

$$M1 = 60840 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Cálculo del brazo S1

figura			brazo en X
A1	0.4	T	0.65
A2	0.11	R1	0.65
A3	0.06	L	0.433333
S1			0.63 mts

Obteniendo el momento M2

$$M2 = R1 (b' - S1)$$

$$M2 = 498714.4 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

El momento en el empotramiento M

$$M = M2 - M1$$

$$M = 437,874 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Calculo del peralte efectivo d

$$d = \sqrt{MR/b \cdot K}$$

$$d = 21.98 \text{ cm} < 27.00 \text{ cm}$$

Por lo que $d = 27.00 \text{ cm}$

REVISION POR CORTANTE

$$V = R1 - W1$$

$$V = 6458.34 \text{ kg}$$

$$Va = 226.0119 \text{ kg}$$

El cortante resistente $VR = Fr \cdot 1.5 \cdot Jf \cdot b \cdot d$; $Fr = 0.8$ para este c

$$VR = 926.9563 \text{ KG}$$

$$Va < VR$$

POR LO QUE LA SECCION ES ADECUADA

CALCULO DEL AREA DE ACERO

dada la ecuación

$$MR/bd^2 = Fr \cdot [f'c \cdot q(1-0.5 \cdot q)]$$

$$MR/b \cdot d^2 \cdot Fr \cdot f'c = q(1-0.5 \cdot q)$$

$$MR/b \cdot d^2 \cdot Fr \cdot f'c = 0.0377483$$

$$0.04 = q(1-0.5 \cdot q)$$

$$0.04 = q - 0.5 \cdot q^2$$

dividiendo entre 0.5

$$0.08 = 2q - q^2$$

igualando a cero

$$q^2 - 2q + 0.075497 = 0$$

resolviendo la ecuación de segundo grado

$$q = 0.038489$$

considerando la ecuación $\rho = q \cdot f'c / fy$

$$\rho = 0.001246$$

dado que $As = \rho \cdot b \cdot d$

$$As = 4.374549 \text{ cm}^2$$

por lo que se necesitan 6 varillas del # 3

REVISION FOR ADHERENCIA

El esfuerzo de adherencia que se provoca es de :

$$\mu = V_a / \Sigma O \cdot z \quad \text{y} \quad \mu u = K \cdot J f' c / D$$

para la obtención de z de la igualdad entre tensión y compresión

$$T = C \\ T = A_s \cdot f_y$$

$$T = 18,373 \text{ kg}$$

despejando "a"

$$C = a \cdot b \cdot f' c$$

$$a = T / b \cdot f' c$$

$$a = 1.04 \text{ cm}$$

$$z = d - a/2$$

$$z = 26.48 \text{ cm}$$

$$\mu = 13.58 \text{ kg/cm}^2$$

para el refuerzo resistente

$$\mu u = K \cdot J f' c / D$$

$$\mu u = 63.40 \text{ kg/cm}^2$$

dado que $\mu < \mu u$

FOR LO QUE LA SECCION ES ADECUADA

CALCULO DEL REFUERZO EN EL TALON

De la figura anterior se derterminaran X_2 , S_2 y R_2

X_2 se obtiene por medio de triángulos semejantes

$$X_2 = \sigma_2 + x_0 ;$$

$$x_1 = (\text{talon}) \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) / b$$

$$x_1 = 0.060778 \text{ kg/cm}^2$$

$$X_2 = 0.365361 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de R2

$$R2 = 1/2 \cdot (\sigma + X2) \cdot b \cdot h^2$$

$$R2 = 2143.819 \text{ kg}$$

Momento debido a la zapata

$$M1 = Wt \cdot b \cdot h^2 / 2$$

$$W2 = 576.00 \text{ kg}$$

$$W3 = 5328 \text{ kg}$$

$$Wt = 5904.00 \text{ kg}$$

$$b \cdot h^2 = 80 \text{ cm}$$

$$M1 = 236160 \text{ kg-cm}$$

Calculo del brazo S1

figura			brazo en X
A4	0.24	T R2 ⊥	0.40
A5	0.02		0.27
	S2 =		0.39 mts

Obteniendo el momento M2

$$M2 = R2 \cdot S2$$

$$M2 = 831 \text{ kg-cm}$$

El momento en el empotramiento M

$$M = M2 - M1$$

$$M = (235,329) \text{ kg-cm}$$

POR LO QUE EL ACERO SE NECESITA EN EL OTRO LECHO

Calculo del peralte efectivo d

$$d = \sqrt{M/R \cdot b \cdot K}$$

$$d = 20.54 \text{ cm} < 27.00 \text{ cm}$$

Por lo que $d = 27.00 \text{ cm}$

REVISION POR CORTANTE

$$V = R1 - Wt$$

$$V = -3760 \text{ kg}$$

$$V_a = -174 \text{ kg}$$

El cortante resistente $VR = Fr \cdot 1.5 \cdot Jf' \cdot b \cdot d$; $Fr = 0.8$ para este c

$$VR = 727 \text{ KG}$$

$$V_a < VR$$

POR LO QUE LA SECCION ES ADECUADA

CALCULO DEL AREA DE ACERO

dada la ecuacion

$$MR/bd^2 = Fr \cdot [f' \cdot c \cdot q(1-0.5 \cdot q)]$$

$$MR/b \cdot d^2 \cdot Fr \cdot f' \cdot c = q(1-0.5 \cdot q)$$

$$MR/b \cdot d^2 \cdot Fr \cdot f' \cdot c = 0.0329667$$

$$0.03 = q(1-0.5 \cdot q)$$

$$0.03 = q - 0.5 \cdot q^2$$

dividiendo entre 0.5

$$0.07 = 2q - q^2$$

igualando a cero

$$q^2 - 2q + 0.065933 = 0$$

resolviendo la ecuación de segundo grado

$$q = 0.033529$$

considerando la ecuación $f = q \cdot f' \cdot c / f_y$

$$f = 0.001086$$

dado que $As = f \cdot b \cdot d$

$$As = 2.345103 \text{ cm}^2$$

por lo que se necesitan

4 varillas del #

3

REVISION POR ADHERENCIA

El esfuerzo de adherencia que se provoca es de :

$$u = Va / \Sigma O \cdot z \quad \text{y} \quad \mu u = K \cdot J \cdot f^2 c / D$$

para la obtencion de z de la igualdad entre tensiones y compresion

$$T = C \\ T = A_s \cdot f_y$$

$$T = 9,849 \text{ kg}$$

$$C = a \cdot b \cdot f^2 c$$

despejando "a"

$$a = T / b \cdot f^2 c$$

$$a = 0,91 \text{ cm}$$

$$z = d - a/2$$

$$z = 26,55 \text{ cm}$$

$$u = 11,83 \text{ kg/cm}^2$$

para el refuerzo resistente

$$\mu u = K \cdot J \cdot f^2 c / D$$

$$\mu u = 63,40 \text{ kg/cm}^2$$

dado que $u < \mu u$

POR LO QUE LA SECCION ES ADECUADA

quedando el refuerzo como se muestra en la figura 4.9

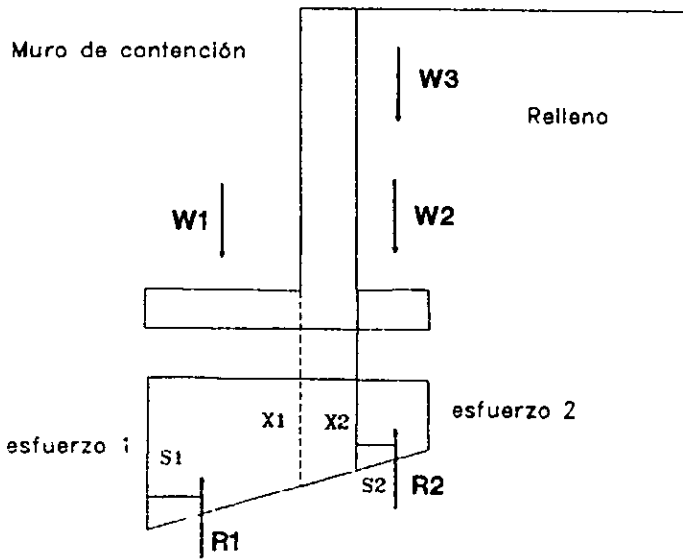


Figura 4.8

SEPARACION DE ACERO

ZAPATA :

$$S = (100) \cdot A_b / A_s$$

$$S = (100) \cdot (0.9526) / (4.3745)$$

$$S = 21.77 \text{ CM}$$

POR LO TANTO $S = 20 \text{ CM}$

MURO :

$$S = (100) \cdot (0.9526) / (2.3461)$$

$$S = 40.61 \text{ CM}$$

POR LO TANTO $S = 40 \text{ CM}$

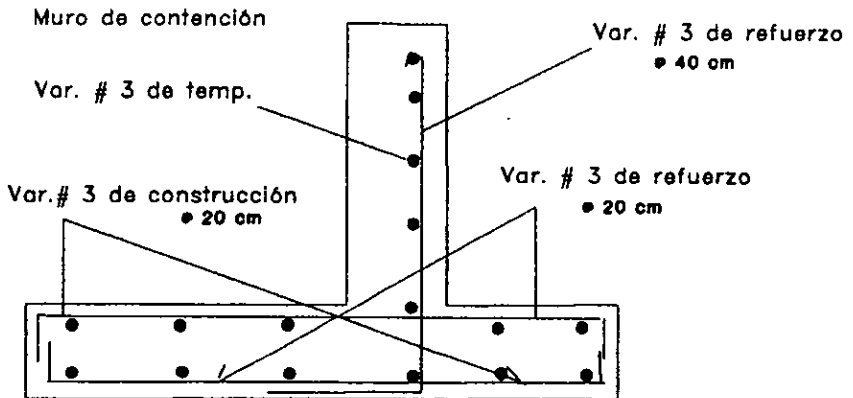


Figura 4.9

IV.3 TIPO DE RELLENO

Al igual que para muros de mampostería y concreto ciclopéico los materiales que deben de ser colocados como rellenos no deben incluir materiales degradables ni excesivamente compresibles, así previendo la presencia de cualquier tipo de basura; debiendo compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños a los pavimentos, instalaciones o estructuras alojadas en el relleno o sobre el mismo. Para lo cual los suelos granulares indicados en la tabla 3.1, se compactarán con una densidad relativa mínima del 90 %. Los suelos con porcentajes apreciables de partículas finas, se compactarán con un grado de compactación mínimo del 90 % de la prueba AASTO T99-74. En estos materiales el contenido de agua será igual en más o menos 2 % al contenido óptimo de compactación y se compactará el material en capas de aproximadamente 15 cm de espesor.

DRENAJE

El sistema de drenaje como ya se menciona en el capítulo anterior, y más recomendable es aquel en el cual se colocará sobre la cara interior del muro de contención en forma continua un material filtrante, cuya permeabilidad sea cuando menos 100 veces más que la del material de relleno. En la tabla 3.1 se indica el material recomendado según Terzaghi.

El material filtrante deberá estar comunicado a drenes tubulares con una pendiente mínima del 2 % y un diámetro mínimo de 10 cm colocados longitudinalmente a cada 3 mts como mínimo, como se muestra en la figura 3.10

IV.4 DETALLES CONSTRUCTIVOS

Habitualmente se efectúa el colado de la zapata de cimentación, tomando como cimbra el terreno, como se muestra en la figura 4.***, para lograr esto se comienza por excavar hasta una cota superior en unos 20 cm a la plantilla de desplante (caso a); considerando el afine de la base de la excavación.

Vertiendo posteriormente una plantilla de concreto simple $f'c = 100$ kg/cm², de entre 7 a 10 cms de espesor, para recibir uniformemente el acero que conformara el esqueleto de la base del muro.

El siguiente paso después de fraguado el concreto de la plantilla es la presentación del acero de refuerzo para la base de la zapata y la armadura de espera, la cual deberá anclarse perfectamente ala parrilla de la zapata deacuerdo a las especificaciones del proyecto en cuestión. Este emparrillado es fijado al fondo mediante armaduras de rigidación o bien mediante puentes de madera clavados al terreno, (caso b). En el caso de muros de pequeña altura, en los que no suelen emplearse, armaduras de espera, las varillas del muro pueden volar cerca de 5 mts y debe de ser rigidizada, por puentes adicionales, de lo contrario si sopla fuerte el viento, en un recién colado de cimientto, la oscilación de las varillas verticales crearia una holgura que afectaría a una perfecta adherencia (caso c).

En el caso de muros con talón tal como se indica en la figura 4.**** la armadura de la cara superior debe ser apoyada en silletas elaboradas a partir de despuntes de varilla, tal como se indica en la figura, estas piezas auxiliares deben de ser previstas en el proyecto e incluidas en el presupuesto correspondiente.

Separadores.

En cualquier caso ya sea de cimiento o de la parte vertical, deben de ir previstas de los correspondientes separadores para garantizar el recubrimiento del acero de refuerzo y el espesor de la pieza; así como de troqueles, que eviten un ensanchamiento indebido o excesivo.

Colado.

El colado puede ser con concreto hecho en obra, bajo las debida supervisión o con premezclados de empresas de reconocido prestigio.

Este colado se debe de realizar por etapas, dejando juntas constructivas a una altura máxima de 1 a 1.25 mts, para no producir empuje excesivos en el cimbrado, y debidamente vibrado, con un vibrador de gasolina o eléctrico, que garantice el llenado adecuado del elemento.

Juntas de dilatación

Como su nombre lo indica prevé las posible expansiones y contracciones del concreto debidas a cambios de temperatura y otras acciones.

Deben disponerse:

- a) A cada 20 mts como máximo en zonas de temperaturas extremas.
- b) A cada 30 mts en zonas de temperatura moderadas.
- c) Donde cambia la altura del muro.
- d) Donde cambia la profundidad del plano de cimentación.
- f) En todo cambio de dirección en planta, salvo que se estudie estructuralmente la continuidad estructural.

Curado

El curado en los concretos es de una importancia excepcional y frecuentemente y sobre todo en obras lineales en que el suministro de agua requiere alguna planificación, se omite o se reduce gradualmente. Las armaduras de retracción y temperaturas especificadas y las juntas de contracción y dilatación, expuestas, están establecidas bajo las hipótesis de realización de curado.

Bajo la norma general el curado debe de iniciarse tan pronto sea posible, y es error creer que el cimbrado retrasa la necesidad del curado. Para lo cual, el cimbrado debe retirarse tan pronto no halla riesgo de daños para el concreto o aflojarse para permitir el acceso de agua a ambas caras del muro., debiendo realizarse el curado con riegos de agua o agentes químicos comerciales para lograr este fin.

IV.5 COSTOS

Para visualizar los costos reales de este tipo de obra, se presenta un presupuesto de el muro de contencion del ejemplo de este capitulo, basa en la teoría planteada en el capitulo anterior, para lograr una comparación al final de esta tesis donde se compararan los costo de cada uno de los diferentes muros de contencion.

Para lo cual procedemos a cuantificar los diferentes materiales que seran necesarios para la construccion del muro, considerandolo por ser un ejemplo teorico por metro lineal. Presentando un presupuesto para los trabajos.

Cimbra:

Se necesita cimbra comun a base de hojas de triplay o madera para construccion, para formar tarimas o placas, las cuales daran forma y textura al acabado.

Cuerpo vertical .- $3.70 \times 2 = 7.40 \text{ m}^2$

Aceros:

deacuerdo al calculado en el ejemplo de este capitulo

Cuerpo vertical.- 6varillas # 4 x 4.2 ml/varilla = 25.2 ml

13varillas # 3 x 1.0 ml/varilla = 13.0 ml

Zapata.- lecho bajo 6varillas # 3 x 2.7 ml/varilla = 16.2 ml

lecho sup. 4varillas # 3 x 2.7 ml/varilla = 10.8 ml

Total :

acero # 4 .- $25.2 \text{ ml} \times 0.0996 \text{ kg/ml} = 25.09 \text{ kg} = 0.025 \text{ ton}$

acero # 3 .- $40.0 \text{ ml} \times 0.557 \text{ kg/ml} = 22.280 \text{ kg} = 0.022 \text{ ton}$

Concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$:

cuerpo vertical	.-	$(0.30 + 0.025) \times 3.70 / 2 =$	1.018 m^3
zapata	.-	0.30×2.40	$= 0.720 \text{ m}^3$
Total	.-		1.738 m^3

FELIPE DE JESUS MIRANDA REGALADO

PRESUPUESTO DE MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO EN ESCUADRA.
(POR ML DE MURO)

P R E S U P U E S T O D E O B R A

MURO DE CONCRETO ARMADO

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
E1510	CINERA COMUN Y DESCIMBRADO EN MURO DE CONTENCION, MEDIDA POR SUPERFICIE, DE CONTACTO ; INCLUYE: MATERIALES, HABILITADO, NIVELADO, Y CAMBIO A LA SIGUIENTE POSICION .	M2	7.4000	29.30	216.82
E1540	ACERO DE REFUERZO DEL # 4 (4/8"), Fy= 4000 KG/CM2 EN MURO, INCLUYE: MATERIALES HABILITADO, ARMADO, GANCHOS, DOBLECES, TRASLAPES, SILLETAS, ALAMBRE, DESPERDICIOS, FLETES Y ACARREOS.	TON	0.9250	2,847.94	71.19
E1550	ACERO DE REFUERZO DEL # 3 (3/8"), Fy= 4000 KG/CM2 EN MURO, INCLUYE: MATERIALES HABILITADO, ARMADO, GANCHOS, DOBLECES, TRASLAPES, SILLETAS, ALAMBRE, DESPERDICIOS, FLETES Y ACARREOS.	TON	0.9220	2,910.01	84.02
E1730	CONCRETO HECHO EN OBRA PARA CIMENTACION, RESISTENCIA NORMAL, INCLUYE: MATERIALES, ACARREOS, VACIADO A VOTE, VIBRADO, CURADO CON AGUA, ARTESA Y DESPERDICIOS. FC = 280 KG/CM2 T.M.A. DE 15 MP.	M3	1.7400	357.38	621.84
SUBTOTAL MURO DE CONCRETO ARMADO				N6	973.88

FELIPE DE JESUS MIRANDA REGALADO

FRESUPUESTO DE MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO EN ESCUADRA.
(POR ML DE MURO)

P R E S U P U E S T O D E O B R A

RESUMEN DEL PRESUPUESTO

MURO DE CONCRETO ARMADO	Nº	973.68

TOTAL	Nº	973.68

(NOVECIENTOS SETENTA Y TRES NUEVOS PESOS 88/100 M.N.)

V. TIERRA ARMADA

V.1 METODO DE DISEÑO

La estabilidad de un muro de contención que se construya con este metodo de la tierra armada, comprende principalmente dos tipos de analisis; en primer lugar el general del elemento como un conjunto, que no sera diferente a un muro convencional de gravedad, en segundo lugar se hara un analisis de estabilidad interna, principalmente encaminado a definir la longitud de las tiras de refuerzo y su separacion vertical y horizontal para garantizar que no se produzca el deslizamiento del material terreo respecto a las tiras, el drenaje se debera planear con las mismas consideraciones que los muros convencionales.

Deacuerdo a los diferentes estudios efectuados al comportamiento de la tierra armada, existe el riesgo de que se presente una falla de cualquiera de los tipos siguientes:

- 1.- Falla en la cual la estructura se colapsa en conjunto, sin deformaciones importantes dentro de si misma, esta puede ocurrir por deslizamiento o volcadura.
- 2.- Falla por deslizamiento de las tiras de refuerzo, acompañada de una desorganizacion del cuerpo de tierra armada.
- 3.- Falla por ruptura de las tiras de refuerzo.

Un punto importante que debe considerarse es la eleccion del material de relleno, hasta la fecha se han escogido materiales friccionantes, y se estima qque falta informacion con respecto a los materiales puramente cohesivos.

En la figura 5.1 se establece un procedimiento propuesto por Schlosser y Vidal (precursores del procedimiento) para evaluar la estabilidad interna de la masa de tierra armada.

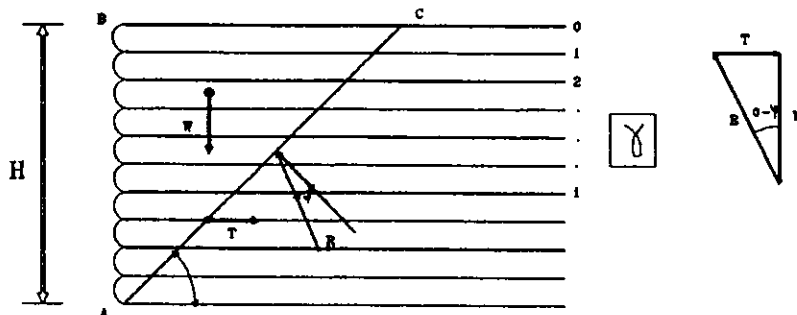


figura 5.1

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA DE UNA MASA DE TIERRA ARMADA

Es recomendable para la masa de tierra armada una sección próxima a la rectangular, en la que el ancho (en perfil) sea del orden de la altura del muro. La superficie de A-C limita una cuña de tierra armada cuyo equilibrio se puede analizar considerando el método de Coulomb para el caso de empuje de tierras, el equilibrio de la cuña depende de las siguientes fuerzas:

W.- peso propio (conocido en magnitud y posición)

R.- reacción (resultante de los efectos normales y friccionantes a lo largo de la superficie A-C)

T.- resultante de todas las fuerzas de tensión en las tiras de refuerzo que será horizontal.

Un análisis de tanteos, utilizando el número necesario de superficies de deslizamiento como la A-C, permitirá evaluar la T_{max} , susceptible de presentarse.

Para proseguir con el análisis y distribuir las fuerzas T_{max} entre las diferentes tiras de refuerzo. Schlosser propone que la distribución se triangular con la máxima tensión en las tiras más bajas y tensión cero

en la mas alta.

Se considera ahora cada hilera por separado, tomando en cuenta el ancho de las tiras en la direccion normal al plano del papel. Se conoce la presion normal actuante en la tira, la cual multiplicada por el area de la tira dara la fuerza normal total actuante sobre ella, y esta , multiplicada por 2 veces el coeficiente de friccion entre la tira y el suelo, dara finalmente la fuerza de tension que las tiras pueden soportar sin deslizamiento relativo al suelo . Este es el valor que se comparara con la fuerza de tension actuante en cada tira, habida cuenta del numero de tiras que entran por metro lineal del muro en la direccion normal al plano del papel. La secuela anterior permite tantear la separacion mas conveniente de las tiras de refuerzo, en ambas direcciones.

La estabilidad interna de la masa de la tierra armada, puede analizarse tambien con la teoria de Rankine mostrada en la figura 5.2, se presenta un croquis en que se ve la situacion de la hilera i-enesima, a la profundidad H_i , siendo ΔH el espesor de relleno que corresponde a cada hilera de tiras de refuerzo.

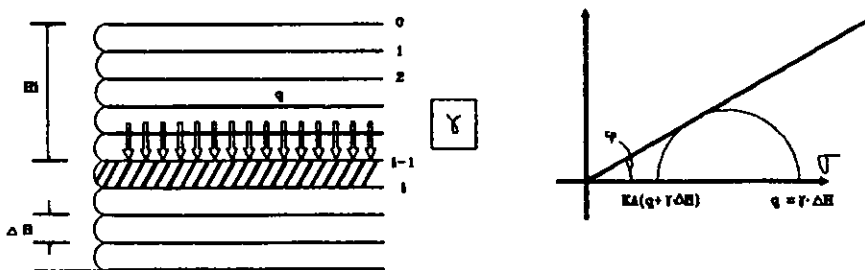


FIGURA 5-2 ANALISIS DE ESTABILIDAD INTERNA DE LA TIERRA ARMADA DE ACUERDO AL ESTADO DE RANQUE

El peso de la tierra armada en la profundidad H_i se considera como sobrecarga actuando en ese nivel.

Si K_a es el coeficiente de presión de tierra con que se aplica en la teoría de Rankine, dicha sobrecarga produce un empuje:

$$E_q = K_a q AH$$

Además, a la profundidad H_i y en el espesor AH actuará un empuje que vale, para suelo puramente friccionante:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma (AH)^2$$

El empuje total al nivel H_i será la suma de los dos valores anteriores; se considera aplicado sobre la tira de refuerzo y representa el valor que ha de ser utilizado por la fricción que se desarrolle entre el suelo y la tira de refuerzo, calculada esta última como se vio anteriormente con el método de Coulomb.

Es importante definir cuál debe ser el ángulo de fricción que se considere entre las tiras de refuerzo y el material friccionante que constituye el suelo. Para alcanzar el desarrollo de la máxima fricción se ha recurrido al uso de materiales finamente corrugados que fallan a lo largo de la superficie ligeramente fuera de la tira, dentro del material friccionante, comportándose este como consolidario de la tira entre corrugaciones.

V.2 EJEMPLO

Se pretende construir una estructura de tierra armada, tal como se muestra en la figura.

Calcular las condiciones de estabilidad del muro.

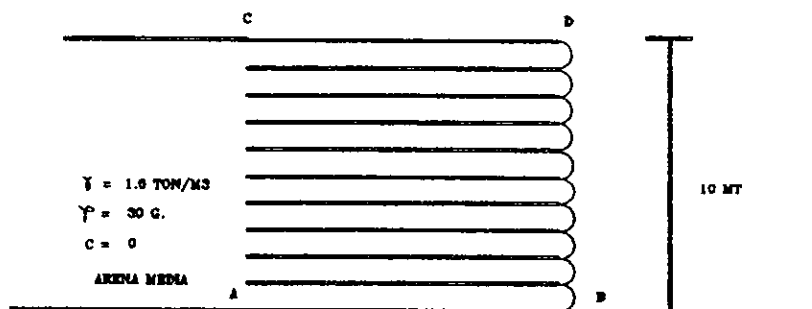


figura 5.3

EJEMPLO DE APLICACION DE TIERRA ARMADA

1.- Se analiza la falla en la cual la estructura de tierra armada falla como conjunto.

Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos pueden escribirse:

$$W = L/2 \times (a+b)$$

$$P \cdot e = (b-a) \cdot L^2/12$$

de donde

$$a = 1/L \cdot (W + 6P \cdot e/L)$$

$$b = 1/L \cdot (W - 6P \cdot e/L)$$

considerando

$$P = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$e = H/3$$

simplificando

$$b = r - H - (1 + K_a - (H/L)^2) =$$

sustituyendo valores

$$b = 1.6 \times 10 \times (1 + 0.33 \times (10/10)^2)$$

$$b = 21.28 \text{ ton/m}^2$$

para el caso de a

$$a = r - H - (1 - K_a - (H/L)^2) =$$

sustituyendo valores

$$a = 1.6 \times 10 \times (1 - 0.33 \times (10/10)^2)$$

$$a = 10.72 \text{ ton/m}^2$$

dado que $a > 0$ el muro no se volteara.

2.- Se analiza la falla por ruptura de las tiras de refuerzo.

metodo de tanteos

1er tanteo.

se supone que las tiras separadas $AH = 0.25$ m. Entonces las fuerzas de tension en las tiras seran:

$$T_i = K_a - q - AH + 1/2 K_a - r - AH^2$$

donde $q = r - H_i$

simplificando

$$T_i = 0.132 H_i + 0.0165 \text{ ton/m}$$

considerando difentes valores de i :

H_i (mts)	T_i (ton/m)
1	0.148
3	0.412
5	0.676
8	1.072
10	1.336

3.- Se analiza la falla por deslizamiento

considerando el factor de seguridad contra cualquier falla horizontal

$$f.s. = \frac{2 \tan \phi}{K_a - (L/H)}$$

sustituyendo

$$f.s. = \frac{2 \tan 30^\circ}{K_a - 1} \text{ (1 dado que } L=H)$$

f.s. = 3.5 por lo tanto no se deslizará.

V.3 Proceso constructivo.

El inicio del proceso para la construcción de un muro de contención a base de el sistema de tierra armada, teniendo el lugar y ubicación, para la construcción, el proceso es el siguiente.

Primeramente se cuela una cadena de desplante de aproximadamente de 15 x 35 cm, de sección transversal sin armado forjada a base de concreto simple y su función básica es lograr una superficie horizontal y un alineamiento adecuado para la colocación de las primeras escamas, las cuales conformara el paramento de la tierra armada. Cabe mencionar que la cadena no soportara el peso de las escamas, ya que éstas estarán soportadas por la armadura.

Las escamas se van colocando en forma alternativa, es decir primero se coloca una media escama abajo y luego una entera, con el objeto de que el nivel de arranque de una escama, coincida con el nivel inferior de la otra escama, entre escama y escama se instala una junta de corcho, la cual permite que el paramento tenga cierta flexibilidad. Verticalmente se coloca una junta de poliuretano, para permitir la salida de agua, en esta forma se consigue un metro lineal de dren por metro cuadrado de escamas aproximadamente.

Para la colocación, se utiliza un escantillon para fijar exactamente la distancia entre dos escamas. Las escamas tienen de un lado un tubo ahogado dentro de la misma y del lado opuesto llevan una barra de acero galvanizado para formar un acoplamiento entre escamas antiguas y nuevas de reposición, ya que en este proceso no se utiliza el mortero.

Al colocar la primera hilada, como todavia no se tiene el soporte del relleno con las armaduras por la parte interior las escamas se sostienen por puntales o polines que solo son necesarios en esta etapa, dado que posteriormente las armaduras sostienen las escamas y con unos

pequeños sargentos, formados por tornillo y dos tablas, se soporta una escama con la vecina hasta que las armaduras colocadas desarrollen la fuerza necesaria por fricción interior para sostener las escamas.

Las armaduras que soportaran a las escamas, son productos prefabricados, los cuales se entregan en la obra y se van colocando una por una. La colocación de los mismos no implica ningún costo adicional al del relleno normal, estos se colocan en un horizonte de 75 cm lo que permite compactar el relleno en dos capas de 37.5 Cm entre armaduras. Esta compactación de terreno no es estrictamente necesaria para el funcionamiento de la tierra armada, ya que el grado de compactación esta en función del uso general que se le valla a dar al macizo, es decir si se va atener una carga muy fuerte en la parte superior del macizo, la compactación del terreno debe de ser la adecuada para soportar dicha carga.

Ya estando colocadas las armaduras, se puede transitar sobre de ellas con cualquier vehículo de llantas de hule para ir transportando y colocando el material de relleno en capas de 37.5 Cm. La armadura que se va colocando soportaran las escamas, es decir que, al colocar una capa de armaduras, se compactan sobre de ellas 35 cm. De relleno y en esta forma se sostiene la escama para colocar en seguida una hilada de escamas y seguir con otra capa de relleno. Esta secuencia con alturas alternativas de escamas permite una gran velocidad de ejecución del trabajo.

VI MUROS HILFIKER

VI.1 ESPECIFICACIONES:

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

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

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

--El material de relleno atrás del muro deberá ser clasificado como GW o SC y deberá ser compactado a un 90% proctor.

--Consideraciones necesarias para el diseño del muro.

-Peso volumétrico del material de 1.9 ton/m³ compactado.

-Coeficiente de empuje activo del suelo 1/3.

-El ángulo de fricción interna del material de relleno no será menor de 30°.

-El ángulo de fricción de la base del muro, con el suelo de contacto no será menor de 30°.

-Material no saturado, Gw máximo 85%.

GRANULOMETRIA DEL RELLENO

-Del 100 % del material debe de pasar por la malla con una abertura de 4".

-En un rango de 0 a 60 % del material debe pasar la malla No. 40.

-En un rango de 0 a 25 % del material debe pasar la malla No. 200.

-Si el porcentaje de material que pasa por la malla No. 200 es mayor

al 15 % esta deberá cumplir con lo siguiente:

- índice de plasticidad(IP), no mayor a 10.
- la fracción de los finos menores a 15 micrones (0.015 mm) no excederá el 15 %.

COMPACTACION DEL MATERIAL DE RELLENO

-La franja alojada a 60 cm. de la cara del muro deberá tener como mínimo el 90 % proctor.

-el resto del relleno deberá tener una compactacion mínima del 95 % proctor.

El adecuado control de materiales en el relleno y drenaje del muro son esenciales para la adecuada liberación de presión hidrostática.

La profundidad de desplante del muro de acuerdo a la empresa HILFIKER DE MEXICO ,deberá ser como mínimo de 45.72 cm, y 1.46 m.para muros menores de 3.66 mts. y mayores respectivamente.

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

VI.2 EJEMPLO DE CALCULO DE MURO DE CONTENCIÓN.

Considerando un muro de 5 mts. de altura, sin talud, con un suelo friccionante, de peso volumetrico de 1.8 ton/m³, peso volumetrico del material de relleno de 1.9 ton/m³, una presión admisible del terreno de 15 ton/m², coeficiente de fricción interna de 0.55, ángulo de reposo del suelo de 30°, y coeficiente del empuje activo $K_A=0.333$. (FIGURA 6-1)

DONDE:

L= LONGITUD DE LA BASE

W= PESO

H= ALTURA DEL MURO

Como "L" no debe de ser menor que el 70% de la altura, y por lo tanto
L \geq 3.5 mts. por lo que para fines de este ejemplo L=3.8 mts.

empleando la ecuación para empuje activo de Rankine

$$EA = \frac{1}{2}KA \cdot r \cdot H^2$$

SUSTITUYENDO VALORES

$$EA = (0.5)(0.333)(1.8)(5)^2$$

$$EA = 7.50 \text{ TON-M}$$

ESTABILIDAD

$$\Sigma V = r \cdot H \cdot L$$

sustituyendo valores

$$\Sigma V = (1.9)(5.0)(3.8)$$

$$\Sigma V = 36.1 \text{ ton}$$

$$\Sigma M = r \cdot H \cdot L \cdot (L/2) + EA \cdot H/3$$

sustituyendo valores

$$\Sigma M = (1.9)(5.0)(3.8)^2/2 + (7.5)(5/3)$$

$$\Sigma M = 81.09 \text{ ton-m}$$

$$e = \Sigma M / \Sigma V - L/2$$

sustituyendo valores

$$e = (81.09/36.10) - (3.8/2)$$

$$e = 0.346\text{m} < L/6 \quad (3.8/6 = 0.633)$$

PRESION EJERCIDA AL SUELO

$$q = (\Sigma V/L)(1+6e/L)$$

sustituyendo valores

$$q = 36.1/3.8 - (1+6(0.346)/3.8)$$

$$q = 14.69 \text{ TON /M}^2$$

Y DADO QUE $q_{adm.} = 15 \text{ ton/m}^2 > 14.69 \text{ ton/m}^2$

FACTOR DE SEGURIDAD

$$F.S. = \phi \cdot \Sigma V/EA$$

sustituyendo valores

$$F.S. = (0.55)(36.10)/7.5$$

$$F.S. = 2.65 > 1.5$$

POR LO ANTERIOR SI ES ESTABLE

VI.3 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo es similar al de la tierra armada descrito anteriormente, con la salvedad de que el acabado de la cara del muro es de acuerdo al catalogo de la empresa HILFIKER DE MEXICO.

PARA LA ELABORACION DEL PRECIO UNITARIO PARA FINES DEL EJEMPLO EL SUMINISTRO DE ANCLAJES Y DISEÑO DE LOS MISMOS CORRE POR PARTE DE LA EMPRESA HILFIKER DE MEXICO, LA CUAL PROPORCIONO EL PRECIO DE QUE SE HACE MENCION.

FELIPE DE JESUS MIRANDA REGALADO
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONCEPTO: E1800 CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCION, BAJO EL POREDIMIENTO DE HILFIKER DE MEXICO, INCLUYE: MANO DE OBRA, MAQUINARIA Y EQUIPO, SUMINISTRO DE ANCLAJES, DISEÑO Y ASESORIA, PARA SU CORRECTA EJECUCION.

UNIDAD DE MEDIDA: ML

<u>MATERIALES</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>COSTO UNITARIO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>IMPORTE</u>
REJILLA PARA DESALZADO DE AGUAS	M/M3	0.15	1.000000	0.15
CAMION PIFA	HR	0.01	85.220000	0.85
VIBRADOR MULLER VAP-90	HR	0.01	88.640000	0.87
MOTOCONFORMADORA	HR	0.01	218.960000	2.19
SUMINISTRO DE PARTES DISEÑO Y ASESORIA	ML	1,513.55	1.000000	1,513.55
TOTAL MATERIALES:				1,517.63
MANO DE OBRA				
PEON	JOR	41.70	3.000000	125.10
ALBARRIL	JOR	77.89	1.000000	77.89
HERRAMIENTA	XMO	202.99	0.040000	8.12
TOTAL MANO DE OBRA:				211.11
COSTO DIRECTO				N\$ 1,728.74
INDIRECTOS				21.0000 % N\$ 363.03
UTILIDAD				10.0000 % N\$ 209.17
PRECIO UNITARIO				N\$ 2,300.96
				=====

(DOS MIL TRESCIENTOS NUEVE PESOS 96/100 M.N.)

 REPRESENTANTE: FELIPE DE JESUS MIRANDA REGALADO

VII .- Muros geotextiles

VII.1 CALCULO.-

Como toda nueva tecnología, los geosintéticos solamente pueden lograr credibilidad y respetabilidad a través de un proceso largo y laborioso, consistente en numerosos estudios teóricos y experimentales, tanto en el campo, como en el laboratorio, hasta definirse una metodología de diseño.

Se debe de reconocer que la mayoría de los productos de geosintéticos disponibles se encuentran en esta etapa.

Como se menciona en un capítulo anterior los geotextiles utilizados en trabajos dentro de la ingeniería civil, y para el caso de muros de contención es por la función de refuerzo ya que el geotextil imparte resistencia a la tensión a un sistema de tierra incrementando la estabilidad estructural, siguiendo el proceso mediante encapsulados de suelo.

El proceso de cálculo puede ser de dos formas, una diseñando por función el cual utiliza criterios establecidos en ingeniería, que establecen relaciones numéricas, entre valores permitidos (propiedades de los geotextiles) los valores requeridos de esa propiedad y de acuerdo al método de cálculo.

Diseño por especificación, es aquel donde se aplican criterios de aceptación de los productos geosintéticos, publicados por organismos afines de reconocida experiencia en el manejo de dichos materiales.

Para este estudio se tomara como base el método de cálculo por función empleado para la construcción de estructuras de muros de contención bajo la teoría de Rankine, considerando que todos los empujes laterales se desarrollan con las presiones del relleno contenido.

VII.2.- Ejemplo.

Considerando un muro de paramento liso de 3.0 De altura sostiene arena limpia mal graduada, el relleno es horizontal, tiene un peso especifico de 1.8 Ton/m³ y un ángulo de fricción interna de 36°.

Diseñar el muro de contencion mediante el método de encapsulado de suelo.

Procediendo con los siguientes pasos:

1).- Calculo de la presión de tierras.

$$\delta h d = k_0 - \delta m - d$$

donde:

$\delta h d$.- Presión de tierra en kg/m²

k_0 .- Coeficiente de presión de tierras en reposo

δm .- Peso volumetrico del relleno

d .- Altura del muro en cuestión

2).- Calculo de la ubicación del refuerzo.

En el sistema de encapsulado, se considera que los empujes laterales de tierra son soportados por la tensión de la faja de geotextil, deacuerdo con lo siguiente.

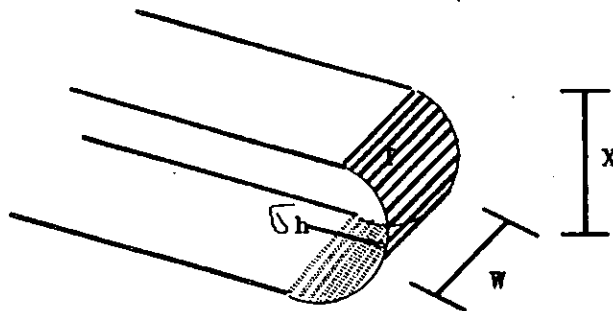


figura 7.1

SISTEMA DE ENCAPSULADO CON GEOTEXTILES

$$t = \delta h t - x$$

donde:

t.- Resistencia a la tracción del refuerzo

x.- Altura de la cápsula

δh .--Empuje lateral total considerándola a $x/22$ como figura regular de acuerdo a la teoría de Rankine, y considerando un factor de seguridad de 1.5 A 1.75 , La determinación del espaciamiento, se calculara despejando de la ecuación de la tracción a la distancia "x" incluyendole el factor de seguridad. Obteníendose:

$$x = t / (\delta h) - (F.S.)$$

La resistencia a la tracción del refuerzo la determina el geotextil, que será empleado, considerando para este caso el typar 3401, el cual es usado para muros de contención, y su resistencia a la tracción es de 1072 kg/m.

Sustituyendo valores y terminos en la ecuación:

$$x = (1072 \text{ kg/m}) / (\delta h - 1.5)$$

Dado que $\delta h = k_0 - \delta m - d$, donde $k_0 = 0.5$

$$\delta h = 0.5 - 1.8 - 3$$

$$\delta h = 2.7 \text{ Ton/m}^2$$

$$x = (1072) / 2700$$

$x = 0.4$ Mts variando las profundidades, se obtienen los sig. Resultados.

Profundidad (mts)	espesor (mts.)
3.00	0.40
2.60	0.46
2.14	0.56
1.58	0.75
0.83	0.83

El siguiente paso es determinar la longitud de anclaje del geotextil, el cual pueda quedar dentro de la zona pasiva de la estructura, evitando que el refuerzo sea jalado hacia afuera.

$$Pa = 2 \cdot d \cdot \delta m \cdot \tan \frac{2}{3} \phi - la \quad (\text{ya se encuentra implícito el factor de seguridad})$$

donde:

pa.- Es la resistencia a que el refuerzo sea jalado hacia afuera

δm .- Peso volumetrico del suelo

ϕ .- Angulo de fricción interna del suelo

la.-Longitud de anclaje determinada desde el plano de falla hacia la zona positiva del muro.

Como ya se menciono el factor de seguridad se encuentra anexado a la formula (2/3) el cual corresponde a una eficiencia del 66.66% Con respecto al suelo.

Para fines de diseño $pa = t$

de acuerdo al simposio de geosinteticos, y de acuerdo a pruebas hechas por Martín et al (1984) muestran que la eficiencia del geotextil typar es del 86% en arenas, mientras que el tecnológico de Georgia muestra el 95% en el mismo caso.

Para lo cual, la longitud de anclaje se obtiene adicionando un factor de seguridad del 1.75.

Despejando de la formula a la:

$$la = 1072 - (1.75) / (2 \cdot d - (1800 - 0.48))$$

Profundidad(mts)	longitud de anclaje(mts.)
3.00	0.36
2.60	0.42
2.14	0.51
1.58	0.69
0.83	1.31

4).-Calculo de longitud de traslape

$$lt = \delta h - x - (f.S.) / (2 - \delta m - d - \tan 0.66\phi)$$

profundidad(mts)	longitud de traslape(mts.)
3.00	0.99
2.60	0.99
2.14	1.00
1.58	0.99
0.83	1.00

Como recomendación de presentadas en el simposio de geosinteticos, si la longitud de anclaje varia de 0.2 A 0.9 Mts, se debe de colocar uniformemente todos estos a 1.0 Mts.

VII.3 PROCESO CONSTRUCTIVO.

para el caso de muros de contencion empleando geotextiles y el método de encapsulado, considerando una longitud variable, se siguen los siguientes pasos.

- Determinación del lugar donde se construirá el muro.
- Se afina el desplante donde se colocara la primera cápsula.
- Se coloca la capa de geotextil sobre el terreno, y se le rellena de material, compactando la primer capa de espesor igual ala primera cápsula.
- Una ves compactado, se le da la longitud de anclaje, apuntalando el paramento, y dándole una cierta inclinacion ,para colocar la siguiente cápsula. Procediendo de forma similar a la anterior hasta llegar a la corona.

Costo

en el caso de los geosintéticos el costo de los trabajos es relativamente bajos dado que el geotextil es económico y solamente sería representativo la mano de obra por colocación y relleno, dado que este proceso es recomendado para alturas pequeñas.

VIII.- CONCLUSION

El objetivo de esta tesis se cumplió, al dar una panorámica de los diferentes muros de contención en su forma tradicional y algunas innovaciones para el mismo caso, bajo sus procedimientos relativamente nuevos en las obras de la Ingeniería Civil.

Se otorga las herramientas de técnicas necesarias para el cálculo de los diferentes muros de contención, así como una descripción de su proceso constructivo, necesario para llevar a cabo la construcción de un muro de contención, así como un resumen del análisis de precio de ese elemento, todo esto para dar una visión más concreta de un trabajo, en cuanto a diseño, construcción y costo de un elemento cotidiano dentro de los trabajos de la Ingeniería Civil.

Se establece que de acuerdo con los sistemas tradicionales de contención como lo son los muros de mampostería, concreto ciclopeo y concreto armado, los cuales son vaciados en sitio, se están volviendo rápidamente obsoletos, dado que su costo se incrementa demasiado al ser trabajos artesanales, y teniendo por su proceso constructivo una pérdida de tiempo considerable, comparándola con nuevas alternativas para solucionar un problema determinado en el caso de muro de contención.

Básicamente los muros vaciados en el sitio son mucho más costosos que la mayoría de los nuevos sistemas de muros de contención y requieren más tiempo en su construcción. A menudo es necesario construir soportes temporales mientras se construyen los muros permanentes y con frecuencia estos muros se localizan en áreas confinadas, con acceso limitado, lo cual vuelve la construcción más difícil y demorada. Como consecuencia de esto, los muros vaciados en el sitio se usan principalmente para obras de pequeña altura.

Los sistemas nuevos los reemplazaran en muchas ocasiones, dado que son mas baratos y rápidos de construir, algunos requieren de menos excavación y causan menos interrupción de trafico, así como en algunos casos dan al entorno otra apariencia agradable y acorde al medio ambiente del lugar.

En el caso de una toma de decisión entre diferentes tipos de muros, es necesario efectuar un planteamiento inicial, dado que no basta con que por ejemplo un muro de mampostería de mas de 10 mts. de altura es mas caro que uno de tierra armada, en bases ideales de acuerdo a esta tesis, por lo cual es necesario plantear algunas consideraciones sencillas que intervienen en la decisión.

-Disponibilidad de materiales; dado que existiera la posibilidad de acarrear materiales a largas distancias, para las componentes del muro o del relleno.

-Disponibilidad de mano de obra especializada; por ejemplo un muro con anclajes, es una solución económica teniendo un contratista especializado.

-Estética del muro acorde al medio ambiente.

-Disponibilidad del tiempo de ejecución; las construcciones rápidas disminuyen la interrupción del trafico, y existe una mayor seguridad para los trabajadores al exponerlos menos tiempo al trafico.

-Altura del muro. dado que algunos muros son económicos para alturas pequeñas como los son los de mampostería, concreto ciclopeo y concreto armado, y unas mas económicas como lo son los muros de tierra armada e Hilfiker (con el inconveniente del tipo de relleno, dado que si se tratara de material cohesivo los sistemas se volverían considerablemente caros y se necesitaría un estudio mas detallado para garantizar su adecuado funcionamiento).

Se encontró que el material de relleno es un factor determinante para la proyección adecuada de cualquier muro, independientemente del material de que estén hechos, otro punto de atención es que no basta con saber diseñar un muro de contención, también debe de marcarse la importancia de las cimentaciones, las cuales deben de estudiarse de forma que les permitan resistir a los esfuerzos verticales y horizontales, que sufren como consecuencia del empuje de los terraplenes, y la importancia vital de un buen sistema de drenaje para los muros.

En el caso de muros de contención utilizando geotextiles, se encontró que el geotextil al tener alta resistencia a la tensión y deformabilidad, refuerza a los suelos, debido a su interacción entre estos y el geotextil, al hacer que el suelo no trabaje en grandes espesores de capa, sino que se integran varias capas y trabajen como un conjunto (este sistema es económico y rápido en proceso de construcción).

En lo que se refiere a la tierra armada y muros de contención Hilfiker, la rapidez de su construcción depende del ritmo adecuado en la colocación del relleno, básicamente.

Es indispensable notar que para un sistema vaciado en el sitio, se requiere de cimbrar, colar, esperar el fraguado y descimbrado antes de iniciar el relleno, con los procedimientos de tierra armada y muros Hilfiker, se puede ir compactando y rellenando, simultáneamente, con la colocación del paramento, lo cual significa un ahorro considerable en el costo y tiempos de ejecución. En el caso de estos métodos, La Tierra Armada de México y Hilfiker de México, su función principal es de suministro de elementos y diseño de los mismos, asesoría y supervisión durante la construcción del muro.

En la mayoría de los casos sean convencionales o nuevos (relativamente), se podrá garantizar la estructura, siendo seguras y económicas se el caso, siempre que se cuente con suelos adecuados para su relleno, sistemas de drenaje adecuados, y sistemas de cimentación propias.

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.

N.J.EVERARD Y J.L. TANER III, DISEÑO DE CONCRETO ARMADO, EDITORIAL SHAUM.

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

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

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

RELAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL, 1997.

C.F.E., MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA, B.2.3. ESTRUCTURAS DE TIERRA.

S.M.M.S. TIERRA ARMADA.

FOLLETO INFORMATIVO MUROS DE CONTENCION HILFIKER DE MEXICO.

S.M.M.S.GEOSINTETICOS,GEOTEXILES Y GEOMEMBRANAS.1990.