



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ARAGON”

**PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA  
MUROS DE CONTENCIÓN CON  
TIERRA ARMADA**

**T E S I S**

Que para obtener el Título de:

**INGENIERO CIVIL**

**Presentar:**

**ADOLFO ROMERO CALDERON**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

San Juan de Aragón, Edo. de Méx. 1993



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## INDICE

<b>CAPITULO I. INTRODUCCION.....</b>	<b>1</b>
1.1. Utilización de los muros de contención.....	1
1.2. Muros de gravedad.....	4
1.3. Muros de concreto armado.....	6
1.4. Muros con contrafuertes.....	10
1.5. Muros de sótano.....	13
1.6. Muros en celosía o muros criba.....	14
1.7. Muros con geotextiles.....	17
<b>CAPITULO II. BREVE HISTORIA DE LA TIERRA ARMADA.....</b>	<b>22</b>
2.1. Antecedentes históricos de la tierra armada.....	22
2.2. Investigaciones sobre esta tecnología.....	25
2.3. Experiencia internacional.....	30
2.4. Perspectivas de uso para el futuro.....	31
<b>CAPITULO III. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION CON TIERRA ARMADA.....</b>	<b>34</b>
3.1. Conceptos básicos y características esenciales de la tierra armada.....	34
3.2. El principio de la tierra armada.....	36
3.3. Pruebas en modelos a escala reducida.....	41
3.4. Experimentos a escala natural.....	48
3.5. Comportamiento y propiedades de la tierra armada....	55
3.6. Fricción en la tierra armada.....	58
3.7. Interacción suelo-refuerzo.....	61
3.8. Métodos de diseño de estructuras de tierra armada...	64
3.9. Consideraciones de análisis y diseño.....	74
3.10. Proporcionamiento de un muro de tierra armada.....	79
<b>CAPITULO IV. EXPERIENCIAS EN MEXICO DE CONSTRUCCION DE MUROS CON TIERRA ARMADA.....</b>	<b>82</b>
4.1. Introducción.....	82

4.2.	Relación de obras de muros de contención con tierra armada.....	84
4.3.	Relación de obras de estribos de puentes con tierra armada.....	86
CAPITULO V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA TIERRA ARMADA..		89
5.1.	Introducción.....	89
5.2.	Datos necesarios para la ejecución del proyecto de una obra de tierra armada.....	90
5.2.1	Muros de contención sin talud.....	90
5.2.2	Muros de contención con talud.....	93
5.2.3	Estribos de puentes.....	96
5.2.4	Muros inundables.....	98
5.3.	Operaciones previas al montaje de la estructura.....	99
5.3.1	Tipo de organización.....	99
5.3.2	Estimación del equipo necesario.....	100
5.3.3	Elementos necesarios suministrados por Tierra Armada, S.A. ....	100
5.3.4	Equipo mecánico y accesorios a disponer por el contratista.....	101
5.3.5	Rendimiento.....	102
5.3.6	Material de relleno.....	102
5.4.	Descarga y acopio de elementos prefabricados.....	104
5.4.1	Armaduras.....	104
5.4.2	Escamas.....	106
5.4.3	Juntas.....	107
5.5.	Operaciones de montaje.....	109
5.5.1	Descripción de los elementos.....	109
5.5.2	Excavación.....	111
5.5.3	Solera de reglaje.....	111
5.5.4	Colocación de la primera fila de escamas.....	113
5.5.5	Terraplenado y colocación de armaduras.....	117
5.5.6	Colocación de la segunda y sucesivas filas de escamas.....	121
5.5.7	Acuñado de las escamas.....	122
5.5.8	Empotramiento de la estructura.....	123
5.5.9	Muros tipo.....	124

CAPITULO VI. CONCLUSIONES.....	130
conclusiones.....	130
Anexo. I Cálculo aproximado del costo del paramento y montaje de un muro de tierra armada por metro cuadrado.....	188
GLOSARIO.....	198
BIBLIOGRAFIA.....	202

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

#### 1.1 UTILIZACION DE LOS MUROS DE CONTENCION

Los muros de contención se usan para resolver numerosos problemas que se presentan con frecuencia en diferentes obras civiles. Están destinados a contener el empuje de las tierras, continuamente aparece la situación en que dos masas de tierra vecinas deben mantenerse a diferente nivel, cuando va a existir una carretera o una zona de almacenamiento inmediatamente adyacente a una excavación, es cierto que el talud es la solución típica para resolver el problema pero con frecuencia ha de recurrirse también al uso de estructuras de contención.

La mayor parte de éstas estructuras, construidas en carreteras y ferrocarriles, son muros de concreto o mampostería, aunque algunas veces se emplean otros tipos especiales. Casi siempre estos muros son de escasa altura, por lo general de 8 a 10 metros, de manera que su construcción y aún su proyecto pueden hacerse con razonable seguridad práctica.

Las teorías de que se dispone actualmente para el cálculo de las obras de contención de tierras tienen defectos graves y son inciertos en el sentido de que muchas veces es muy difícil definir en la práctica si se están cumpliendo las condiciones de aplicabilidad en la medida necesaria. No hay ninguna teoría de aplicación universal y su utilidad para un caso dado depende siempre de condiciones de la estructura y del relleno que no son fáciles de prever, tales como la deformabilidad de la estructura, vertical y horizontalmente, las condiciones de relleno, por ejemplo en lo relativo a la saturación o evolución de su resistencia

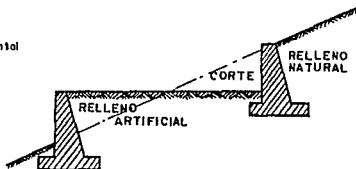
al esfuerzo cortante con el tiempo. Así se han de manejar varias teorías de empuje y diversos tipos de estructuras de contención.

Los casos más comunes de utilización de estructuras de contención, son los siguientes:

- 1.- Confinamiento de terraplenes, sea porque no se dispone de espacio para su derrame, como ocurre con frecuencia en zonas urbanas, o porque tales derrames resultarían demasiado largos, angostos e inseguros y difíciles de construir, como suele suceder en secciones en balcón sobre laderas de pendiente fuerte.
- 2.- Confinamiento de accesos a puentes, pasos a desnivel, alcantarillas y otras estructuras. Se trata de evitar taludes con derrame importante, sea por no haber espacio para ellos, para no invadir cauces y zonas inconvenientes o por ahorro en el movimiento de tierras.
- 3.- Retención de masas de tierra inestables en sí mismas; en este caso, el elemento de retención se utiliza como solución al problema de inestabilidad.



NOMENCLATURA DE UN MURO DE CONTENCION

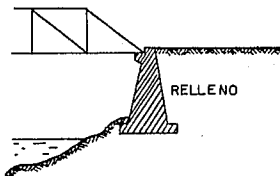


SECCION EN BALCON PARA UN CAMINO O FERROCARRIL





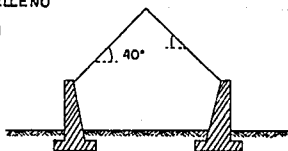
TERRAPLEN PARA CAMINO O FERROCARRIL



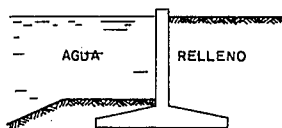
ESTRIBO DE RETENCION



LECHO DE UN CAÑAL EN CORTE



ALMACENAMIENTO DE MATERIALES GRANULARES



MURO DE RETENCION PARA AGUA Y TIERRA

MURO SEPARADOR EN LA TRANSICION ENTRE 2 SECCIONES DE PRESA

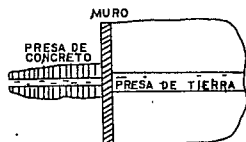


FIG. I-1 USOS COMUNES DE MUROS DE CONTENCION

## 1.2 MUROS DE GRAVEDAD

Estos muros se denominan de gravedad porque es precisamente su peso el que permite resistir los esfuerzos volcados que han sido ejercidos por el terreno.

Las figuras (1.2 - a,b,c) muestran el perfil tipo de un muro de este género.

Cinco fuerzas o grupos de fuerzas solicitan estas obras:

- 1.- El empuje del terreno sobre la pared que hace de contención "P".
- 2.- El empuje pasivo "B", en la cara opuesta a la cimentación.
- 3.- La reacción "R" del terreno de cimentación.
- 4.- La eventual subpresión "S" debida a la capa freática y con generalidad a los esfuerzos del agua sobre la obra.
- 5.- El peso propio del muro "G".

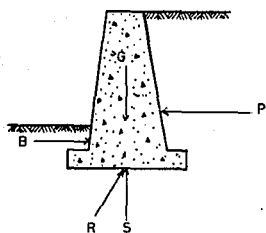
El cálculo del peso del muro "G" no presenta ninguna complicación y es relativamente sencillo, lo mismo sucede con la subpresión eventual debida a la capa freática si el agua se encuentra en reposo. Al igual que con "S".

Por razones de seguridad se hace normalmente abstracción del empuje pasivo "B". Esto nos lleva a considerar que lo esencial del problema es por lo tanto, determinar el empuje del terreno "P" sobre la pared que hace de contención. Se comprueba a continuación que el terreno puede proporcionar la reacción "R" y que la estabilidad del conjunto de la obra queda asegurada.

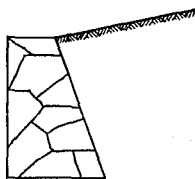
Estas últimas operaciones no ofrecen dificultades teóricas, por lo que es muy frecuente que se llegue a confundir el cálculo de muros con la determinación del empuje de las tierras.

Son indispensables dos condiciones para que los cálculos desa-

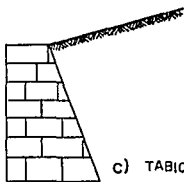
rollados tengan sentido, la sobrepresión del agua en el interior del relleno debe ser despreciable y las constantes del suelo que figuran en las expresiones del empuje deben tener valores bien -- definidos que puedan determinarse con suficiente precisión. Estas precauciones resultan caras y por ello no siempre resulta ecóno-- mico su utilización en pequeñas obras. Estas suelen calcularse de forma empírica. Por el contrario si el muro tiene más de 5 o 6 -- metros ó constituye la pieza clave de una construcción, es prefe-- rible cuidar el drenaje y la ejecución del relleno. Entonces se - puede utilizar los métodos para empuje de tierras.



q) CONCRETO



d) MAMPOSTERIA



c) TABIQUE

FIG. 1-2

### 1.3 MUROS DE CONCRETO ARMADO

La concepción de los muros de contención de concreto armado -- difieren sensiblemente de los muros de gravedad. Las tierras se sujetan mediante una pantalla vertical cuyo equilibrio esta asegurada por una zapata que se prolonga por debajo del terraplén. Esta zapata soporta el peso de las tierras cuya función estabilizadora es evidente. La parte más delicada de la obra es el empujamiento de la pantalla con la zapata, desarrollándose en esta zona los mayores momentos flectores.

La forma del paramento interior de estos muros difiere demasiado de la linea recta para que se puedan utilizar los métodos relativos al empuje de las tierras desarrolladas. Por otra parte, es necesario tener muy presente que la parte del macizo comprendida entre la pantalla y la zapata no puede pasar al estado plástico, permaneciendo en estado elástico. Además, este tipo de muros, exige a menudo contrafuertes que vienen a complicar el problema introduciendo una tercera dimensión. El cálculo de estos muros en el estado actual de casos, tiene mucho más de empirismo adornado de teoría, que de conocimiento profundo del comportamiento mecánico de las tierras.

A fin de evitar el agrietamiento provocado por las ligeras retracciones del concreto o las variaciones de temperatura, así como por los pequeños asentos del terreno de cimentación, es necesario disponer juntas verticales.

Estas juntas verticales, distan entre sí de 6 a 10 metros, deben revestirse con cartón asfáltico (o cualquier otro material apropiado).

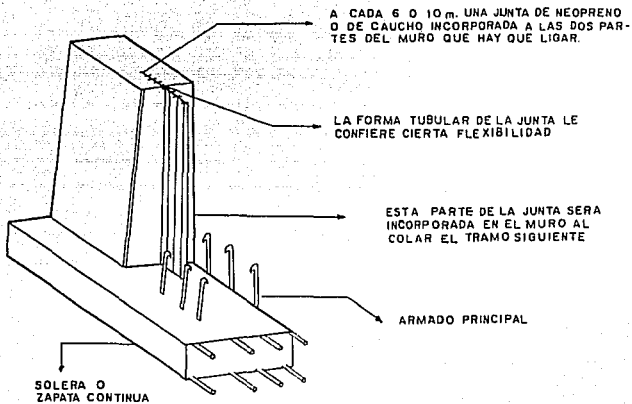
La realización de un ligero achaflanado evita que se desposti-

llen las aristas o labios de la junta.

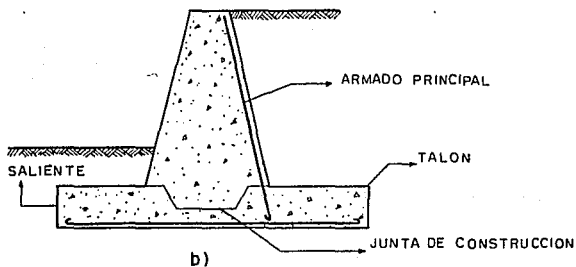
El agua puede ocasionar el reblandecimiento del terreno, modificando con ello su estructura, su consistencia y su resistencia. Con el fin de eliminar los peligros de desperfectos ocasionados por la acumulación del agua en la parte del muro que mira aguas arriba, es necesario prever un sistema de drenaje o de drenes desagüe. Estos dos elementos sirven para eliminar el agua con lo cual se conserva el terreno en su mejor estado y se evita los empujes superfluos del agua o del hielo, en caso de heladas.

Para asegurar una evacuación eficaz del agua, es necesario terraplenar la parte de arriba del muro con grava limpia o balasto. Este terraplenado debe descansar sobre el drenaje que, a su vez, estará colocado sobre un umbral impermeable de concreto o de arcilla comprimida. Se puede aplicar este mismo dispositivo cuando la evacuación de las aguas este asegurado por medio de drenes.

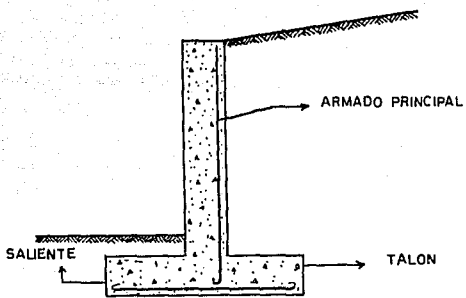
El paramento de los muros de contención puede llevarse a cabo con las exigencias de la estética. Los muros de concreto pueden recibir un revestimiento de piedra, u otro material ó bien dejarse en bruto, tal como resulta del descimbrado. En este último caso, el cimbrado debe tener sus juntas bien cerradas, la madera bien cepillada y el concreto con una granulometría de acuerdo con el sistema adoptado para la puesta en obra. Es conveniente mezclar a la masa de concreto aditivos adecuados a las características requeridas.



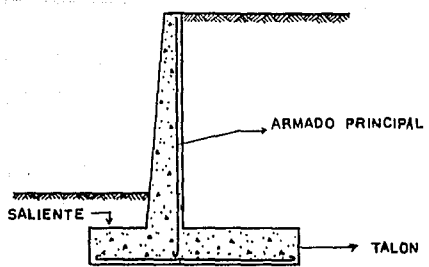
a)



b)



c)



d)

FIG- 3

#### 1.4 MUROS CON CONTRAFUERTE

Con mucha frecuencia hay necesidad de proyectar muros que tengan contrafuertes. La disposición general se ilustra en la figura 1-4 y se usa en el caso de muros de contención extremadamente altos.

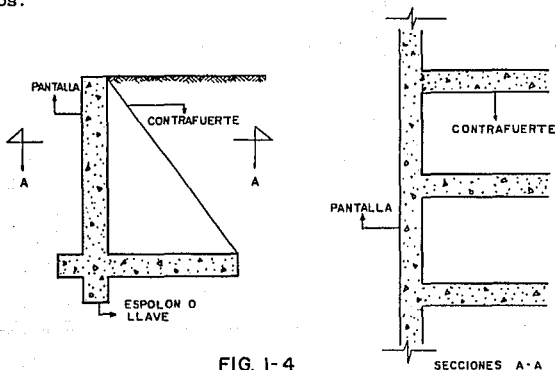


FIG. 1-4

El proyecto y cálculo estructural de este tipo de muros es muy diferente del correspondiente a los muros cantiliver o de 'T' invertida. Los contrafuertes sirven de apoyo para la pantalla y la placa de cimentación, los cuales se calculan como placas continuas apoyadas en los contrafuertes. El armado principal en este tipo de muros se coloca en sentido horizontal.

La separación entre contrafuertes depende de un gran número de factores, pero normalmente varía entre  $1/3$  y  $1/2$  de la altura del muro.

El volteo y el deslizamiento se estudian y se resuelven en la misma manera que en los muros cantiliver, lo mismo que el cálculo



de la saliente delantera cuando se emplea.

La pantalla y el talón del cimiento se calculan como placas -- armadas en una dirección, usando los coeficientes del código ACI para vigas continuas. Se consideran sobre franjas de 1 metro de -- ancho tanto en el sentido horizontal como en el vertical. Las --- cargas uniformes promedio  $W_h$  o  $W_v$  tal como se indican en la figura 1-5a.

La pantalla se usa como aleta de una viga 'T' para la cual el contrafuerte actúa como alma. La altura máxima de la viga 'T' es la sección A-A de la figura 1-5b. Las solicitaciones para el contrafuerte son reacciones acumuladas de la placa de pantalla, que varía linealmente. El código no establece una sección crítica para el esfuerzo cortante, pero en la práctica la sección A' - B' - se emplea frecuentemente. La fuerza cortante se calcula según la ecuación.  $V'' = V + (M/d) \tan B$

La altura útil 'd' es la de la sección B'-c' llamando de la -- distancia desde B' hasta el centro de gravedad del armado principal.

Se colocan barras horizontales y verticales en ambas caras del contrafuerte para efectos de retención del fraguado. A las barras horizontales se les da la forma de estribo U o cerradas, a fin de sostener el armado principal.

Hay que notar finalmente que en otros casos se adopta una disposición con los contrafuertes adelante, caso en el cual se denomina muro de contención con contrafuertes delanteros.

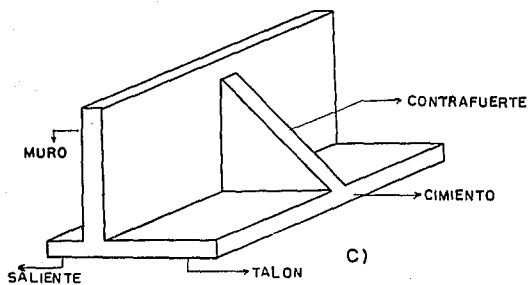
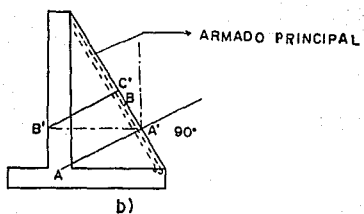
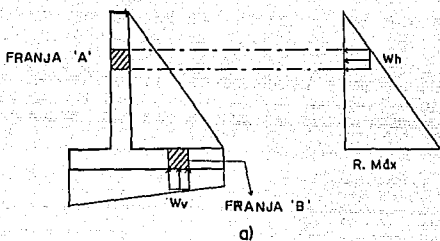


FIG. 1-5

### 1.5 MUROS DE SOTANO

Los métodos para calcular muros de sótano difieren según el método de construcción. Se puede considerar como placas con apoyo en los cuatro lados, constituidas por las columnas, el cimiento de la base y la placa del primer piso, tal como se muestra en la figura 1-6a. Se tendrán sólo dos apoyos cuando el muro se sustenta únicamente en las placas superior e inferior figura 1-6b.

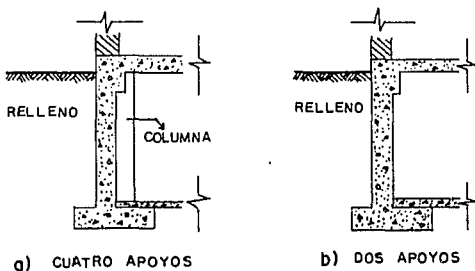


FIG. 1-6

Cuando además actúan grandes cargas axiales sobre el muro hay que tener en cuenta los efectos de compresión y pandeo, tal como se ilustra en la figura 1-7.

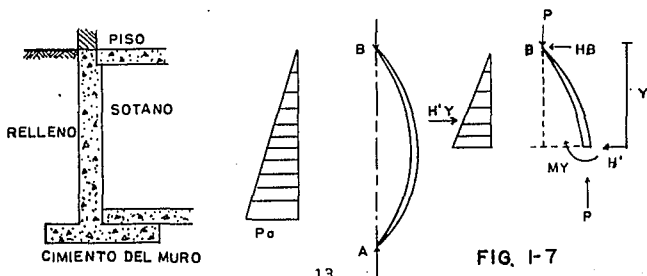


FIG. 1-7

## 1.6 MUROS EN CELOSIA O MURO CRIBA

En la figura 1-8a se muestra el tipo característico de muro -- y que se denomina muro criba o, quizá más propiamente, muros en celosía o muros en parrilla de gravedad. Se construyen con piezas de concreto armado o especiales de acero. Las piezas se disponen formando celdas paralelepípedicas que posteriormente se rellenan con suelo. La figura 1-8b muestra un detalle de estas estructuras, con vista en planta y perfil.

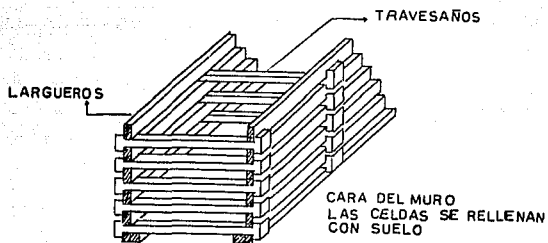
El ancho 'b' del muro se determina analizando al conjunto como un muro de retención común de gravedad, bajo la acción del peso propio, el empuje y las reacciones del terreno. Las dimensiones de las piezas prefabricadas se escogen de manera que  $f \geq 2e$  (figura 1-8b); de otra manera se saldría, si el relleno es de material granular. Los largueros 'B' deben calcularse para resistir flexión, como vigas de claro 'a' sobre dos apoyos; la fuerza que produce la flexión, debido al empuje de tierra, será  $(d+e) \cdot a \cdot 0.5 \cdot \gamma \cdot b$ , siendo  $\gamma$  el peso volumétrico del relleno y con todas las demás letras con los sentidos que se muestran en la figura 1-8b. -- Las piezas 'B' deben resistir también la mitad de la presión vertical total que actúa sobre los travesaños 'A' y que más adelante se detalla. Esta presión lateral, que corresponde al empuje de un silo, se desarrolla cuando la celosía se rellena con suelo antes de colocar el relleno propiamente dicho; este último ya no produce momentos flexionantes de importancia. Cuando las piezas A y B sean de concreto, deberán armarse simétricamente en el lecho de tensión y de compresión. Las piezas 'A' deben armarse también para tomar en tensión la fuerza lateral total que se ejerce contra una pieza 'B'; la cabeza de la pieza 'A' debe ser capaz de tomar -

la misma fuerza en cortante. Las piezas 'A' deben diseñarse como vigas a flexión, con claro 'b' y dos apoyos; se considerará sobre ellas una fuerza vertical total igual a  $(d+e) \cdot b \cdot 0.5 \gamma a \cdot 0.58$ , donde 0.58 es el coeficiente de fricción entre el material de la pieza y el relleno (equivale a  $\delta = 30^\circ$ ); esta fuerza se transmite en ambos lados de la pieza.

Los muros en celosía tienen como principal virtud la de poder resistir considerables asentamientos diferenciales sin mayor daño; también aceptan desplomes y desplazamientos horizontales en una escala que sería destructiva para otro tipo de estructuras.

El material que rellene las celdas del muro debe ser friccioso y permeable; con esta última condición se logrará una magnífica contribución al drenaje del relleno tras el muro.

Dentro de las celdas del muro el material se debe colocar con una compactación adecuada que impida su posterior reacomodo, pues de otra manera se corre el riesgo de que se invierta el empuje de tierras, que normalmente debe actuar sobre el muro en dirección descendente, y al actuar contra el muro de abajo hacia arriba (dirección ascendente) produzca empujes mucho mayores. Un efecto similar puede producirse cuando el muro se asienta respecto al relleno; dado lo usual que es construir estos muros sobre terrenos blandos, la anterior condición debe siempre tenerse en mente en el momento de los análisis.



a)

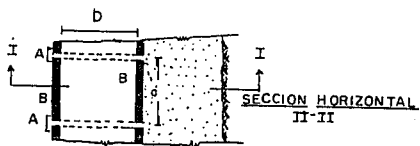
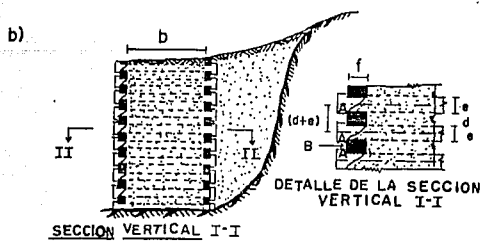


FIG. 1-8

## 1.7 MUROS CON GEOTEXTILES

Los llamados geosintéticos son productos fabricados a partir de polímeros (del griego Polys-Meros, que significa muchas partes), que son empleados en obras de ingeniería civil para cumplir funciones de anticontaminación, redistribución de esfuerzos, refuerzo en tierra, filtración, drenaje, control de permeabilidad y otras funciones. Los principales miembros de esta familia son los geotextiles, las georedes, las geomembranas y muchos otros denominados geocompuestos.

Los geotextiles son telas permeables, que utilizadas en combinación con la cimentación, suelo, roca, tierra o cualquier otro material geotécnico, forman parte de un proyecto, estructura o sistema realizado por el hombre. Se componen de un grupo de polímeros denominados plásticos, que son moléculas gigantes obtenidas sistemáticamente a partir de derivados de la industria petroquímica.

Para la fabricación de geotextiles se emplean predominantemente 4 tipos de plásticos: el polipropileno, el poliéster, el nylon y el polietileno. Según Jagielski (1989), el primero representa un 65% del consumo mientras que el segundo representa el 32%. Estos plásticos deben transformarse primero en filamentos, posteriormente, por un proceso textil, formar telas de diferentes características.

Existen dos tipos de geotextiles, tejidos y no tejidos. Los geotextiles tejidos son aquellos en que los elementos individuales se entrelazan en disposición geométrica regular, perpendicularmente unos con respecto a otros de tal manera que constituyen una estructura como el de las telas comunes.

Los aspectos importantes a considerar son su resistencia y --- elongación estructural del tejido, así como su influencia en la permeabilidad y altas propiedades anisotrópicas.

Los geotextiles no tejidos de acuerdo a su proceso de fabricación se pueden clasificar en: termosellados y entrelazados mecánicamente, en los primeros los filamentos se orientan en forma irregular, distribuyéndose en todos los sentidos. El sellado o --- unión por fusión se logra pasando el material entre rodillos ca--- lientes, uniendo a las fibras en las zonas donde se cruzan; en --- los segundos se fabrican por medio de la acción de agujas, las --- fibras se enredan entre sí. Algunas veces se les imparte un aca--- bado de impregnación de resinas del tipo acrílico, que aumenta --- la resistencia a la tensión, el módulo, la resistencia a la per--- foración, pero reduce la elongación y la resistencia al rasgado, --- debiendo aplicar un secado especial para restablecer la permeabi--- lidad.

<u>Propiedades de los geotextiles</u>		
PROPIEDAD	Factor que controla (*)	
	Polímero	Fabricación
<u>Propiedades Generales</u>		
Peso específico	3	0
Espesor	1	3
Absorción de agua	1	3
Homogeneidad	0	3
<u>Propiedades Mecánicas (**)</u>		
Resistencia a la tracción	2	3
Elongación a la ruptura	2	3
Relación carga-elongación	2	3



Elongación bajo carga estática	3	3
Fatiga	1	3
Resistencia a la perforación	1	3
Resistencia al reventamiento	2	3
Resistencia a la abrasión	2	3
Fricción	1	3
Isotropía	0	3
<u>Propiedades Hidráulicas</u>		
Permeabilidad transversal	0	3
Capacidad de filtración	0	3
Resistencia al taponamiento	?	3
<u>Propiedades de durabilidad</u>		
Estabilidad biológica	3	0
Estabilidad a la luz ultravioleta	3	1
Estabilidad química	3	0
Estabilidad térmica	3	0

(tabla 1)

(\*) escala de claves

- 3 - significa gran efecto
- 2 - representa efecto significativo
- 1 - representa efecto ligero
- 0 - representa efecto insignificante
- ? - significa efecto desconocido

(\*\*) Puede variar muchísimo para el geotextil aislado contra el resultado con el geotextil en el suelo o agregado.

Farmaoui y Nowatzki (1982) reportan incrementos mayores al 200% en la resistencia a la tracción de geotextiles confinados, en ensayos de laboratorio.

Aunque hay un considerable número de aplicaciones para geotextiles en obras de ingeniería civil sus funciones siempre se pueden clasificar incluyéndose en una de las siguientes categorías:--separación e impermeabilización; filtración y drenaje; contención y confinamiento; refuerzo y armado.

En el refuerzo y armado el geotextil imparte resistencia a la tensión a un sistema tierra-geotextil, incrementando la estabilidad estructural. Algunos ejemplos son el refuerzo de terraplenes--construidos sobre suelos inestables, el desplante de taludes con mayores ángulos de inclinación, la construcción de muros de contención mediante encapsulados de suelo etc.

#### Criterio de retención

Este criterio depende de la densidad de la tierra (ID) y de -- la inclinación de su curva granulométrica (C'u, que es el coeficiente de uniformidad de un suelo propuesta por Allen Hazen; los--suelos con  $C'u < 3$  se consideran muy uniformes pues aun en las --- arenas naturales muy uniformes rara vez presentan  $C'u < 2$ ).

El tamaño requerido de la abertura del geotextil puede ser -- más grande o más pequeño que las partículas de tierra, dependiendo de los valores ID y C'u .

Este criterio es presentado en la tabla 2.

Índice de densidad del suelo	Coeficiente de uniformidad lineal del suelo	
	$1 < C'u < 3$	$C'u > 3$
suelo suelto ID < 35%	$0.95 < C'u < D50$	$0.95 < 9/C'u < D50$
suelo de densidad media 35% < ID < 65%	$0.95 < 1.5C'u < D50$	$0.95 < 13.5/C'u < D50$
suelo denso ID > 65%	$0.95 < 2C'u < D50$	$0.95 < 18/C'u < D50$

(tabla 2)

- Donde ID Densidad relativa del suelo  
 C'u Coeficiente de uniformidad lineal  
 095 Tamaño del poro del geotextil  
 D50 Tamaño promedio de las partículas del suelo

Esquema conceptual de un muro de contención construido mediante encapsulado de suelo con geotextil.

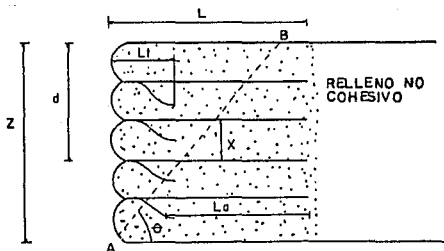


FIG. I-9

- $z$  = Altura hasta la corona del muro  
 $d$  = Altura desde la corona del muro hasta donde se efectúa el cálculo  
 $x$  = Espesor de la capsula que se calcula  
 $L_a$  = Longitud de anclaje por fricción  
 $L_t$  = Longitud de traslape del textil  
 $L$  = Longitud de la zona rellena  
 $\phi$  = Ángulo del plano de falla ( $45 + \phi/2$ )  
 $AB$  = Plano de falla

## CAPITULO II

### BREVE HISTORIA DE LA TIERRA ARMADA

## CAPITULO II

### BREVE HISTORIA DE LA TIERRA ARMADA

#### 2.1 ANTECEDENTES HISTORICOS DE LA TIERRA ARMADA

La tierra armada fue inventada por Henri Vidal, que publico -- los primeros resultados de sus investigaciones en 1963.

El 14 de marzo de 1965 Henri Vidal inventor de la tierra armada, impartio su primera conferencia sobre este tema. Para esa fecha sólo existía una estructura de tierra armada, que era el muro de pragnère construido en 1964, aunque el inventor ya había para entonces realizado una amplia investigación teórica y experimental con modelos de laboratorio a escala reducida.

En 1966 el Laboratorio Central de Puentes y Caminos empezó a -- interesarse por la tierra armada. A principios de 1967, llevo -- acabo las primeras investigaciones tendientes a verificar los métodos empleados para el diseño de muros de tierra armada. Dichos proyectos se realizaron a base de modelos bidimensionales usando cilindros de acero que toman el lugar del suelo.

Al mismo tiempo, los ingenieros del citado laboratorio tomaron parte en un estudio geotécnico efectuado para la construcción de una carretera en un sitio montañoso en la zona de Niza (al sur de Francia). Preocupados por la construcción de terraplenes altos en taludes compactos e inestables, pensaron en la tierra armada, debido a su flexibilidad podría proporcionar soluciones interesantes a los problemas específicos del sitio.

Las primeras obras significativas se realizaron a partir de -- 1967, la utilización de la tierra armada comenzó entonces a desarrollarse rápidamente y a principios de los 70. numerosas obras -- de gran tamaño se encontraban ya en servicio en diferentes países.

Como resultado, entre 1968 y 1969 se construyeron los primeros muros con un total de paramento exterior de 5630 m<sup>2</sup>.

En 1968 el antes mencionado laboratorio también efectuó el primer experimento a escala natural en el muro Incarville.

En esta forma, mientras que la compañía tierra armada desarrollaba importantes investigaciones sobre la tecnología del método, los primeros avances fundamentales sobre el comportamiento de la tierra armada se realizaban en el citado laboratorio central de puentes y caminos.

Pueden citarse, entre otras obras, el muro de Peyronnet de 23 metros de altura en la autopista Niza-Menton y los parques de almacenamiento de productos pesados en Dunquerque (Francia), los importantes muros construidos en la autopista 39 de California y en la carretera Interestatal 70 de Vail Pass en las Montañas Rocosas (Estados Unidos), el cruce de carreteras a distintos niveles de Henri Bourassa en Quèbec (Canadá), las obras de la autopista Bilbao Behobia en España y el muro de once kilómetros de la carretera litoral de St. Denis en la Isla de la Reunión.

Posteriormente, la tierra armada ha sido aceptada en todos los grandes países industriales y su utilización se ha diversificado muchísimo. Al final de 1986, las sociedades tierra armada habían realizado más de 10,000 obras por todo el mundo.

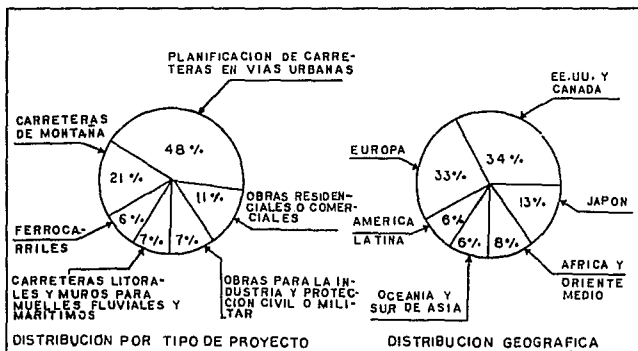
Un desarrollo tan rápido ha exigido un esfuerzo muy considerable para convencer a los usuarios. Ha habido que poner en marcha una acción comercial muy dinámica en todos los países que presentaban un mercado potencial suficiente; y también ha habido que ganarse la confianza de los clientes ofreciéndoles prestaciones de servicios irreprochables, muy adecuadas en cada caso a las

condiciones locales y encontrar para cada aplicación novedosa un usuario suficientemente convencido como para actuar de pionero.

Esta era una de las misiones esenciales confiadas a las distintas sociedades que se han ido implantando paulatinamente en la mayoría de los países.

Los muros de contención y los estribos de puentes de carreteras y de ferrocarriles constituyen la aplicación más común: más de 7,000 muros de contención y más de 1,500 estribos de tierra armada están en servicio por todo el mundo.

Por otra parte, se han realizado numerosas obras de instalaciones comerciales e industriales (plantas de trituración o cribado, parques de almacenamiento de carbón o de otros minerales, diques de seguridad alrededor de depósitos de gas licuado o de petróleo), para la protección civil o militar contra explosiones, en la realización de soleras, para aplicaciones hidráulicas como presas aliviadero, muros de canales de ríos, obras litorales marítimas, muros de muelles, embalses...



La forma en que las obras están distribuidas en el mundo refleja perfectamente el nivel de desarrollo económico de los diferentes países, existiendo numerosas realizaciones en Europa, América del Norte y Japón. Una parte importante de las economías que se obtienen con la tierra armada proviene de la reducción de horas de la mano de obra, lo que convierte a la tierra armada en el material ideal de los países en que su costo es elevado.

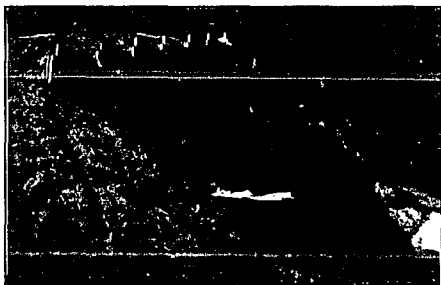
## 2.2 INVESTIGACIONES SOBRE ESTA TECNOLOGIA

Antes de publicar su invento, Henri Vidal había tenido buen cuidado de hacer numerosas pruebas con maquetas a escala y de reunir un gran volumen de documentación sobre los diferentes materiales susceptibles de ser utilizados para la construcción de las obras. Estas pruebas efectuadas con medios limitados le permitieron ofrecer métodos de cálculo rudimentarios pero suficientes para relizar las primeras obras.

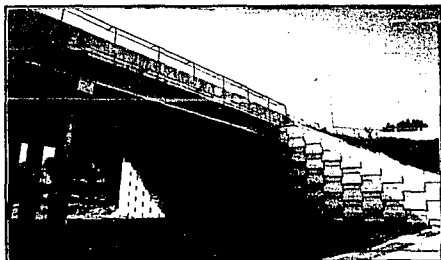
Posteriormente, la administración de carreteras de diferentes países (especialmente Francia y luego los Estados Unidos) y diversas universidades iniciaron campañas de pruebas de laboratorio y de medidas en obras reales. Estas investigaciones confirmaron los primeros resultados publicados por Henri Vidal. Permitieron además que se aprobara el procedimiento y que se realizaran rápidamente obras de gran altura (en especial en Francia, en la autopista Niza-Menton). No obstante, estas obras eran todavía insuficientes para poner a punto las mejores optimizaciones indispensables para lograr el rápido desarrollo de la tierra armada.

Por tanto, fue necesario que las sociedades que explotan la tierra armada invirtieran una parte importante de sus recursos en





El programa de investigaciones incluye la construcción de diversos muros experimentales de tamaño real. Esta obra se ha realizado con diferentes tipos de armaduras. Se ha sometido a sobrecargas variadas y equipado con numerosos instrumentos de medición para registrar todos los datos deseados.



Milares de obras construidas en todo el mundo avalan los excelentes servicios prestados por la red de Tierra Armada en el estudio, control de suministros y asistencia técnica durante el montaje.

un programa de investigación coherente, importante y de larga duración. Este programa, realizado a medida que se implantaba la red, se ha proyectado sobre tres campos: El dimensionado de la tierra armada, la durabilidad de las obras y el desarrollo de la tecnología de los componentes.

La investigación sobre el dimensionado ha exigido el análisis sobre el comportamiento de la tierra armada bajo los efectos de las diversas acciones estáticas, dinámicas o térmicas a las que pueden verse sometidas las obras. Este estudio se ha efectuado en laboratorio con modelos tridimensionales reducidos, con diferentes muros de prueba de tamaño real y con obras en servicio. Se ha completado con un análisis sistemático con modelos matemáticos, incluyendo en los cálculos a elementos finitos en fase elasto-plástica con simulación de las condiciones de rozamiento de la tierra con las armaduras. Independientemente de las investigaciones financiadas parcial o totalmente por organismos ajenos, el grupo tierra armada ha construido cuatro muros de prueba cuya altura variaba entre seis y diez metros y ha dedicado veinte mil horas de sus ingenieros a este programa. El estudio de simulación con computadora ha movilizadado en particular a todos los ingenieros durante cerca de tres años. Gracias a esta inversión, el grupo dispone ahora de todo un conjunto de programas informáticos que le permiten establecer el modelo de comportamiento de la tierra armada en todas sus formas y situaciones posibles.

La investigación sobre la durabilidad se ha orientado, sobre todo, hacia la elección de las armaduras, lo que es esencial para conseguir que las obras sean perpétuas. Para cada material considerado, hace falta analizar las propiedades mecánicas iniciales y

poder predecir su evolución en periodos muy largos (un centenar - de años), sin olvidar que la armadura estará envuelta por tierras muy diversas y sometida a esfuerzos de tracción permanentes. Igualmente hace falta definir las tierras compatibles con la armadura estudiada.

La larga duración de las obras es un factor tan importante que nos ha llevado a estudiar sistemáticamente el comportamiento de - la mayoría de los materiales existentes en el mercado: acero, --- acero galvanizado, acero revestido (en particular, con epoxi), -- aleaciones pasivas (acero inoxidable, aleación de aluminio), materiales plásticos (poliéster, poliéster reforzado con fibra de vidrio, aramidas, polietilenos en forma de tiras o de geotextiles).

Este estudio incluye el análisis bibliográfico de investigaciones anteriores (citaremos en particular la campaña de pruebas -- llevadas a cabo durante cuarenta y cinco años por el National Bureau of Standards de los EE.UU. sobre muestras de acero desnudo o galvanizado enterradas); pruebas de laboratorio en tiempo real -- sobre la evolución en función del tiempo, la velocidad de corrosión de muestras colocadas en contacto con el terreno (las pruebas realizadas con acero galvanizado duraron diez años en 200 terrenos diferentes); extracción de muestras de un centenar de --- obras antiguas que utilizaron acero negro o galvanizado, acero -- inoxidable, aleaciones de aluminio y bandas de tergal. Por ahora, solamente el acero galvanizado ha dado resultados previsibles y - conformes con las evaluaciones efectuadas a partir de estudios -- anteriores. En todos los demás materiales, se ha comprobado que - el comportamiento es aleatorio, imposible de prever de manera realista en las tierras normales y los deterioros observados pueden

superar grandemente las indicaciones obtenidas de los fabricantes de los materiales. Esta investigación sobre la duración ya ha -- ocupado cerca de 20,000 horas de trabajo de ingenieros y técnicos.

El desarrollo tecnológico de la tierra armada ha implicado numerosas investigaciones destinadas a optimizar y diversificar los elementos prefabricados y a definir mejor las tierras con las que se les puede asociar.

Después de las pieles metálicas y las placas cruciformes de -- concreto, para cuya optimización se necesitaron 300 pruebas de -- ruptura con placas reales, el grupo ha puesto a punto diferentes -- elementos adaptados a obras particulares, como los muros inclinados de grandes depósitos de almacenamiento, muros verdes, muelles construidos dentro del agua, estribos-pila. Las armaduras de alta adherencia son la culminación de una importante investigación --- destinada a optimizar el coeficiente de adherencia tierra-armadura. Más de 500 pruebas de tracción a tamaño natural realizadas en terrenos diversos han demostrado que, con las armaduras nervadas -- utilizadas por el grupo, la resistencia al arranque es de dos o -- tres veces mayor que con las armaduras lisas.

Esta investigación se ha realizado también sobre la granulometría de las tierras utilizadas en las obras. Combinando la experiencia adquirida en obras y en las campañas de pruebas del grupo, ha sido posible emplear materiales con mayor contenido de finos, -- a condición de cuidar correctamente las condiciones de puesta en obra y de compactación.

Otras pruebas han permitido optimizar la fijación de barreras de seguridad y otros dispositivos sobre los macizos de tierra armada y conocer mejor el comportamiento de los diferentes compo--

mentos concentrados, explosiones próximas, choques térmicos (vertidos de gas licuado, incendio), ondas expansivas de explosiones nucleares...

Como se ha expuesto, las inversiones realizadas por el grupo en la investigación son considerables. Se estiman en alrededor de ocho millones de dólares y han desempeñado un papel importante en el desarrollo de la tierra armada.

### 2.3 EXPERIENCIA INTERNACIONAL

Se han construido obras de tierra armada en todas las regiones del mundo, las cuales han estado sometidas a las más diversas y rigurosas condiciones climáticas y agresiones exteriores, tales como sobrecargas estáticas muy importantes, vibraciones, explosiones próximas, impactos, temblores de tierra de gran intensidad, nieve y frío en el norte de Canadá y Alaska, acción del hielo a lo largo de los ríos canadienses durante el invierno y la época del deshielo, grandes ciclones acompañados de lluvias torrenciales, acción de olas y tempestades en parajes marítimos, considerable aumento de temperatura durante los incendios de larga duración de las catástrofes petroleras. En todos los casos de agresiones extraordinarias o accidentales, el comportamiento de la tierra armada ha sido cuidadosamente analizado para extraer de

ellos todas las enseñanzas posibles.

Por otra parte, numerosas obras están erigidas sobre terrenos susceptibles de compresión o sobre pendientes poco estables, por lo que soportan asentamientos y movimientos diferenciales importantes. Los terrenos utilizados para el terraplenado varían mucho de una región a otra, de un país a otro, lo que ha permitido reunir en el grupo una extensa documentación sobre las tierras utilizables y las precauciones que deben tomarse en casos puntuales.

Algunos desaciertos, poco numerosos, han sido objeto de detenidos análisis y de reflexiones profundas con el objeto de subsanar las irregularidades observadas.

Toda la experiencia adquirida a través de la red internacional de explotación ha sido sistemáticamente centralizada y complementada por una política muy dinámica de investigación.

De esta manera, el grupo a podido acumular, en una veintena de años, unos conocimientos excepcionales que le permiten en especial ofrecer métodos de cálculo, con un alto grado de adaptación a las diversas exigencias, optimizar los costos sin reducir los coeficientes de seguridad, elegir las disposiciones constructivas y los materiales más adecuados para asegurar el buen funcionamiento de las obras durante el tiempo que permanezcan en servicio.

#### 2.4 PERSPECTIVAS DE USO PARA EL FUTURO

Apesar de los años transcurridos desde el lanzamiento de la tierra armada, el programa de investigación y desarrollo continúa manteniéndose en plena actividad y complementando armoniosamente la experiencia cada vez más amplia adquirida por las sociedades de explotación. Así, enriquecido constantemente por nuevos cono-

cimientos, el grupo sigue estando fuertemente orientado hacia la puesta a punto de innovaciones y lanza regularmente nuevas aplicaciones.

En el pasado reciente pueden citarse, como ejemplo, los estribos-pila, muy adaptables a los terrenos de cimientos de buena calidad, los muros terraceados fáciles de ajardinar, las armaduras con extremo reforzado que permiten suprimir todo punto débil en los acoplamientos de tornillo. Sin que se trate de una verdadera innovación, la utilización de parametros arquitectónicos se ha desarrollado grandemente en el transcurso de los últimos años. En ciertos casos se puede hablar de remodelación del paisaje, asociando diferentes tipos de parametros a zonas de césped o de vegetación. La flexibilidad de utilización de los elementos de superficie permite plasmar fielmente la visión del arquitecto.

En un futuro próximo, los macizos estrechos permitirán desarrollar la utilización de la tierra armada en zonas de desmonte en las que las grandes excavaciones son difíciles y costosas. El dimensionamiento de estos macizos ha sido analizado con la ayuda de programas de elementos finitos y verificando mediante pruebas. Actualmente es objeto de las últimas verificaciones en un muro de 10 metros de altura, construido cerca de Melun, Francia.

Igualmente, la puesta a punto de muros de tierra armada para muelles construidos en aguas profundas ha exigido estudios muy prolongados. Muy recientemente se han construido dos prototipos a escala natural, uno cerca de Toronto (Canadá) y otro en las islas Salomón (Pacífico) y parece ser que prometen un importante desarrollo comercial.

A más largo plazo, unos mercados se desarrollarán y otros nue-

vos aparecerán como consecuencia de estudios aplicados a la resolución de casos concretos originales y a medida que las investigaciones en curso permitan perfecciones en nuestros conocimientos.

Este es el caso, por ejemplo, de las investigaciones sobre el efecto de los temblores de tierra y de las ondas expansivas en general (explosiones), que deberán permitir aprovechar plenamente las cualidades excepcionales de la tierra armada frente a tales agentes (flexibilidad, inercia, amortiguación de la energía). Es también el caso de los estudios complementarios sobre los revestimientos orgánicos del acero, que se adaptan muy bien a los medios agresivos. Algunos de estos revestimientos, como es epoxi, han sido ya objeto de aplicaciones reales cuyos resultados son muy prometedores.

Por lo contrario, la utilización de materiales nuevos, como los plásticos, exigirá, sin duda alguna, mucho más tiempo. Todavía habrá que realizar largos experimentos sobre el envejecimiento de estos materiales (experimentos que habrá que realizar en el tiempo real a tensión y en terrenos muy variados) antes de que sea razonable utilizar estos nuevos materiales en la construcción civil cuya duración de servicio sea un factor muy importante.

Como puede observarse, la tierra armada es todavía un material en pleno auge, que sigue despertando gran entusiasmo y originando numerosas innovaciones.

Las sociedades tierra armada se esfuerzan en dirigir el desarrollo de este material mediante la movilización de recursos importantes. No obstante, corresponde a estas sociedades evitar cualquier precipitación que pueda ocasionar decepciones, las cuales serían perjudiciales para todos.



## CAPITULO III

### CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION CON TIERRA ARMADA

### CAPITULO III

#### CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON TIERRA ARMADA

##### 3.1 CONCEPTOS BASICOS Y CARACTERISTICAS ESENCIALES DE LA TIERRA ARMADA.

La tierra armada es un material compuesto formado por la combinación de refuerzos lineales y un suelo granular prácticamente sin cohesión. Un sistema de tierra armada está constituido por tres elementos: (1) tableros exteriores, (2) tiras de refuerzo, y (3) suelo de relleno, según se ilustra esquemáticamente en la figura 3-1. En un muro típico de tierra armada las tiras de refuerzo tienen una longitud entre 0.7 y 0.8 veces la altura del muro. El espaciamiento usual entre tiras en muros típicos es del orden de 1 metro horizontalmente y 0.75 metros en dirección vertical.

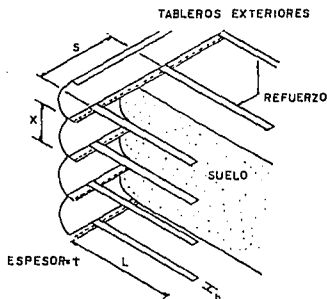


FIG. 3-1 CONCEPCION DEL MURO DE TIERRA ARMADA DE VIDAL

El punto clave para la estabilidad de una estructura de tierra armada está en la fricción generada entre el suelo y los refuerzos. Una estructura de este tipo bien diseñada y construida, se soporta por sí misma como un cuerpo coherente debido a esta fricción, la cual evita que el suelo se derrame lateralmente en la

dirección de los refuerzos.

La tierra armada representa una combinación de materiales en la cual cada uno de ellos emplea su resistencia intrínseca para compensar las carencias del otro. Un suelo granular compactado tiene una excelente resistencia a la compresión y al cortante; sin embargo, no puede soportar tensión ni permanecer estable sin confinamiento. Los refuerzos (generalmente de acero), no trabajan a compresión ni a cortante debido a su flexibilidad, aunque son muy resistentes a tensión. A raíz de la fricción entre el suelo y refuerzos, se genera un confinamiento efectivo o aparente dentro del suelo debido a la rigidez tensional de los refuerzos que induce el confinamiento del suelo.

En un sistema de tierra armada idealmente simétrico, no existirán esfuerzos horizontales que deban ser resistidos en las fronteras verticales exteriores, como puede deducirse de la discusión presentada por el prof. Schlosser en su trabajo. Sin embargo, en la realidad las estructuras de tierra armada no son simétricas, y los refuerzos no son 'ideales' en cuanto a que no hay continuidad en los planos horizontales. Además, las partículas del suelo están más propensas a movimiento horizontal a medida que aumenta la distancia vertical a las tiras de refuerzo.

Como consecuencia, los tableros exteriores necesitan soportar las concentraciones locales de esfuerzos en el suelo en zonas a cierta distancia de los refuerzos y las debidas a la simetría de la estructura. Además, los tableros exteriores y las conexiones a los refuerzos deben resistir los esfuerzos inducidos por el equipo de construcción y por la compactación del suelo cerca del paramento. Los tableros exteriores también cumplen con una impor-

tante función arquitectónica en muchas de las veces.

Otro aspecto importante de las estructuras de tierra armada -- está en su flexibilidad. Pueden soportar deformaciones aprecia--- bles sin perder su carácter coherente propio. McKittrick (1978) - describe con cierto detalle dos casos en los que los muros de tierra armada se movieron distancias apreciables, debido a fallas - en la cimentación, sin haber perdido su integridad dentro del volumen comprendido por el suelo reforzado. La naturaleza flexible de la tierra armada la hace un tipo de construcción adecuado para casos en que se espera cierto asentamiento de la cimentación. Se han empleado con éxito en terraplenes de tierra armada sobre suelos blandos que se han mejorado por medio de columnas de piedra.

### 3.2 EL PRINCIPIO DE LA TIERRA ARMADA

La fricción generada entre el suelo y los elementos de refuerzo es el fenómeno fundamental de la tierra armada: las fuerzas de tensión desarrolladas dentro de la masa se transmiten a los refuerzos por medio de la fricción producida en las interfases figura 3-2. 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.

Todas las mediciones efectuadas en modelos a escala reducida o en prototipos de tierra armada han demostrado que para un cierto refuerzo la fuerza de tensión varía de un extremo al otro del --- mismo figura 3-2. En el extremo libre del refuerzo esta fuerza -- de tensión es obviamente cero, mientras que en el punto de fija-- ción del refuerzo al tablero exterior, dicha fuerza depende sobre

todo de la cantidad de refuerzos por unidad de longitud. Por --- tanto, si los refuerzos estuviesen muy cercanos entre sí, la tensión en los tableros sería cero y los elementos exteriores no serían necesarios; por otra parte, si los refuerzos están muy separados, las fuerzas de tensión en el punto de fijación pueden resultar muy importantes. Esto muestra que los elementos básicos -- son el suelo y los refuerzos, mientras que el acabado exterior es de menor importancia. El equilibrio local de refuerzos indica que la variación de la fuerza de tensión induce esfuerzos cortantes - en ambos lados del refuerzo y dentro del mismo suelo en la vecindad del refuerzo.

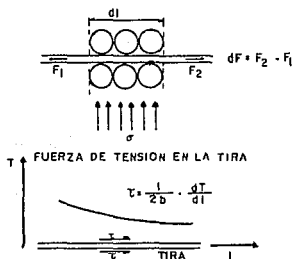


FIG. 3-2 VARIACION DE LAS FUERZAS DE TENSION EN EL REFUERZO Y DE LOS ESFUERZOS CORTANTES APLICADOS AL REFUERZO.

Este esfuerzo cortante se puede expresar como sigue, suponiendo que es igual en ambos lados del refuerzo:

$$\tau = \frac{1}{2b} \cdot \frac{dT}{dl} \quad (1)$$

donde:

T = fuerza de tensión en el punto considerado del refuerzo  
 $l$  = abscisa del punto en cuestión  
 $b$  = anchura del refuerzo

La movilización del esfuerzo cortante  $\tau$  implica un desplazamiento relativo del refuerzo con respecto al suelo; esto demuestra que la deformabilidad del refuerzo juega un papel importante en la distribución de las fuerzas de tensión a lo largo del refuerzo. La relación fundamental entre esfuerzos y deformaciones en la interfase suelo-refuerzo ha sido objeto de diferentes estudios. Una primera aproximación se puede obtener con una prueba de corte simple entre el suelo y el refuerzo realizada con un aparato de corte directo.

Por otro lado, el esfuerzo cortante  $\tau$  está relacionado con el esfuerzo normal  $\sigma$  aplicado al refuerzo a través del valor del coeficiente de fricción entre el suelo y refuerzo, el cual por su parte depende de muchos factores como se observa en la siguiente desigualdad:

$$\frac{\tau}{\sigma} < f(\sigma, D_r, p) \quad (2)$$

donde:

- $D_r$  = compacidad relativa del suelo
- $p$  = coeficiente que caracteriza el grado de rugosidad de la superficie del refuerzo.

Se debe observar que no es posible suponer que los esfuerzos cortantes en ambos lados del refuerzo sean iguales, a menos que exista simetría en la geometría de la masa y en las cargas aplicadas, con respecto al plano de refuerzo figura 3-3. Las pruebas realizadas con modelos fotoelásticos de muros de tierra armada, han mostrado que en este caso los esfuerzos cortantes actuando en ambos lados no son iguales figura 3-3c.



c) SIMETRICO: ESPECIMEN DE TIERRA ARMADA SOMETIDO A COMPRESION



b) ASIMETRICO: MURO DE TIERRA ARMADA CON FUERZAS DE GRAVEDAD



c) ASIMETRIA EN LOS ESFUERZOS CORTANTES SEGUN UN MODELO FOTOELASTICO

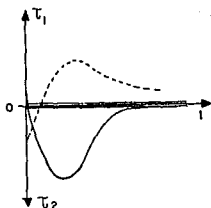


FIG. 3 - 3 ESFUERZOS CORTANTES TRANSMITIDOS POR EL SUELO EN LAS DOS CARAS DEL REFUERZO

El principio de operación de la tierra armada es lograr que -- una masa granular que no puede soportar fuerzas de tensión forme un medio coherente debido a la flexibilidad de los refuerzos que si pueden trabajar a tensión. Los estudios teóricos basados en -- el método del elemento finito y los experimentos con estructuras reales, han mostrado la forma en que la cohesión se genera localmente y en toda la masa. Un caso elemental correspondería al comportamiento de una muestra de arena reforzada ensayada en una -- prueba de corte bajo condiciones de deformación plana.

Del estudio de la distribución de las fuerzas de tensión en -- los refuerzos con el método del elemento finito figura 3-4 se --

desprenden los siguientes resultados:

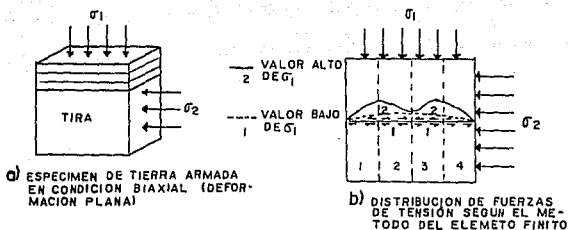


FIG. 3-4 FUERZAS DE TENSION EN LOS REFUERZOS DE UN ESPECIMEN DE ARENA REFORZADA EN CONDICION BIAIXIAL

a) Para valores bajos de los esfuerzos verticales  $\sigma_1$ , todas las curvas de las fuerzas de tensión presentan un máximo en el eje del espécimen. La dirección del esfuerzo cortante (actuando sobre el refuerzo) permite separar la muestra en dos mitades simétricas que están conectadas por los refuerzos.

b) Para valores altos del refuerzo axial  $\sigma_1$ , las curvas de las fuerzas de tensión muestran dos puntos máximos y un mínimo en el eje de la muestra.

De ahí resulta posible dividir el refuerzo en cuatro zonas según sea la dirección de los esfuerzos cortantes.

La existencia de estas zonas interconectadas por los refuerzos constituye un aspecto fundamental de la tierra armada. En realidad permite entender la naturaleza de la cohesión que se genera en el material. Una de las principales características de una masa tierra armada es que la frontera entre las dos zonas es esencialmente



cambiante con la geometría de la masa, las cargas aplicadas, las características del material de relleno, la fricción suelo-refuerzo. etc. Esta frontera representa ya sea el lugar geométrico de los valores mínimos de las fuerzas de tensión o el de sus valores máximos. Este último caso constituye una superficie potencial de falla de los refuerzos dentro de la masa de tierra armada.

### 3.3 PRUEBAS EN MODELOS A ESCALA REDUCIDA

Las primeras investigaciones sobre tierra armada se efectuaron con modelos de muros a escala reducida. Se debe mencionar que el Ing. Vidal realizó muchas pruebas entre 1961 y 1963 con modelos a escala reducida en los cuales los tableros exteriores y los refuerzos se hacían a base de papel, por lo que dichas pruebas sólo podían proporcionar resultados cualitativos.

Posteriormente se desarrollaron dos tipos de modelos:

- 1) Modelos en los que las tiras de refuerzo tenían una resistencia a la tensión uniforme y constante y en los cuales los muros se construían o se cargaban hasta alcanzar la falla. Estos modelos no implicaban ninguna instrumentación especial para las mediciones y eran sencillos. Los primeros ensayos fueron con modelos bidimensionales usando cilindros de acero para simular la tierra y se realizaron en el Laboratorio Central de Puentes y Caminos, en París, por Schlosser y Long (1967). Después se emplearon modelos tridimensionales (Bacot, 1969) en Lyon.
- 2) Modelos con las mismas características que los anteriores, aunque con algunas de las tiras de refuerzo instrumentadas con 'strain gages'. Estos modelos fueron tridimensionales. Los ---

primeros modelos de este tipo fueron ensayados por Adams, Lee- y Vagneron (1972) en La Universidad de California en Los Angeles.

Los modelos a escala reducida tienen dos ventajas sobre los experimentos a escala natural:

- a) Las pruebas en modelos permiten estudiar el comportamiento de la estructura en la falla, lo cual resulta generalmente imposible en las estructuras reales.
- b) Los modelos a escala son rápidos y baratos en comparación con las pruebas de tamaño natural; esto permite estudiar fácilmente la influencia de los diversos parámetros involucrados.

Por el contrario, y este es un inconveniente de este tipo de pruebas, no se conocen las leyes de similitud de los suelos y por tanto, resulta difícil extrapolar los resultados cuantitativos de las pruebas en modelos a las estructuras reales. Resulta de interés mencionar a continuación las leyes de similitud que existen entre el modelo y la estructura real y que han sido descritas por Mandel (1962).

Las condiciones de similitud del modelo deben de hecho satisfacer primero las ecuaciones generales de equilibrio de la mecánica de medios continuos y en segundo lugar las relaciones esfuerzo-deformación del material. Esto da lugar a las siguientes relaciones aplicables a un material elastoplástico:

La notación es la siguiente.

$$\sigma^* = \frac{\sigma_{\text{modelo}}}{\sigma_{\text{real}}}; \quad p^* = \frac{p_{\text{modelo}}}{p_{\text{real}}}; \quad g^* = \frac{g_{\text{modelo}}}{g_{\text{real}}}$$

Donde los símbolos con asterisco representan las relaciones entre el modelo y la estructura real de las distintas varia---

bles indicadas.

<p>Equilibrio local</p> $\sum_j \frac{\partial \sigma_j}{\partial x_j} + \rho g_{II} = 0$	$\sigma^* = p^* \cdot \theta^* \cdot l^*$
<p>Ley de Hooke (elasticidad)</p> $\sigma_{oct} = KE_{oct}$ $\tau_{oct} = G\gamma_{oct}$	$\sigma^* = E^* \epsilon^* (\epsilon^* = 1)$ $\nu^* = 1$
<p>Plasticidad. Principio del máximo trabajo plástico</p>	<p>a) Las curvas intrínsecas deben ser simétricas con respecto al origen en función de la relación <math>\sigma^*</math></p> <p>b) <math>\nu_p^* = 1</math>, donde <math>\nu_p</math> es la relación entre las deformaciones plásticas lateral y axial de una prueba triaxial.</p>

En un modelo de un muro de tierra armada se deben cumplir estas relaciones para: el suelo dentro del terraplén (considerado como elastoplástico), los refuerzos y el contacto suelo-refuerzo (supuestamente elastoplástico). De hecho, dichas ecuaciones prácticamente nunca se satisfacen, lo cual demuestra la dificultad y las limitaciones presentes en las extrapolaciones cuantitativas de resultados obtenidos a partir de modelos a escala reducida.

En los modelos bidimensionales ensayados en el laboratorio central de puentes y caminos, el material de relleno estaba formado por cilindros de acero de 30 mm colocados uno sobre el otro en una disposición paralela. Las características mecánicas de este material son bastante distintas de las correspondientes a una

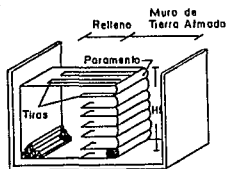
arena real, ya que  $\gamma = 62 \text{ KN/m}^3$  y  $\phi = 27^\circ$ .

Los refuerzos están formados por tiras cortadas de lámina de aluminio de 9 micras de espesor, teniendo una resistencia a la tensión de 160 g. El paramento exterior lo constituyen elementos de plástico de 25 mm de altura.

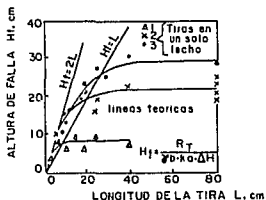
La construcción del modelo de un muro de tierra armada se lleva a cabo de tal manera que reproduzca lo mejor posible el procedimiento constructivo de las estructuras reales.

En la figura 3-5 se muestra el modelo antes descrito y los primeros resultados experimentales. Resultan evidentes dos modelos de falla:

- 1.- Falla por rotura de los refuerzos
- 2.- Falla por falta de adherencia debida a la longitud insuficiente de los refuerzos.



MODELO BIDIMENSIONAL



RESULTADOS EXPERIMENTALES

FIG. 3-5 PRIMERAS PRUEBAS CON MODELOS BIDIMENSIONALES A ESCALA REDUCIDA (LCPC, 1967)

Se puede establecer que la falla será por falta de adherencia cuando  $H_f < L$ , aunque este resultado es exclusivo de los modelos bidimensionales y no corresponde a todas las estructuras reales.

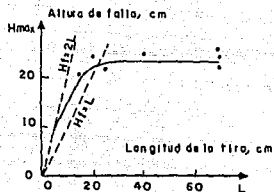
Con estos modelos bidimensionales se puede apreciar la influencia cuantitativa de todos los factores que gobiernan el comportamiento de un muro de tierra armada (longitud de los refuerzos, su resistencia a la tensión, su espaciamento, etc.) en lo referente a la altura crítica  $H_f$ . De los resultados mostrados en la figura 3-6 se puede deducir la siguiente expresión sencilla:

$$H_{\text{máx.}} = H_0 + \frac{R_t}{k \cdot \gamma \cdot \Delta H} \quad (3)$$

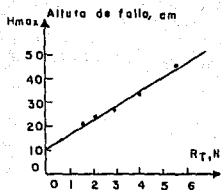
donde:

- $H_{\text{máx.}}$  = altura crítica del muro en la falla
- $H_0$  = altura del muro sin ningún refuerzo, debido a la rigidez de los elementos de soporte exterior
- $\gamma$  = peso volumétrico del suelo reforzado
- $\Delta H$  = separación vertical entre dos tiras de refuerzo
- $R_t$  = resistencia a la tensión del refuerzo, por metro lineal
- $k$  = coeficiente que depende sobre todo del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) del material de relleno.

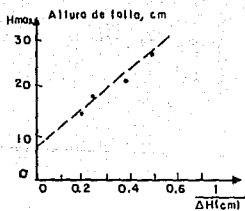
Con estos primeros resultados se pudo entender mejor el comportamiento de la tierra armada. De hecho, suponiendo que  $k = k_a$  (coeficiente del empuje activo en la falla) los resultados teóricos no difieren mucho de los valores experimentales. De aquí se puede demostrar que el mecanismo de un muro de tierra armada induce un 'empuje activo del suelo' (el cual se encuentra en un estado de esfuerzos de Rankine) sobre el recubrimiento exterior y sobre el anclaje de las tierras de refuerzo al recubrimiento.



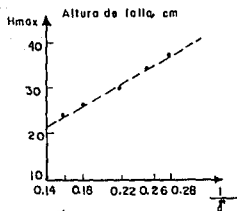
a) INFLUENCIA DE LA LONGITUD DE LA TIRA, L



b) INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA A LA TENSION DE LAS TIRAS



c) INFLUENCIA DE LA SEPARACION VERTICAL ΔH ENTRE CAPAS DE TIRAS



d) INFLUENCIA DEL PESO VOLUMETRICO Y DEL MATERIAL DE RELLENO

FIG. 3-6 INFLUENCIA DE CIERTOS FACTORES EN LA ALTURA CRITICA DE LOS MODELOS BIDIMENSIONALES A ESCALA REDUCIDA DE MUROS DE TIERRA ARMADA

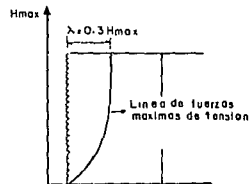
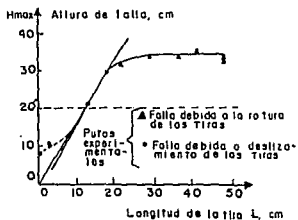


FIG. 3-7 RESULTADOS DE PRUEBAS REALIZADAS EN MODELOS TRIDIMENSIONALES A ESCALA REDUCIDA (LCPC, 1973)

Sin embargo, los resultados de pruebas efectuadas por el "Institut National des Sciences Appliquées" en Lyon (Bacot, 1970) con modelos tridimensionales mostraron una gran discrepancia entre el mecanismo antes descrito y el comportamiento real de la estructura. Los valores de la altura crítica del muro en la falla fueron el doble de los calculados con la teoría de Rankine. La superficie de falla observada resultó notablemente más cerca del paramento exterior que el plano de falla correspondiente a la teoría de Coulomb.

De estas observaciones resulta evidente que el valor del coeficiente  $k$  (ecuación 3) debe ser bastante menor que el valor de  $ka$ . Este hecho es indicativo del efecto tan importante que tienen los esfuerzos cortantes (generados en las interfases entre el material de relleno y los refuerzos) sobre el estado de esfuerzos dentro del suelo y demuestra la complejidad del mecanismo de la tierra armada. Las pruebas efectuadas en 1972 en la Universidad de California en los Angeles (UCLA) (Lee et al., 1973) con modelos tridimensionales mostraron resultados bastante diferentes y sirvieron para confirmar la teoría de Rankine y corroborar el comportamiento de la tierra armada. Los autores observaron planos de falla inclinados a un ángulo de  $\pi/4 + \phi/2$  con respecto a la horizontal y las alturas críticas resultaron muy cercanas a los valores calculados con la expresión:

$$H_{\text{máx.}} = \frac{Rt}{ka \cdot \gamma \cdot \Delta H} \quad (4)$$

Se hicieron mediciones con 'strain gages' para poder determinar las fuerzas de tensión actuales en los refuerzos cerca del paramento exterior, suponiendo que dichas fuerzas serían máximas-

en los puntos de fijación. Se encontró que la teoría de Rankine - se adapta bien al diseño de muros de tierra armada y que la superficie de deslizamiento corresponde al plano de falla de Coulomb. Sin embargo, en el Laboratorio Central de Puentes y Caminos se realizaron en 1973 algunas pruebas con modelos tridimensionales que confirmaron los resultados obtenidos por Bacot y los experimentos a escala natural figura 3-7. Con ello surgió una seria divergencia entre el LCPC y UCLA en cuanto a su enfoque sobre el comportamiento y diseño de un muro de tierra armada, la cual duró hasta 1977.

Tal parece que la teoría de Rankine no puede describir el complejo mecanismo implícito en los muros de tierra armada y que la superficie de falla observada es muy diferente al plano de Rankine. Pruebas realizadas por Bolton en Cambridge (Inglaterra) con modelos sometidos a centrifugadora confirmaron estas conclusiones.

### 3.4 EXPERIMENTOS A ESCALA NATURAL

Las diferencias encontradas entre los resultados experimentales de pruebas efectuadas en modelos de laboratorio bi- y tridimensionales y el desacuerdo entre los distintos investigadores -- dio como resultado la realización de pruebas a escala natural en estructuras reales.

Entre 1968 y 1976, el LCPC instrumentó 10 estructuras. En la tabla A se presentan las características de las obras.

El primer experimento a escala natural fuera de Francia se -- llevó a cabo en California en 1974 en un muro de tierra armada -- (carretera 38).



Año	Nombre	Tipo	Tipo de refuerzos	Parámetro	Longitud del muro	Altura	Longitud de los refuerzos
1968	INCARVILLE	Muro de contención	Aluminio	Metálico	50 m	10 m	10 m
1968 1969	VIGNA II	2 muros de contención para apoyo de carretera	Acero galvanizado	Metálico	177 m y 230 m	8.75m y 7 m	10 m y 15 m
1970	DUNKERQUE	Muro de contención con grúas viajeras	Acero galvanizado	Metálico	630 m	15 m	15 m
1971	SETE	Muro de contención para apoyo de carretera	Acero galvanizado	Concreto	181 m	9 m	9 m
1972	BRIMBORION	2 Muros de contención para apoyo de carretera	Acero galvanizado	Concreto	150 m	8 m	12 m
1972	THIONVILLE	Terraplén para puente	Acero galvanizado	Acero	15/58m	14 m	11 m
1973	LA DOU-FINE	Muro de contención para apoyo de un terraplén	Acero galvanizado	Concreto	80 m	8 m	8 m
1974	CHAMBERY	Muro de contención en muelle con tableg tacas	Acero galvanizado	concreto	400 m	8 m	8 m
1974	LILLE	Terraplén para puente	Acero galvanizado	concreto	15 m	5.6 m	7 m y 10 m
1976	ANGERS	Terraplén para puente	Acero galvanizado	concreto	17 m	6 m	7.5 m y 11 m

Tabla A Condiciones de las pruebas a escala natural  
realizadas en el LCPC

Estos experimentos contribuyeron eficazmente al mejor conocimiento del mecanismo de la tierra armada y a la comprensión del comportamiento de los muros reales.

En 1968, la medición de las fuerzas de tensión en los refuerzos del muro en Incarville mostró que dichas fuerzas no alcanzan un máximo en el revestimiento exterior sino más bien a cierta distancia hacia adentro del muro.

El experimento realizado en el muro de Dunkerque (el material de relleno era una arena uniforme) puso en evidencia la existencia de la zona 'activa' y 'resistente' separadas por el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión. En la zona 'activa' los esfuerzos cortantes aplicados a los refuerzos están orientados hacia el exterior del muro mientras que en la zona 'resistente' están orientados hacia el interior. El lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión es muy distinto al plano de falla de Coulomb. Su geometría se acerca más a una espiral logarítmica que pasa por el pie del muro formando un ángulo de  $\pi/4 + \phi/2$  con la horizontal y es vertical en su intersección con la superficie libre superior del muro. En la figura 3-8 se presentan algunas curvas de distribuciones típicas de las fuerzas de tensión en los refuerzos y el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión en distintos muros. Para los muros experimentales se puede obtener una envolvente de las diferentes curvas dibujando la parte de la línea vertical localizada a una distancia de  $0.3H$  del paramento exterior, hasta una profundidad de  $0.5H$ , y continuando con la porción de la línea inclinada  $\pi/4 + \phi/2$  con respecto al plano horizontal que pasa por el pie del muro. La definición exacta del lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión es muy impor-

tante, ya que gobierna el diseño de la longitud de los refuerzos. La ecuación correspondiente implica que las fuerzas máximas de -- tensión deben equilibrarse con la suma de las fuerzas de fricción movilizadas a lo largo de la parte del refuerzo situada en la zona 'resistente':

$$T_{\text{máx}} < \int_0^{L_0} 2b \cdot n \cdot \sigma_v(x) \cdot f \cdot dx \quad (5)$$

donde:

$T_{\text{máx}}$  = fuerza máxima de tensión en el refuerzo

$L_0$  = 'longitud de adherencia definida como la parte del refuerzo localizada en la zona 'resistente'

$b$  = anchura del refuerzo

$n$  = número de tiras de refuerzo por metro lineal al nivel considerado

$\sigma_v(x)$  = esfuerzo normal aplicado al refuerzo, generalmente tomado igual a la presión por sobrecarga  $z$

$f$  = coeficiente de fricción suelo-refuerzo.

De aquí se desprende que la hipótesis propuesta por Lee en --- 1975 que considera que el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión coincide con el plano de falla de Coulomb es por tanto demasiado conservadora, ya que implica que la longitud de la parte del refuerzo situada dentro de la zona 'activa' se localiza en la parte superior del muro (0.6H) mientras que el valor experi--- mental encontrado es de 0.3H.

En 1977, Juran formuló un nuevo método de diseño para muros de tierra armada y estribos de puentes, con motivo de una tesis pre-preparada en el LCPC. Este método permite la determinación teórica del lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión, en la-

forma de una espiral logarítmica perpendicular a la superficie -- libre superior del muro. En la figura 3-9 se presentan las variaciones del ancho de la espiral en función del ángulo de fricción interna del material de relleno ( $\phi$ ); de ahí se puede establecer -- que la anchura teórica de la zona activa así definida, es del orden de la mitad del valor correspondiente a la zona activa de -- Coulomb.

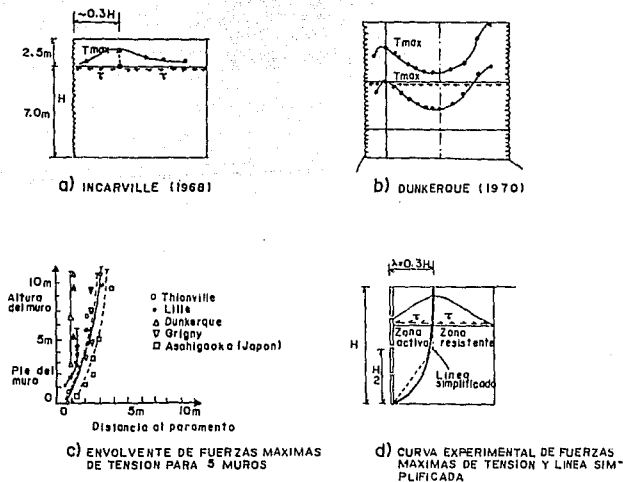


FIG. 3-8 IMPLICACIONES DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DE PRUEBAS A ESCALA NATURAL EN LA DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS DE TENSION SOBRE LOS REFUERZOS

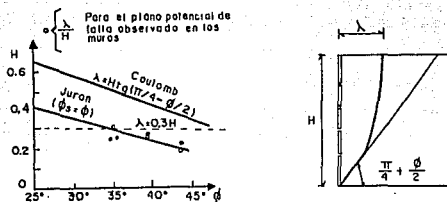


FIG. 3-9 DETERMINACION TEORICA DEL LUGAR GEOMETRICO DE LAS FUERZAS MAXIMAS DE TENSION (JURAN Y SCHLOSSER, 1978)

A la fecha los métodos adoptados para el diseño interno y para la determinación de las fuerzas máximas de tensión ( $T_{m\acute{a}x}$ ) se basan en los resultados experimentales de pruebas a escala natural. En ellos se considera esencialmente el equilibrio de un elemento de suelo alrededor del refuerzo limitado en un extremo por el paramento exterior y en el otro por el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión. La hipótesis adoptada para la formulación de estos métodos, y que ha sido verificada en modelos fotoelásticos, supone que los esfuerzos cortantes ( $\tau$ ) actuando en el plano horizontal ubicado a la mitad de la distancia entre dos tiras de refuerzo son nulos. De esta hipótesis se desprende la ecuación para obtener las fuerzas máximas de tensión en las tiras de refuerzo ( $T_{m\acute{a}x}$ ):

$$T_{m\acute{a}x} = k \cdot \sigma_v \cdot \Delta H \quad (6)$$

donde:

$\sigma_v$  = esfuerzo normal calculado con la distribución de Meyerhof (considerando los momentos de todas las fuerzas actuando en la porción del muro localizada arriba del refuerzo en cuestión)

$k$  = coeficiente obtenido a partir de ensayos a escala natural, de acuerdo con las siguientes expresiones figura 3-10

$$Z \leq Z_0 (= 6 \text{ m}) \quad k = k_0 + (k_a - k_0) \frac{Z}{Z_0}$$

$$Z > Z_0 \quad k = k_a$$

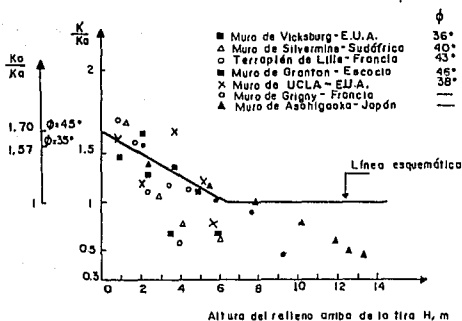


FIG. 3-10 VALORES EXPERIMENTALES DEL COEFICIENTE 'k'

### 3.5 COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES DE LA TIERRA ARMADA

Considerando que la tierra armada es en sí un material que -- posee características propias, y no únicamente un sistema de anclaje, el LCPC llevó a cabo en 1969 una serie de pruebas triaxiales con especímenes de arena reforzada con placas delgadas de -- aluminio. Estas pruebas permitieron la determinación de los efectos que los distintos factores (compacidad de la arena, separación entre placas, resistencia a la tensión de las placas) ejercen sobre las propiedades de un volumen reducido de tierra armada.

Los especímenes se reforzaron siguiendo una distribución bidimensional, la cual difiere de la tecnología empleada en estructuras de tierra armada donde los refuerzos están formados por tiras metálicas angostas. Esta diferencia no importa en lo referente a la rotura de los refuerzos, pero resulta significativa para la -- condición de deslizamiento de los refuerzos.

Siguiendo este principio, varios investigadores realizaron experimentos similares (Bacot y Lareal, 1971; Yang y Singh, 1974; Romstad et al., 1974; Hausman, 1976).

El resultado fundamental fue que la presencia de los refuerzos mejora notablemente las propiedades mecánicas de la arena. En el momento de la falla (causada por la rotura de los refuerzos), la muestra se comporta como si la arena tuviera cierta cohesión, --- proporcional a la cantidad de refuerzos y a la resistencia a la tensión de estos últimos (Schlosser y Long, 1972), conforme a la siguiente expresión:

$$C = \frac{\sqrt{kR} \cdot Rt}{2 \Delta H} \quad (7)$$

donde:

$R_t$  = resistencia a la tensión del refuerzo, por metro lineal.

$\Delta H$  = separación vertical entre dos refuerzos adyacentes.

Además, se pudo establecer que al romperse los refuerzos la -- resistencia al esfuerzo cortante de la arena se movilizaba totalmente, aunque antes de que ocurriera la falla la resistencia a la tensión del refuerzo se movilizaba mucho más que la resistencia - al corte de la arena, y el estado de esfuerzos dentro de la arena se acercaba más al estado de 'reposo'. En la figura 3-11b se presenta la movilización progresiva del ángulo de fricción ( $\phi$ ) y de la cohesión ( $c$ ) en función de la deformación, lo cual constituye uno de los aspectos fundamentales de la tierra armada. Se puede - observar que para el caso de la arena reforzada la movilización - del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) no ocurre como resultado de la deformación lateral del espécimen sino más bien de la movilizac-- ción de los esfuerzos cortantes en las interfases suelo-refuerzo que originan el estado de falla. Conforme a lo establecido por -- distintos investigadores, la movilización de los esfuerzos cor-- tantes en las interfases da lugar a un aumento en la presión confinante dentro de la capa de arena y de ahí que la presencia de - los refuerzos dentro de la muestra de arena contribuya a su re-- sistencia.

Otros estudios basados ya sea en el método del elemento finito o en mediciones de las fuerzas de tensión en las placas de re-- fuerzo, han demostrado que los refuerzos generan interconexiones entre las distintas zonas de la muestra. En una tesis preparada - por Madani en el LCPC en 1978, se confirmó experimentalmente ---



figura 3-12 que las fuerzas máximas en las placas de refuerzo se localizan dentro de un círculo de radio igual a  $2/3$  del radio del disco. Estos resultados concuerdan con los de Schlosser y Long -- (1972) quienes observaron que el inicio de la falla en los discos tiene lugar un círculo con el mismo radio anterior y propusieron la hipótesis de que la respuesta de una muestra de arena reforzada sometida a compresión triaxial está caracterizada por la movilización de una cohesión aparente como resultado de las interconexiones creadas por los refuerzos entre las dos zonas características del espécimen.

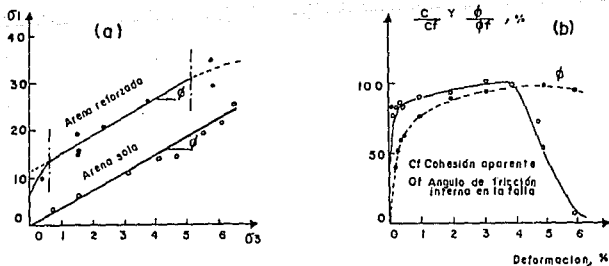
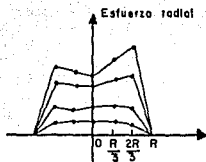


FIG. 3-II COMPORTAMIENTO DE LA ARENA REFORZADA, EN PRUEBAS TRIAXIALES



a) APARICION DE FISURAS EN LOS DISCOS DE UNA MUESTRA DE TIERRA ARMADA EN PRUEBA TRIAXIAL



b) FUERZAS DE TENSION EN LOS DISCOS DE UNA MUESTRA DE TIERRA ARMADA EN PRUEBA TRIAXIAL

FIG. 3-12 ESFUERZOS DE TENSION EN LOS REFUERZOS DE UNA MUESTRA DE ARENA ARMADA

### 3.6 FRICCIÓN EN LA TIERRA ARMADA

El principio de la tierra armada estriba en la fricción generada en las interfases suelo-refuerzo. Esta fricción es un fenómeno complejo sobre todo en el caso de estructuras reales donde los refuerzos están formados por los elementos lineales.

Para determinar el coeficiente de fricción suelo-refuerzo, se han desarrollado varios tipos de ensayos:

- 1) Pruebas en el aparato de corte directo usando el suelo y el metal de los refuerzos.
- 2) Prueba de resistencia a la extracción con refuerzos colocados ya sea dentro de un terraplén o dentro de un muro de tierra armada.

Durante los primeros años en que se construyeron estructuras de tierra armada, se recomendaba usar únicamente materiales granulares (arenas limpias y gravas). Esta limitación se modificó y las primeras especificaciones establecían como máximo un 15 por ciento en peso de material menor de 80 micras. De acuerdo a los estudios realizados en el LCPC (Schlosser et al., 1971; Schlosser

y Elias, 1978) parece ser que el diámetro de los granos que separan los suelos 'friccionantes' de los suelos puramente cohesivos está comprendido entre 10 y 20 micras. Por tanto, las nuevas especificaciones establecen que el porcentaje de partículas con -- diámetros menores de 15 micras en el material de relleno, no debe exceder de 15 por ciento en peso.

De los resultados de pruebas de extracción con refuerzos colocados dentro de los terraplenes, se pudo definir un coeficiente -- de fricción aparente:

$$f^* = \frac{\tau}{\gamma' h} \quad (8)$$

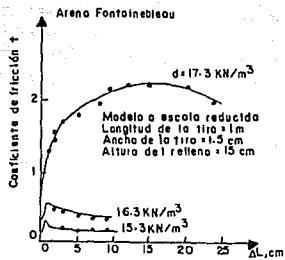
Este coeficiente no toma en cuenta el valor real del esfuerzo normal actuando sobre el refuerzo, sino más bien el valor medio -- de la presión por sobrecarga  $h$ .

Para un suelo 'friccionante' el coeficiente  $f^*$  puede llegar a ser más importante que el propio valor del coeficiente real de -- fricción ' $f$ ' por ejemplo en un aparato de corte directo.

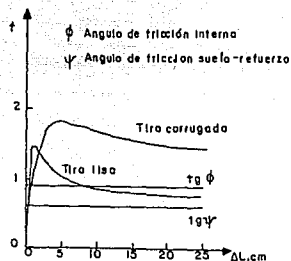
Schlosser y Elias (1978) demostraron que los factores princi-- pales que afectan los valores de  $f^*$  para suelos 'friccionantes' -- son (figura 3-13):

- 1) La compacidad del terraplén
- 2) La rugosidad de la superficie de los refuerzos
- 3) La presión normal del suelo transmitida a los refuerzos

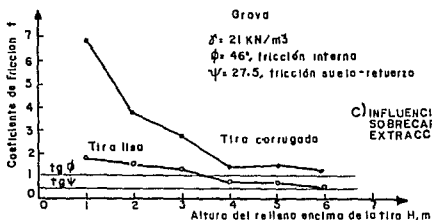
Estos resultados hicieron evidente el fenómeno de dilatancia -- dentro del medio granular. Los esfuerzos cortantes generados a lo largo del refuerzo dan lugar a un incremento del esfuerzo normal --  $\tau_v$ . Por tanto, el valor de  $f^*$  resulta mucho más importante que el coeficiente  $f$ .



a) INFLUENCIA DEL PESO VOLUMETRICO EN UNA PRUEBA DE RESISTENCIA A LA EXTRACCION DE UNA TIRA COLOCADA EN ARENA



b) INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE EN PRUEBAS DE EXTRACCION DE TIRAS



c) INFLUENCIA DE LA PRESION POR SOBRECARGA EN PRUEBAS DE EXTRACCION DE TIRAS

FIG. 3-13 FACTORES QUE AFECTAN EL VALOR DEL COEFICIENTE DE FRICCION APARENTE

En la actualidad se están llevando a cabo investigaciones para estudiar la fricción en suelos con un alto porcentaje de material fino (lateritas, limos, etc.) los cuales se acercan bastante a un suelo cohesivo, y se está estudiando la posibilidad de usar estos suelos para estructuras de tierra armada.

### 3.7 INTERACCION SUELO-REFUERZO

La resistencia movilizada entre el suelo y los refuerzos de tensión constituye uno de los aspectos más importantes de la tierra armada. Las cuestiones relativas a cómo se desarrolla, cómo debe medirse, cómo debe expresarse y cómo varía a lo largo de los refuerzos, así como la manera de considerarla en el diseño, han sido tratadas con cierto detalle por McKittrick (1978), y por Schlosser

En la mayoría de los proyectos actuales se usan tiras corrugadas, figura 3-14, en vez de las tiras lisas. Las corrugaciones son las responsables de que se genere un coeficiente aparente de fricción,  $f^*$ , apreciablemente mayor que el que puede obtenerse con tiras lisas, como se aprecia en la figura 3-13 de Schlosser. Se puede esperar que enfrente de cada corrugación se formen pequeñas zonas de falla por empuje pasivo que se agregan a la fricción por deslizamiento desarrollada entre el suelo y las superficies lisas de los refuerzos. Otros factores que se muestran claramente en dicha figura son los efectos importantes que acarrea la compacidad del relleno y el empuje por sobrecarga sobre el coeficiente de fricción aparente.

Se ha medido la fricción suelo-refuerzo bajo distintas condiciones de prueba, según se muestra en la figura 3-15. Se han efectuado pruebas de extracción tanto en modelos como en muros a escala natural. También se han hecho algunas pruebas de extracción en muros a escala sometidos a una carga sísmica simulada.

Aunque la prueba de extracción generalmente se considera como la más adecuada, la distribución de esfuerzos a lo largo de los refuerzos no reproduce exactamente la que ocurre en el muro real,

como puede verse en la figura 3-16.

Ha habido mucha polémica acerca del posible uso de suelos cohesivos como material de relleno para tierra armada. Esto generalmente se considera indeseable para estructuras permanentes debido a lo siguiente. La resistencia a la fricción de suelos cohesivos, cuando menos bajo condiciones no drenadas que son las más indicadas para analizar las condiciones inmediatamente después de la construcción, es baja. Los rellenos de suelo cohesivo puede esperarse que tengan un drenaje deficiente y que sean susceptibles a perder resistencia al humedecerse. También son propensos a tener deformaciones apreciables por flujo plástico al estar sujetos a esfuerzos permanentes. Por tanto, es de esperarse que en estructuras de tierra armada con rellenos cohesivos se presenten deformaciones continuas. Por último, los suelos de grano fino son más difíciles de compactar.

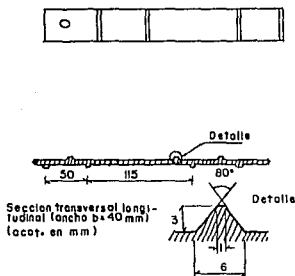


FIG. 3-14 TIRAS CORRUGADAS

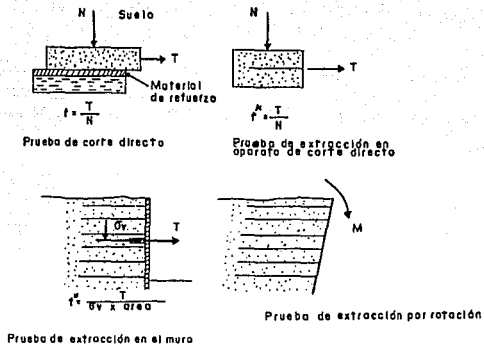


FIG. 3-15 TIPOS DE PRUEBAS PARA MEDICION DE LA FRICCIÓN SUELO-REFUERZO

Caso	Prueba ideal de extracción	Refuerzo ideal	Muro de contención o base de tierra armada
Resistencia al corte			
Tensión en el anclaje			
Max. T	T_max	0.5 T_max	T_max
Ft	T_max	0	~ 2/3 T_max
δe	δ_max	0	< δ_max

T<sub>max</sub> Tensión máxima en el anclaje  
 Ft Fuerza de anclaje en el paramento del muro  
 δe Ángulo equivalente de fricción lateral (calculado a partir de Ft)

FIG. 3-16 DISTRIBUCION IDEAL HIPOTETICA DE ESFUERZOS CORTANTES A LO LARGO DE LA TIRA DE REFUERZO (HAUSMANN Y LEE, 1976)

### 3.8 METODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA ARMADA

Como resultado de todas las investigaciones realizadas en modelos a escala reducida y en pruebas a escala natural a lo largo de más de 10 años, las compañías dedicadas a la tierra armada propusieron nuevos métodos de diseño para estructuras de este tipo. Se desarrollaron los métodos siguientes:

- El 'método de esfuerzos de trabajo' basado esencialmente en los resultados de experimentos a escala natural en estructuras reales bajo condiciones alejadas de la falla.

- El 'método de los planos de falla' basado en el concepto de superficies potenciales de falla y abarcando tanto la falla debida a la rotura del refuerzo como la producida por el deslizamiento de los refuerzos.

Estos dos métodos de diseño se adoptaron para las nuevas especificaciones. Se basan en los conceptos recientes semiprobabilísticos del coeficiente de seguridad.

#### 1) Método de esfuerzos de trabajo

Con este método se pueden determinar separadamente las fuerzas máximas de tensión en las tiras de refuerzo y la longitud necesaria de adherencia para los refuerzos. Este método cubre el caso general, por lo que resulta ideal para el diseño de muros de contención tradicionales y de estructuras sujetas a cargas concentradas, como puede ser el caso de estribos de puentes. El diseño preliminar de una estructura de tierra armada involucra una masa de geometría rectangular con un ancho  $B$  igual a  $0.7H$ , siendo  $H$  la altura total de la estructura figura 3-17.



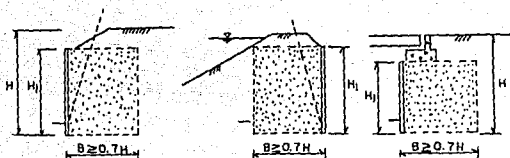


FIG. 3-17 ANALISIS PRELIMINAR DE UNA ESTRUCTURA DE TIERRA ARMADA

Cálculo de las fuerzas máximas de tensión en los refuerzos.

El valor de  $T_{max}$  se calcula considerando el equilibrio de un prisma de altura  $\Delta H$  (correspondiendo a la separación vertical entre dos lechos de refuerzos) formado por la capa reforzada y limitado en un extremo por el paramento exterior y en el otro por el punto M localizado sobre el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión figura 3-18.

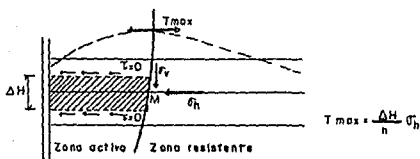


FIG. 3-18 EQUILIBRIO DE UN PRISMA ELEMENTAL Y CALCULO DE  $T_{max}$

En el punto M no existen esfuerzos cortantes aplicados sobre el refuerzo por el suelo ( $\tau = dT/dx = 0$ ) y los esfuerzos verticales en este punto resultan verticales ( $\sigma_v$ ) y horizontales ( $\sigma_h$ ).

Además, por razones de simetría, se puede suponer que no hay esfuerzos cortantes actuando sobre las caras horizontales del prisma. Esta hipótesis se comprobó en forma aproximada en pruebas realizadas con modelos fotoelásticos (Santini, 1970).

El equilibrio del prisma (1 m de ancho) muestra que los esfuerzos  $\sigma_h$  aplicados en la superficie del respaldo están balanceados por las fuerzas máximas de tensión ( $T_{\text{máx}}$ ) actuando en las n tiras de refuerzos por metro lineal. De ahí se obtiene que:

$$T_{\text{máx}} = \frac{1}{n} \Delta H \sigma_h \quad (9)$$

La determinación del valor del esfuerzo horizontal  $\sigma_h$  es semiempírica. El refuerzo  $\sigma_h$  es proporcional al esfuerzo vertical  $\sigma_v$  según la siguiente ecuación:

$$\sigma_h = k \sigma_v \quad (10)$$

k es un coeficiente experimental deducido a partir de ensayos a escala natural (véase el tema sobre experimentos a escala natural, figura 3-10) y se puede expresar como sigue:

$$\begin{aligned} \text{para } Z \leq Z_0 & \quad k = k_0 (1 - Z/Z_0) + k_a Z/Z_0 \\ \text{para } Z > Z_0 & \quad k = k_a \end{aligned} \quad (11)$$

donde:

$$k_0 = 1 - \text{sen} \phi \quad \text{y} \quad k_a = \tan^2 (\pi/4 - \phi/2)$$

Z = profundidad abajo del borde superior del paramento

$Z_0$  = profundidad crítica = 6 m

$\sigma_v$  = esfuerzo vertical total

El esfuerzo vertical  $\sigma_v$  se calcula con la distribución de Meyerhof, suponiendo en equilibrio los momentos de las fuerzas aplicadas en la porción de la masa de tierra reforzada arriba de las tiras de refuerzo. Por tanto, resulta mayor que la presión por sobrecarga  $\gamma z + q$ . En consecuencia, para el caso de un muro de contención con superficie libre horizontal, el valor de  $\sigma_v$  está dado por la expresión:

$$\sigma_v = \gamma z [1 + k_a (z/L)^2] \quad (12)$$

donde L es la longitud de los refuerzos.

Para el caso de un estribo para puente, el valor del esfuerzo  $\sigma_v$  se calcula aplicando el principio de superposición indicado en la figura 3-19.

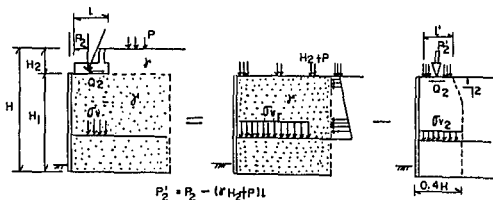


FIG. 3-19. CALCULO DE LOS ESFUERZOS VERTICALES EN EL ESTRIBO DE UN PUNTE

Este método de diseño a partir de esfuerzos de trabajo toma en cuenta el hecho de que en la parte superior del muro el estado de esfuerzos dentro del suelo se acerca más a la condición de 'reposo' y no al estado de falla. Esto se ha demostrado con estudios de laboratorio sobre el comportamiento de la tierra armada bajo condiciones de compresión triaxial, según se describió anteriormente.

Ante esfuerzos relativamente bajos, el estado del suelo entre las capas de refuerzo se acerca a la condición  $k_0$  y sólo a medida que los esfuerzos cortantes aumentan alrededor de los refuerzos, el suelo se acerca progresivamente a la condición de falla.

El procedimiento de cálculo de  $\bar{\sigma}_h$  que se ha descrito toma en cuenta exclusivamente las fuerzas verticales aplicadas en la parte superior de la estructura. Sin embargo, las fuerzas  $\bar{\sigma}_h$  pueden variar debido al efecto de una fuerza horizontal  $Q_2$  transmitida por una superestructura. En presencia de condiciones hidráulicas, se deberán tomar en cuenta las fuerzas de filtración y los empujes hidrostáticos inducidos por una diferencia de niveles en la superficie del agua dentro y fuera de la masa.

-Cálculo de la longitud de adherencia

Para la determinación de la longitud de refuerzo, se necesita conocer el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión que divide la zona 'activa' de la zona 'resistente', ya que la longitud total  $L$  está dada por la ecuación:

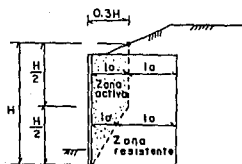
$$L = L_0 + L_a \quad (13)$$

donde:

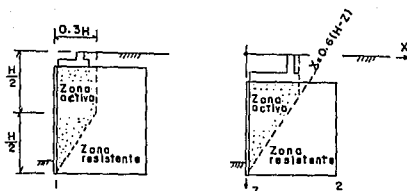
$L_0$  = longitud de la porción del refuerzo localizada dentro de la zona activa.

$L_a$  = longitud de adherencia correspondiente al tramo del refuerzo que cae dentro de la zona resistente.

El lugar geométrico teórico de las fuerzas máximas de tensión adoptada para el diseño de muros y estribos para puentes, se muestra en la figura 3-20. Esta distribución se basa en mediciones efectuadas en pruebas con estructuras reales a escala natural así como en resultados teóricos obtenidos por corte (1977) con el método del elemento finito. En cualquier caso, esta configuración corresponde a la posición más desfavorable del lugar geométrico considerado.



a) MUROS



b) ESTRIBOS

FIG. 3-20 DIAGRAMA SIMPLIFICADO DEL LUGAR GEOMETRICO DE LAS FUERZAS MAXIMAS DE TENSION

Para todas las tiras de refuerzo la longitud de adherencia debe satisfacer la desigualdad:

$$T_{\text{máx}} \leq \int_{L-L_0}^L 2b \cdot n \cdot \sigma_v^*(x) f^* dx \quad (14)$$

donde:

$f^*$  = coeficiente de fricción aparente considerando la presión por sobrecarga  $\gamma z$  del suelo localizado arriba de las tiras de refuerzo consideradas.

$\sigma_v^*$  = se supone igual a la suma de la presión por sobrecarga y la carga aplicada eventualmente por la vertical que pasa a través del punto considerado. Se supone que las cargas locales se transmiten verticalmente a la masa sin ninguna componente lateral.

En consecuencia, el esfuerzo vertical  $\sigma_v^*$  resulta diferente del valor  $\sigma_v$  calculado según la ecuación 11 usada para la determinación de las fuerzas máximas de tensión ( $T_{\text{máx}}$ ) y que toma en cuenta el efecto de los momentos y de la distribución de la carga.

También debe mencionarse que el estado real de esfuerzos dentro de la masa de tierra armada es muy diferente del correspondiente al estado de esfuerzos de Rankine ( $\sigma_1 = \gamma z$ ;  $\sigma_3 = k_a \gamma z$ ). El esfuerzo vertical real  $\sigma_{va}$  es variable a lo largo de la tira de refuerzo y en el punto donde la fuerza de tensión es máxima en la parte inferior del muro, siendo su magnitud menor que la presión por sobrecarga ( $\gamma z$ )

Según se explicó en el inciso correspondiente a fricción en la tierra armada, el valor de  $f^*$  varía en función de la rugosidad de la superficie de los refuerzos. De ahí que sea posible establecer la diferencia en el caso de tiras lisas y en el de tiras corrugadas.

Para tiras lisas:  $f^* = 0.4$

Para tiras corrugadas. -Tomando en cuenta la influencia de la presión por sobrecarga (inciso sobre fricción en la tierra armada), se supone que  $f^*$  varía conforme a la profundidad  $Z$  de la tira considerada, de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\text{Para } Z \leq Z_0: f^* = f_0^*(1 - Z/Z_0) + Z/Z_0 \cdot \tan\phi$$

$$\text{Para } Z > Z_0: f^* = \tan\phi \quad (15)$$

Siendo  $Z_0$  la profundidad crítica ( $Z_0 = 6 \text{ m}$ ) y  $f_0^*$  el coeficiente de fricción en la superficie, dado a su vez por la ecuación:

$$f_0^* = 1.2 + \log C_u \quad (16)$$

Donde  $C_u$  es el coeficiente de uniformidad del material de relleno ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ).

La variación de  $f^*$  para las tiras corrugadas se ilustra en la figura 3-21.

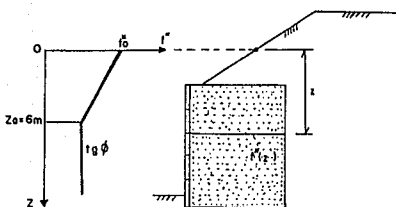


FIG. 3-21 VARIACION DE  $f^*$  CON LA PROFUNDIDAD EN LAS TIRAS CORRUGADAS

## 2) Método de 'los planos de falla'

### Principios

Este método considera el equilibrio de una cuña limitada por el paramento exterior y por una cierta superficie potencial de falla.

Cualquier cuña analizada está sometida a la acción de las siguientes fuerzas figura 3-22.

- Peso  $W$
- Componentes vertical y horizontal de las cargas  $Q_v$  y  $Q_h$
- Empuje pasivo con sus componentes horizontal  $P_h$  y vertical  $P_v$
- Reacción del suelo  $R$  actuando sobre el plano potencial de falla, formando un ángulo  $\beta$  con, respecto a la normal a este plano
- Suma de las fuerzas de tensión ( $\Sigma T_i$ ) movilizadas en los refuerzos que pasan a través del plano potencial de falla

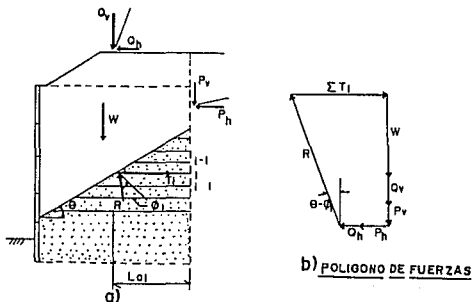


FIG. 3-22 EQUILIBRIO DE UNA CUÑA DE FALLA POTENCIAL



Del equilibrio de fuerzas se obtiene la siguiente expresión:

$$T_i = (P_h + Q_h) + (W + Q_v + P_v) \tan(\theta - \phi) \quad (17)$$

Para cada capa de refuerzo, la fuerza  $T_i$  se considera igual al valor mínimo ya sea de la resistencia a la tensión del refuerzo o de su resistencia a la extracción, dividido por un cierto factor de seguridad, según la ecuación:

$$T_i = \min \left\{ n_i R_t \int_{L-L_0}^L 2b \cdot n_i \cdot \bar{\sigma}_v^* \cdot f^* \cdot dx \right\} \quad (18)$$

donde:

$n_i$  = número de tiras de refuerzo por metro lineal en la capa de refuerzo  $i$

$R_t$  = resistencia a la tensión de los refuerzos

$b$  = anchura del refuerzo

$\bar{\sigma}_v^*$  = presión por sobrecarga más cualesquiera esfuerzos debidos a las cargas actuando sobre los refuerzos

$f^*$  = coeficiente de fricción aparente

Resulta posible con este método verificar así la estabilidad de las diferentes cuñas limitadas por los planos potenciales de falla considerados y diseñar la estructura (número de tiras de refuerzo por metro lineal y longitud de los refuerzos) analizando primero los planos que pasan por el extremo superior del paramento y después los planos que pasan por puntos cada vez más abajo del paramento exterior.

La determinación de  $\bar{\sigma}_v^*$  y  $f^*$  se explica en el inciso sobre el cálculo de longitud de adherencia.

### 3.9 CONSIDERACIONES DE ANALISIS Y DISEÑO

El profesor Schlosser ha mencionado en su trabajo los métodos para el diseño de estructuras de tierra armada. Las consideraciones básicas para la estabilidad interna estriban en la seguridad de los refuerzos tanto a tensión como a ruptura. Los resultados de pruebas tanto en modelos como a escala natural así como los análisis con distintos enfoques, entre ellos el método del elemento finito, han establecido las geometrías relevantes y las variaciones a esperar en los parámetros necesarios para un diseño práctico. Estos aspectos comprenden:

- 1.- Zonas de empuje activo y pasivo definidas como el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión, según se muestra en la figura 3-20 de Schlosser.
- 2.- Variación del coeficiente de empuje horizontal,  $k$ , con la profundidad conforme a la ecuación 11 de dicho autor.
- 3.- La variación del coeficiente de fricción aparente entre el suelo y refuerzos según las ecuaciones 15 y 16 y la figura 3-21 de la misma referencia.

El cálculo de un muro simple se puede hacer a mano aplicando las relaciones anteriores y las distribuciones de carga mostradas en la figura 3-23. El paramento del muro está empotrado hasta una profundidad de  $0.1H$  al pie de los rellenos horizontales y hasta  $0.2H$  si se trata de un relleno semi-infinito. La especificación actual para que un relleno sea aceptable establece que el índice de plásticidad sea menor de 6 por ciento, que haya menos de 15 por ciento en peso de finos menores de 15 micras, y que el ángulo de fricción determinado con el método AASHTO T-36 resulte mayor de 34 grados.

En la figura 3-23 se presentan las condiciones de carga y los factores de seguridad mínimos contra falla por volteo, deslizamiento y capacidad de carga en el pie. Se considera aceptable un factor de seguridad de 2.0 contra la falla por capacidad de carga en el pie, en vez del valor usual de 3.0 debido a la naturaleza deformable de los muros de tierra armada.

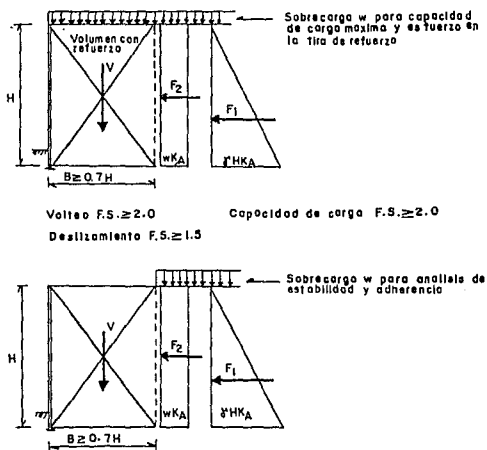


FIG. 3-23 GEOMETRIA Y FUERZAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE UN MURO DE TIERRA ARMADA

La presión vertical de soporte a cualquier altura del muro se toma igual a

$$\bar{\sigma}_v = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (19)$$

donde:

$\Sigma V$  = suma de las fuerzas verticales a esa profundidad

$b$  = ancho de la zona reforzada

$e$  = excentricidad de la resultante, dada a su vez por

$$e = \frac{\Sigma M_o}{V} \leq \frac{B}{6} \quad (20)$$

La longitud efectiva de los refuerzos 'le' es la longitud del refuerzo a la derecha de la zona en estado activo mostrada en la figura 3-20 de Schlosser. Se necesita aplicar un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra extracción de las tiras, y el refuerzo máximo de tensión en el refuerzo debe ser menor que el permisible para el tipo de material usado.

$$\frac{2b \cdot f^* \cdot le \cdot \sigma'v}{\delta h \cdot A_{\text{tabl}} \cdot N} \geq 1.5 \quad (21)$$

donde:

$b$  = ancho de la tira

$\sigma'v$  =  $\delta' h$ , siendo  $\delta'$  el peso volumétrico efectivo del relleno,  $h$  es la profundidad de la tierra en cuestión

$\delta h$  =  $k \delta v$

$A_{\text{tabl}}$  = área de cada tablero exterior

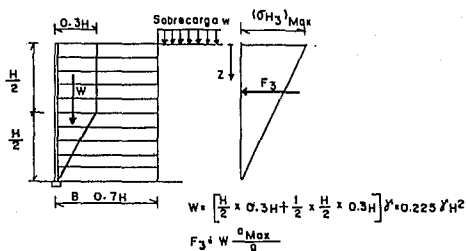
$N$  = número de refuerzos por tablero

La sección crítica para fines de cálculo del refuerzo máximo de tensión en las tiras de refuerzo se considera localizada en el paramento del muro. En este punto, la fuerza de tensión que se va a tomar se supone conservadoramente igual a  $0.85 T_{\text{máx}}$ , siendo  $T_{\text{máx}}$  igual a  $(\delta h \times A_{\text{tabl}}) / N$ . El área sobre la sección transversal del refuerzo menos el área del barrenado de anclaje, descontando

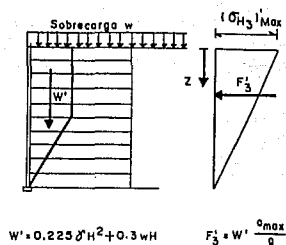
do un cierto margen para tomar en cuenta la corrosión. El barrenado en el extremo de cada tira se usa para fijarla al conector del -- tablero exterior. Esta condición, en la que hay una reducción de -- área por el barrenado, es más crítica que en aquellos lugares donde la fuerza de tensión en el refuerzo es máxima.

### Diseño Sísmico

Las estructuras de tierra armada se han empleado con éxito en zonas sísmicas, y no se han registrado fallas a consecuencia de -- la acción de temblores. Los resultados de pruebas en modelos y de algunos ensayos de campo han sido empleados por Richardson y Lee- (1975) y por Richardson (1978) para proponer métodos de diseño -- sísmico de muros de tierra armada.



CONDICION DE CARGA PARA ANALISIS DE ADHERENCIA Y ESTABILIDAD



CONDICION DE CARGA PARA ANALISIS DE ESFUERZOS EN LA TIRA DE REFUERZO

FIG. 3-24 ANALISIS SIMPLIFICADO PARA DISEÑO SISMICO

También se ha usado un método simplificado en el que se ha hecho intervenir como fuerzas horizontales adicionales,  $F_3$  y  $F'_3$ , - definidas conforme a la figura 3-24. La idea en que se basa parece estar relacionada con el hecho de que la fuerza de inercia sobre el muro tenderá a causar que la zona activa con masa igual a  $W/g$  se separe del resto de la zona reforzada. Para evitar esto, - los refuerzos deben ser capaces de soportar los esfuerzos adicionales debidos a  $F_3$  que se muestran.

Tanto el método de Richardson como el de la figura 3-24 dan -- lugar a un aumento en la cantidad de refuerzo necesario en la --- parte superior del muro, a diferencia del que se obtiene en el -- diseño estático.

Los métodos para diseño sísmico se están revalorando en la --- actualidad y se esperan algunas revisiones en un futuro próximo.

### 3.10 PROPORCIONAMIENTO DE UN MURO DE TIERRA ARMADA

Se pretende construir una estructura de tierra armada, tal como se muestra en la figura 3-25. Calcule las condiciones de estabilidad del muro.

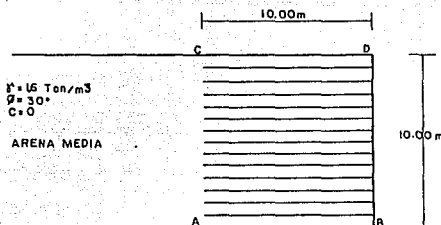


FIG. 3-25 CONDICIONES Y DATOS DE LA ESTRUCTURA DE TIERRA ARMADA

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

Para el problema propuesto  $P = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$

$$P = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 1.6 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \times 10\text{m}^2 = 26.64 \text{ T/m}$$

Punto de aplicación  $e = \frac{H}{3}$

$$e = \frac{10}{3} = 3.333 \text{ m}$$

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Por lo que se puede escribir:

$$b = H^2 [1 + K_a (H/L)^2]$$

$$b = 1.6 \times 10 [1 + 0.33 (10/10)^2] = 21.28 \text{ T/m}^2$$

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

$$a = 1.6 \times 10 [1 - 0.33 (10/10)^2] = 10.72 \text{ T/m}^2$$

Ya que  $a > 0$ , el muro no se volcará.

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

1er. tanteo. Se supondrán las tiras separadas  $\Delta H = 0.25 \text{ m}$ .

Entonces las fuerzas de tensión en las tiras serán:

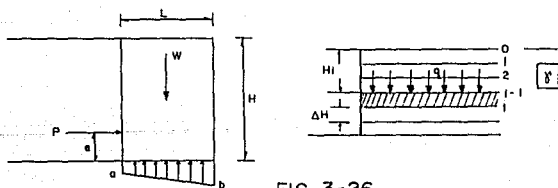


FIG. 3-26

$$T_i = K_a q \Delta H + \frac{1}{2} K_a q \Delta H^2$$

$$q = \gamma H_i$$

$$T_i = 0.132 H_i + 0.0165 \text{ T/m}^2$$

Para diferentes valores de  $i$ , se tiene:

$H_i$ (m)	$T_i$ (T/m <sup>2</sup> )
1	0.148
3	0.412
5	0.676
8	1.072
10	1.336



Se realizan tanteos para escoger los valores de las tensiones en las tiras más convenientes para el diseño.

3.- Se analiza la falla por deslizamiento de la tierra en relación a las tiras de armado, acompañada de una desorganización del cuerpo de tierra armada.

El Fs contra cualquier falla horizontal por esfuerzo cortante entre las tiras de armado y el suelo será:

$$F.S. = \frac{2 \tan \phi}{K_a} \cdot \frac{L}{H}$$

$$F.S. (\text{mín}) = \frac{2 \tan 30^\circ}{0.33} \cdot \frac{10}{10} = 3.5$$

En la obtención de estas fórmulas se supuso que el esfuerzo cortante se desarrolla sobre planos horizontales a la mitad del espacio entre las tiras, como un sistema de bloques rígidos como se muestra en la figura 3-27.

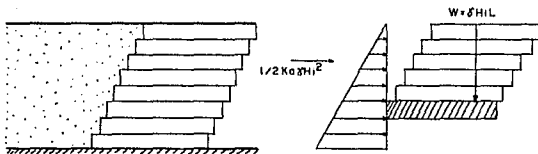


FIG. 3-27 ANALISIS PARA PREVENIR LA DISTORSION DEL CONJUNTO

## CAPITULO IV

### EXPERIENCIAS EN MEXICO DE CONSTRUCCION DE MUROS CON TIERRA ARMADA

## CAPITULO IV

### EXPERIENCIAS EN MEXICO DE CONSTRUCCION DE MUROS CON TIERRA ARMADA

#### 4.1 INTRODUCCION

En épocas relativamente recientes ha aparecido un nuevo sistema para utilizar los materiales térreos como elementos de construcción. Por su similitud con la forma de trabajo en conjunto entre un concreto convencional y su acero de refuerzo, el nuevo sistema ha recibido el nombre de tierra armada, el cual ofrece soluciones ventajosas por diversos motivos.

En el caso de la construcción de carreteras es evidente que debido a lo accidentado de la orografía nacional, la tierra armada debe ser una solución muy competitiva para muchos problemas concretos de colocación de terraplenes en laderas inclinadas. Así como su aplicación a soluciones urbanas y esto no sería desde un punto de vista técnico sino más bien estético.

En lo general, las obras de vialidad urbana actuales exigen muchos cruzamientos a distintos niveles y en muchas ciudades se han visto resueltos con viaductos u otras soluciones que levantan calzadas, dejando abajo espacios que al paso del tiempo evolucionan de una manera muy desfavorable, haciéndose un mal uso de ellos. En estos casos se puede pensar en los muros de tierra armada en los cuales las escamas podrían inclusive tener motivos ornamentales como grecas, combinando las habilidades de los arquitectos y urbanistas para crear estructuras de cruzamiento estéticas.

En México, por lo menos en la zona del lago formada por terrenos compresibles, puede haber un problema muy severo derivado de

la compresibilidad de los terrenos de apoyo bajo el peso de las estructuras, por lo que se debe tener presente para llegar a soluciones en el uso de macizos de tierra armada.

La empresa dedicada a estas labores ha estado presente en el ámbito nacional diseñando y realizando en México, estribos y muros de contención, así como barreras de seguridad en obras carreteras y urbanas de gran importancia, las cuales se han incrementado año con año.

#### 4.2 RELACION DE OBRAS DE MUROS DE CONTENCIÓN CON TIERRA ARMADA

<u>EN LA OBRA</u>	<u>UBICACION</u>	<u>CLIENTE</u>
BOSQUES DE TAMARINDOS Y BOSQUES DE PIÑONEROS (2,316.13 m <sup>2</sup> )	BOSQUES DE LAS LOMAS D.F.	EURO-ESTUDIOS
Km 47, AUTOPISTA MEXICO-TOLUCA (537.18 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA MEXICO-TOLUCA	S. C. T.
MARQUESA-LA VENTA, Km 9 (2,534.66 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA MEXICO-TOLUCA	S. C. T.
VIA GUSTAVO BAZ (2,026.22 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA CHAMAPA-NAUCALPAN	GOB. DEL EDO. DE MEXICO
CONJUNTO HABITACIONAL VILLA BONITA (3,181.63 m <sup>2</sup> )	TIJUANA B. C. N.	INMOBILIARIA VEROZA DE TIJUANA
INFONAVIT COACALCO (438.68 m <sup>2</sup> )	COACALCO EDO. DE MEXICO	INFONAVIT
AUTOPISTA LA MARQUESA- LA VENTA (2,237.03 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA CHAMAPA-NAUCALPAN	GOB. DEL EDO. DE MEXICO
LA VENTA-LA IBERO Km 14+000 a Km 14+300 (8,206.81 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA MEXICO-TOLUCA	S. C. T.
MURO "SOLORZANO" (583.75 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA MEXICO-TOLUCA	S. C. T.
ENTRONQUE LA VENTA (107.69 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA MEXICO-TOLUCA	S. C. T.
RAMA 44-2 (330.78 m <sup>2</sup> )	CONSTITUYENTES- PASEO DE LA REFORMA	S. C. T.

RAMA 45-A (451.13 m <sup>2</sup> )	CONSTITUYENTES- PASEO DE LA REFORMA	S. C. T.
RAMA 45-B (175.28 m <sup>2</sup> )	CONSTITUYENTES PASEO DE LA REFORMA	S. C. T.
RAMA 22 (245.20 m <sup>2</sup> )	CONSTITUYENTES- PASEO DE LA REFORMA	S. C. T.
CLUB DE GOLF LOMAS (1,000.75 m <sup>2</sup> )	MEXICO, D.F.	CLUB DE GOLF LOMAS DE TECAMACHALCO
LIBRAMIENTO CUERNAVACA (775.40 m <sup>2</sup> )	CUERNAVACA, MORELOS	S. C. T.
CUAJIMALPA (478.63 m <sup>2</sup> )	DELEGACION DE CUAJIMALPA	D. D. F.
CUAJIMALPA (268.53 m <sup>2</sup> )	CHINALPA- ZACAMULPA	CONCOAR CONSTRUCCIONES

#### 4.3 RELACION DE OBRAS DE ESTRIBOS DE PUENTES CON TIERRA ARMADA

<u>EN LA OBRA</u>	<u>UBICACION</u>	<u>CLIENTE</u>
ECATEPEC 30-30 (1,236.23 m <sup>2</sup> )	EDO. DE MEXICO	GOB. DEL EDO. DE MEXICO
PUENTE COATZACOALCOS II (2,728.70 m <sup>2</sup> )	COATZACOALCOS, VERACRUZ	S. C. T.
ACUEDUCTO-INSURGENTES (INDIOS VERDES) (2,538.18 m <sup>2</sup> )	INSURGENTES NORTE, D. F.	D. D. F.
PUENTE CONAFRUT REFORMA-CONSTITUYENTES (3,624.86 m <sup>2</sup> )	REFORMA, D. F.	D. D. F.
DISTRIBUIDOR LECHERIA (10,349.69 m <sup>2</sup> )	LECHERIA EDO. DE MEXICO	S. C. T.
PASO CHIHUAHUA- AEROPUERTO (5,875.00 m <sup>2</sup> )	CHIHUAHUA EDO. DE CHIHUAHUA	S. C. T.
PASO VALLARTA-INGLA- TERRA (4,603.55 m <sup>2</sup> )	GUADALAJARA, JALISCO	GOB. DEL EDO. DE JALISCO
PASO GRIJALVA II (2,602.88 m <sup>2</sup> )	VILLAHERMOSA, TABASCO	S. C. T.
DISTRIBUIDOR, STA. MARGARITA (3,896.95 m <sup>2</sup> )	GUADALAJARA, JALISCO	GOB. DEL EDO. DE JALISCO
PASO TESITAN (2,164.39 m <sup>2</sup> )	GUADALAJARA, JALISCO	GOB. DEL EDO. DE JALISCO
PASO EL ALAMO (2,598.25 m <sup>2</sup> )	GUADALAJARA, JALISCO	GOB. DEL EDO. DE JALISCO

VIADUCTO LA MARQUESA (2,237.03 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA MEXICO-TOLUCA	GOB. DEL EDO. DE MEXICO
PASO TLALNEPANTLA Y AV. CEYLAN (2,216.28 m <sup>2</sup> )	AV. CEYLAN Y TLALNEPANTLA	MUNICIPIO DE TLALNEPANTLA
PASO LOS RANCHITOS (1,024.53 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA PUEBLA-ATLIXCO	GOB. DEL EDO. DE PUEBLA
ENTRONQUE SAN RAFAEL (5,261.93 m <sup>2</sup> )	AUTOPISTA CADEREYTA	GOB. DEL EDO. DE NUEVO LEON
ENTRONQUE "LOS CONCHOS" (4,168.95 m <sup>2</sup> )	DELICIAS- CD. CAMARGO	GOB. DEL EDO. DE CHIHUAHUA
PUENTE "DOS ARROYOS" (3,606.86 m <sup>2</sup> )	MEXICO- ACAPULCO	S. C. T.
PASO "CHILPANCINGO" (2,511.95 m <sup>2</sup> )	MEXICO- ACAPULCO	S. C. T.
AV. VALLARTA Y AV. PATRIA (2,139.98 m <sup>2</sup> )	GUADALAJARA, JALISCO	GOB. DEL EDO. DE JALISCO
P.S. "FF.CC-SALTILLO" (2,247.38 m <sup>2</sup> )	PERIFERICO MONTERREY	RED ESTATAL DE AUTOPISTAS, GOB. DEL EDO. DE N.L.
P.S. "FF.CC. I" (4,592.65 m <sup>2</sup> )	PERIFERICO MONTERREY	RED ESTATAL DE AUTOPISTAS, GOB. DEL EDO. DE N.L.
ENTRONQUE LOPEZ MATEOS (1,349.83 m <sup>2</sup> )	PERIFERICO MONTERREY	RED ESTATAL DE AUTOPISTAS, GOB. DEL EDO. DE N.L.
VIALIDAD "LA MEXICANIDAD" (3,731.62 m <sup>2</sup> )	TUXTLA GUTIERREZ, CHIAPAS	GOB. DEL EDO. DE CHIAPAS



PASO CD. GUZMAN  
(602.73 m<sup>2</sup>)

CD. GUZMAN,  
JALISCO

S. C. T.

RIO HONDO-CHAMAPA  
(1,348.33 m<sup>2</sup>)

VIA NAUCALPAN-  
LA VENTA

GOB. DEL EDO. DE  
MEXICO

## CAPITULO V

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA TIERRA ARMADA

## CAPITULO V

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA TIERRA ARMADA

#### 5.1 INTRODUCCION

El montaje de la tierra armada es una operación muy simple que se realiza por el contratista elegido por el cliente.

La simplicidad y rapidez de construcción han sido factores muy importantes en el desarrollo de la tierra armada. Las placas que forman el paramento se superponen entre sí. Esta forma de montaje no necesita andamiaje ni apuntalamiento. La puesta en obra de las armaduras y de la tierra, así como su compactación, se realiza -- por capas sucesivas, como las tongadas de un terraplén tradicional, utilizando la maquinaria habitual de movimiento de tierras.-- Para la manipulación de las placas se utiliza una grúa ligera.

Antes de iniciar los trabajos, la sociedad local de explotación de la tierra armada facilita al contratista encargado de los trabajos y al maestro de obras encargado de la supervisión todos los consejos necesarios para una correcta ejecución del montaje.-- Las tierras de relleno son objeto de especificaciones claras y de pruebas de control bien definidos.

Personal especialmente formado ayudan al contratista en la -- organización de los trabajos y en la formación de equipos durante el comienzo de las operaciones de montaje. Posteriormente, y durante toda la duración de los trabajos, pueden intervenir en la -- obra, por su propia iniciativa o a simple requerimiento del contratista o del maestro de obras.

Este conjunto de prestaciones de servicios ofrecido por cada -- una de las sociedades, permite realizar las obras económicamente y en plazos muy cortos, con todas las garantías de calidad y dura-

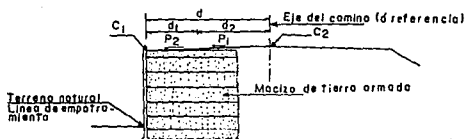
bilidad exigidas por este tipo de obras.

## 5.2 DATOS NECESARIOS PARA LA EJECUCION DEL PROYECTO DE UNA OBRA DE TIERRA ARMADA

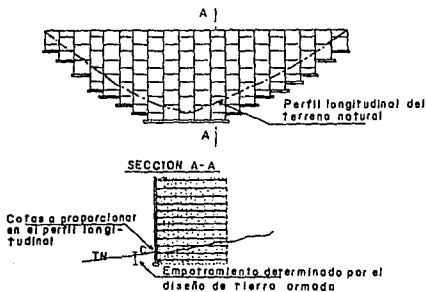
### 5.2.1 Muros de contención sin talud

1.- Cotas de coronación del muro (C1) o datos necesarios para obtenerlas, Por ejemplo, si la plataforma es una calzada de carretera o autopista:

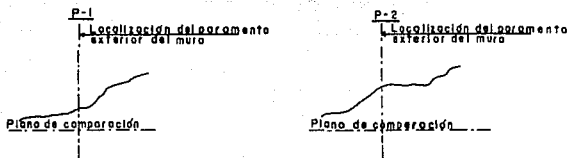
Rasante (C2), distancia del muro al eje del camino (d) y pendientes de proyecto, a considerar (P1 y P2).



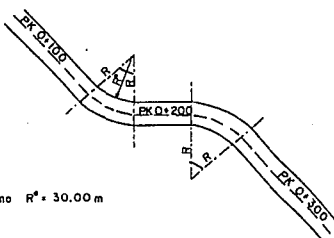
2.- Perfil longitudinal del terreno natural correspondiente al paramento del muro, o la nivelación de donde obtenerlo.



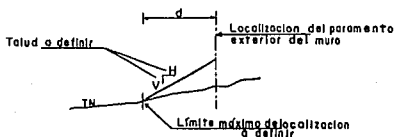
- 3.- Perfiles transversales al muro para definir el empotramiento necesario.



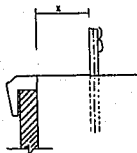
- 4.- Planta de trazo del muro.



- 5.- Si el muro debe ir apoyado en el terraplén, definir el límite máximo de localización, el talud a considerar en el relleno y los datos de los puntos (1) y (4), no siendo necesarios evidentemente los (2) y (3).



- 6.- Sobrecargas necesarias de diseño en la plataforma, ya sean --  
sobrecargas uniformes o puntuales. Si la plataforma es una --  
calzada de autopista o carretera y salvo indicación en con---  
trario, se toman  $1.2 \text{ ton/m}^2$ .
- 7.- Definir si lleva o no barrera de seguridad, tipo a emplear y-  
situación con respecto al paramento del muro.

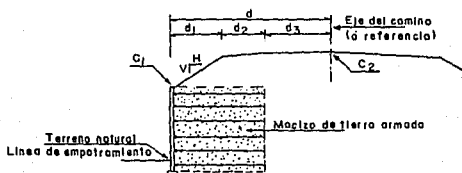


Si  $x = 0.50 \text{ m}$  no es necesario sobredimensionar el macizo de -  
tierra armada.

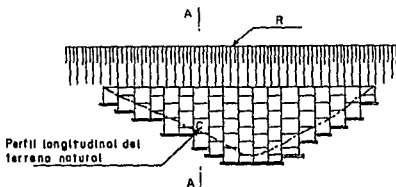
- 8.- Capacidad de carga del terreno.

### 5.2.2 Muros de contención con talud

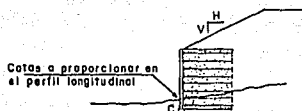
- 1.- Cotas de coronación de muro o datos necesarios para obtenerlas. Por ejemplo, si va una carretera en coronación del talud, rasante, distancia del muro al eje del camino o referencia, - peraltes a tener en cuenta y tipo del talud.



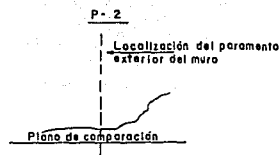
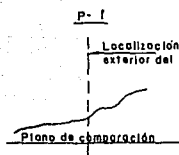
- 2.- Perfil longitudinal del terreno por el paramento del muro, en el que se reflejará también el longitudinal de la rasante de la plataforma superior (R).



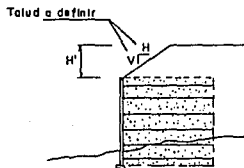
SECCION A-A



- 3.- Perfiles transversales al muro para definir el empotramiento necesario.

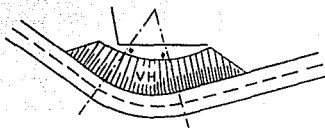


- 4.- Sección tipo con indicación de la altura y tipo (2:1, 3:2, -- etc.) del talud.



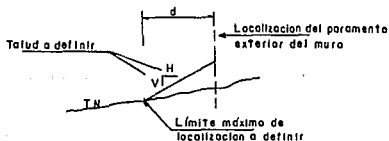


5.- Planta de trazo del muro.



♦ Desarrollo del muro a definir

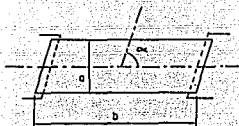
- 6.- Si el muro debe ir apoyado en el terraplén definir el límite máximo de localización, el talud a considerar en el relleno y los datos de los puntos (1) y (4), no siendo necesarios evidentemente los (2) y (3).



- 7.- Sobrecargas necesarias de diseño en la plataforma, ya sean sobrecargas uniformes o puntuales. Si la plataforma es una calzada de autopista o carretera y salvo indicación en contrario se toman  $1.2 \text{ ton/m}^2$ .
- 8.- Capacidad de carga del terreno.

### 5.2.3 Estribo de puente

- 1.- Geometría en planta del tablero y localización de los paramentos de los estribos, ancho del tablero, esviaje, etc, Cadenamiento del eje de los apoyos o de paramento.



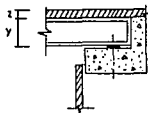
- 2.- Posibilidad de la forma de las aletas.



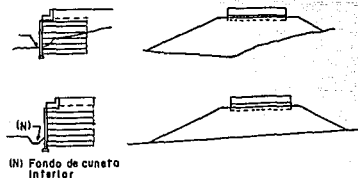
- 3.- Cotas de apoyo de las traves.

- 4.- Definición geométrica del tablero:

- Peralte de la trabe ( $y$ )
- Peralte de la losa de compresión ( $z$ )
- El número de traves y su separación entre ejes



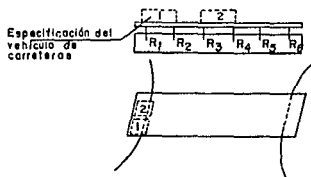
5.- Longitudinales del terreno natural a lo largo de estribo y --  
aletas o la cota de la rasante.



6.- Talud de relleno de proyecto.

7.- Perfiles transversales perpendiculares al paramento.

8.- Sobrecargas del tablero según las siguientes hipótesis:



a) Reacción por ml. de estribo debido a peso propio.

b) Reacción por ml. debido a cargas muertas.

c) Diferentes reacciones de las vigas ( $R_1$ ,  $R_2$  ... etc.) en la hipótesis (1) del croquis, incluyendo sobrecarga de uso.

d) Diferentes reacciones de las vigas ( $R_1$ ,  $R_2$  ... etc.) en la hipótesis (2), incluyendo sobrecarga de uso.

e) Los apartados anteriores pueden sustituirse por la reacción media entre la reacción máxima y la reacción en el centro -

por ml. calculando el cargadero como trabe sobre medio elástico haciendo la hipótesis de coeficiente de balasto más -- adecuada al relleno que se vaya a emplear.

f) Reacción horizontal por ml. debida a frenado, fluencia, etc.

g) Carga viva y carga muerta, de reacciones vertical y horizontal.

9.- Capacidad de carga del terreno.

#### 5.2.4 Muros inundables

Tanto en el caso de muros de contención, como de estribos de puentes, si pueden ser inundados, se debe especificar si es agua de mar o especialmente agresiva, o bien agua dulce, y proporcionar la cota de máxima avenida indicando si es anual, centenaria, etc.

Salvo datos en contra consideraremos un posible desnivel hidrostático de 1 metro en el interior y exterior del macizo de tierra armada, en caso de posibilidad de descenso rápido de agua.

En todas las obras será necesario un informe geotécnico que en una primera instancia ayude a determinar si cabe la posibilidad de algún problema de estabilidad externa que haga necesario un estudio más profundo por parte del contratista.

### 5.3 OPERACIONES PREVIAS AL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

#### 5.3.1 Tipo de organización

La ejecución de estructuras de tierra armada debe ser organizada como una obra de movimiento de tierra.

El rendimiento en el montaje del paramento y la colocación de las armaduras depende muy directamente de una buena organización del movimiento de tierras.

El espesor de las tongadas es de 37.5 cm. y el volumen de cada una de ellas viene determinado por la longitud del muro y la longitud de las armaduras.

En el caso de existir terraplén de acceso y/o derrame en el lado opuesto del paramento, habrá que sumarlo al volumen del macizo armado, sin que dicho incremento de tierras deba necesariamente cumplir las condiciones específicas impuestas por los macizos de tierra armada figura 5-1.

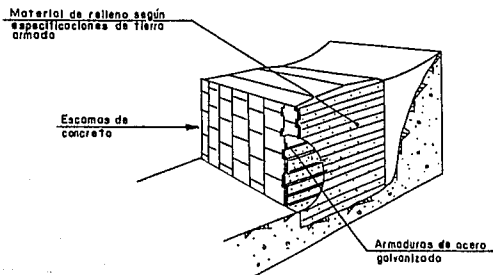


FIG. 5-1

### 5.3.2 Estimación del equipo necesario para el montaje

El equipo humano que estimamos necesario es:

- 1 Jefe de equipo o similar
- 1 oficial carpintero, albañil o similar
- 3 ó 4 peones

### 5.3.3 Elementos necesarios suministrados por Tierra Armada, S.A.

Además de todos los elementos prefabricados que constituyen la estructura de tierra armada y que se suministran a obra sobre camiones, Tierra Armada, S.A. facilitará el siguiente material de montaje:

- Eslinga para descarga de escamas figura 5-2.
- Eslinga de montaje con anillo especial de enganche a la grúa -- figura 5-3.
- Plantilla de galibo figura 5-4.

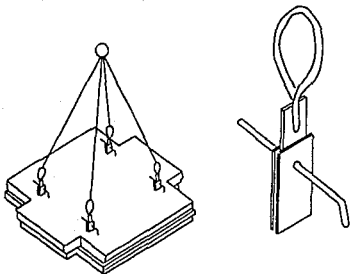


FIG. 5-2

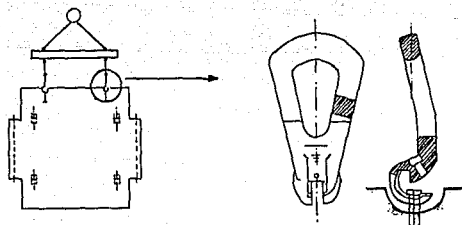


FIG. 5-3

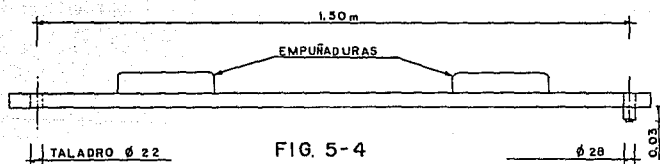


FIG. 5-4

#### 5.3.4 Equipo mecánico y accesorios a disponer por el contratista

- Una pequeña grúa móvil de 2 ton. de potencia
- Gatos para rigidización de escamas durante el montaje figura 5-5
- Cuñas de madera figura 5-6
- Llaves fijas del 20
- Barras de uña
- Regla metálica de 2.5 a 3 m.
- Nivel y plomada
- Madera para apuntalar la primera fila de escamas
- Largueros de madera para el acopio de escamas figura 5-7

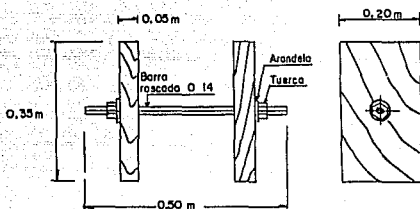


FIG. 5-5

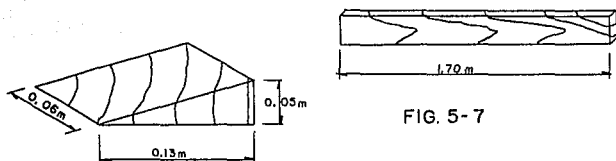


FIG. 5-7

FIG. 5-6

### 5.3.5 Rendimiento

Con los equipos que hemos señalado se deben realizar todas las operaciones necesarias de: descarga, acopio, montaje, reglaje de escamas y colocación de las armaduras.

Un rendimiento normal de montaje, en condiciones aceptables de acceso a la obra y de la longitud de la misma, puede cifrarse entre 40 y 50 m<sup>2</sup>/día de paramento terminado, una vez finalizada la colocación de la primera fila que es, la más laboriosa.

### 5.3.6 Material de relleno

Antes del comienzo de la obra, es necesario enviar a Tierra -- Armada, S.A. un saco de 50 kgs. del material que se piensa utilizar en el relleno armado de la estructura, con el fin de proceder



a su ensayo y aprobación.

Además de las especificaciones técnicas generales de terraplenes y rellenos, las condiciones que deberá cumplir el material de relleno para su uso en los macizos de tierra armada con armaduras especiales de alta adherencia serán las siguientes:

#### Condiciones Mecánicas

- a) El tamaño máximo del material de relleno no será mayor de --- 250 mm.
- b) El material de relleno no deberá tener más de 15% de finos que pasen por la malla 200 (80 micras).
- c) Si se tuviera el caso de que el material de relleno no cumpliera con la condición mencionada en el inciso 'b', se tendrá que cumplir con los siguientes requisitos.

1.- El porcentaje de partículas menores a 15 micras será de un máximo de 10%, determinado por la prueba de velocidad de sedimentación.

2.- Si el porcentaje de partículas menores a 15 micras está comprendido en el rango de 10% a 20%, el material puede emplearse siempre y cuando el ángulo de fricción interna real sea mayor a 25 grados.

#### Condiciones Electro-Químicas

Los terrenos serán válidos para utilizar en rellenos armados cuando:

- a) La actividad en iones hidrógeno o PH del material de relleno debe estar comprendido entre los valores de 5 a 10.
- b) Resistividad eléctrica (medida sobre celda normalizada de tierra armada)

Para obras fuera de agua (en seco): Mayor de 1,000 ohms por centímetro.

Para obras dentro de agua (inundables): Mayor de 3,000 ohms por centímetro.

c) Contenido de sales solubles

Se determinará en los materiales con resistividad comprendida entre 1,000 y 5,000 ohms por centímetro. Y para los materiales de origen industrial, los cuales se podrán utilizar si cumplen con las siguientes condiciones.

- Para obras en seco, el contenido de cloruros (CL ) debe ser menor a 200 Mg/Kg. Y el contenido de sulfatos menor de 1,000-Mg/Kg.

- Para obras inundables, el contenido de cloruros debe ser menor a 100 Mg/Kg. Y el contenido de sulfatos menor a 500 Mg/Kg

En algunos casos se deberá estudiar el contenido de sulfuros y de materia orgánica, así mismo su actividad biológica en función al origen del material y de la obra.

#### 5.4 DESCARGA Y ACOPIO DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

Es muy aconsejable disponer de un acopio de elementos prefabricados mínimo para 8-10 días de montaje, en previsión de posibles inconvenientes derivados fundamentalmente del transporte.

##### 5.4.1 Armaduras

Las armaduras llegarán a obra generalmente en camiones de gran tonelaje (25 t) en paquetes de 50 a 75 unidades, con un peso aproximado de 1.5 ton.

Se descargarán con ayuda de una grúa y los paquetes de las armaduras de más de 6 m. de longitud se deberán descargar y manipularlas con ayuda de un perfil.

En general es necesario evitar doblar las armaduras para no dañar el galvanizado del acero.

En cuanto al acopio de las armaduras, es muy interesante, para evitar posteriores errores, y facilitar el montaje, almacenarlas por longitudes, con una tablilla que indique la dimensión y tipo de cada acopio figura 5-8.

Las armaduras no deben colocarse directamente sobre el suelo, sino sobre madera para evitar el contacto con el agua, sobre todo cuando el período de almacenamiento pueda ser prolongado. La tornillería debe almacenarse en local cerrado para evitar su pérdida. No se pueden emplear otros tornillos que los suministrados por Tierra Armada, S.A. siendo especialmente peligroso utilizar tornillos comerciales sin autorización expresa de Tierra Armada S.A.

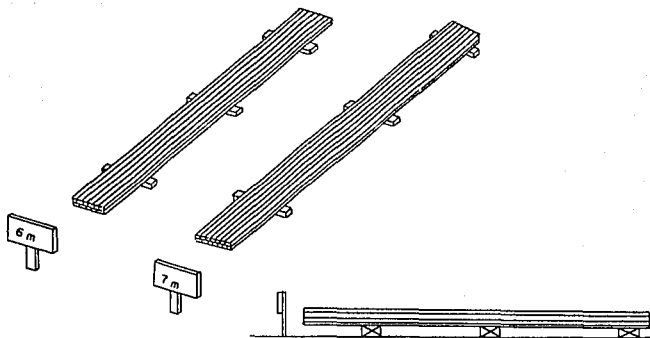


FIG. 5-8

#### 5.4.2 Escamas

Las escamas prefabricadas de concreto llegarán a obra en trailers de gran tonelaje (25 ton), por lo que el acceso a obra deberá ser el adecuado.

Tanto el transporte como el almacenaje se hace con las escamas en posición horizontal y los arranques hacia arriba. La descarga y colocación de las escamas en el acopio se realiza con ayuda de eslingas especiales de descarga.

El acopio se realiza según el croquis de la figura 5-9.

Las pilas no deberán tener, en altura, más de 6 escamas de --- concreto.

Los arranques no deben doblarse en ningún caso, apoyando unas sobre otras.

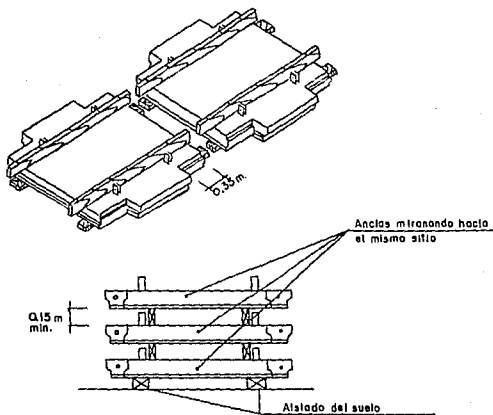


FIG. 5-9

Las piezas de madera necesarias para el almacenaje en obra de las escamas, serán por cuenta del cliente. (secciones de polín de 4" x 4" x 30 cm), y se requerirán dos piezas por metro cuadrado de paramento.

La escama inferior de cada pila debe de ser protegida al contacto con el suelo.

Las escamas de la misma pila deben ser separadas las unas de las otras por medio de polines (4" x 4" x 30 cm). Durante estas operaciones se tendrá mucho cuidado de no rayar o manchar la cara visible del paramento y de no doblar los arranques de la escama inferior.

#### 5.4.3 Juntas

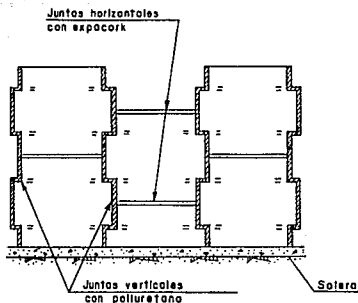
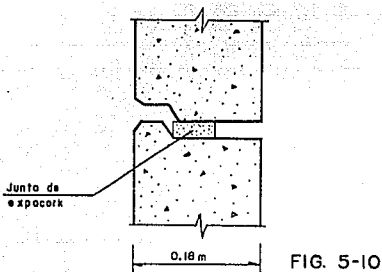
Las escamas quedan separadas por juntas que dan la holgura necesaria para soportar los asentamientos diferenciales que pudiesen ocurrir.

Las juntas verticales son de espuma de poliuretano de células abiertas y su función es la de permitir el paso del agua, impidiendo el de los finos del material de relleno. Su sección es de 4 x 4 cm. y la longitud aproximada de cada tira es de 2m.

En los casos en que la estructura de tierra armada pueda permanecer inundada temporal o permanentemente se emplearán juntas verticales tipo "textil no tejido" pegadas a las escamas, en sustitución de las juntas de poliuretano. La disposición vendrá definida en los planos de proyecto.

Las juntas horizontales entre escamas son unas tiras de corcho aglomerado con resina epoxi, que permiten un asiento flexible entre las escamas figura 5-10.

En principio y salvo indicación en contrario se emplearán juntas de 6 cm. de anchura bajo las escamas tipo 18 y de 8 cm. bajo las escamas tipo 18F figura 5-10a.



## 5.5 OPERACIONES DE MONTAJE

### 5.5.1 Descripción de los elementos

Un macizo de tierra armada esta constituido por:

- Una piel de escamas de concreto
- Armaduras de alta adherencia, colocadas en capas horizontales
- Rellenos friccionantes

#### a) Escamas de concreto figura 5-11.

Las escamas del paramento de concreto prefabricado forman una cuadrilla de 1.50 m x 1.50 m dispuestas en forma cruciforme y montadas por filas horizontales. Estan ensambladas las unas -- con la otras, por un sistema de 'Barra-Tubo' que van ahogadas en el concreto (escama).

Estan dotadas de: Arranques de acero galvanizado, en los cuales se atornillan las armaduras (un tornillo por arranque). -- Insertos de izaje, que permiten la presentación de la escama - en posición vertical durante su colocación.

Las filas inferior y superior de los macizos llevan escamas de media altura (medias escamas tipo 'C').

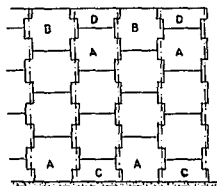


FIG. 5-II

a) Superficie de los paramentos

La superficie de paramentos de tierra armada se obtendrá tomando como base, la superficie unitaria de las siguientes escamas:

Escamas enteras tipo : A Y B = 2.25 m<sup>2</sup>

Escamas medias tipo: C Y D = 1.125 m<sup>2</sup>

SP1 = 0.80 m<sup>2</sup>

SP2 = 1.45 m<sup>2</sup>

SP3 = 1.75 m<sup>2</sup>

SP4 = 2.00 m<sup>2</sup>

SP5 = 2.50 m<sup>2</sup>

SP6 = 2.75 m<sup>2</sup>

Todas las escamas serán de concreto armado, con una resistencia de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

b) Juntas entre las escamas

Las juntas horizontales son de corcho aglomerado por una resina insensible al agua, o bien por tacones de neopreno solido. Las juntas verticales son de poliuretano de sección cuadrada - 4 cm x 4 cm. En las obras marítimas o fluviales, las cuales -- son sometidas a cambios rápidos de tirante de agua, se adiciona una protección de un geotextil de 50 cm de ancho, que va -- adherido en la parte posterior de la escama, en el caso de este tipo de junta será especificada en los planos y en el proyecto.

c) Armaduras de alta adherencia

Las armaduras de acero galvanizado se entregan preparadas para su colocación, es decir cortadas a la medida necesaria y perforadas. Se colocan mientras se efectua el relleno en capas hori-



zontales a cada 0.75 m. Y la perforación en el extremo permite atornillarla a los arranques de las escamas. Los arranques, -- tornillos y armaduras son de la misma aleación para evitar riesgos de corrosión. El fy utilizado es de 1520 kg/cm<sup>2</sup>.

En los casos en que las armaduras sean de una longitud tal que dificulte su transporte, se diseñan seccionadas y su unión se hará por medio de dos soleras de acero galvanizado (prolongadores) y se atornillan a las armaduras en sus dos extremos.

### 5.5.2 Excavación

En primer lugar, y a la vista del proyecto, es necesario proceder a la excavación de la caja necesaria para colocar las armaduras en toda su longitud figura 5-12

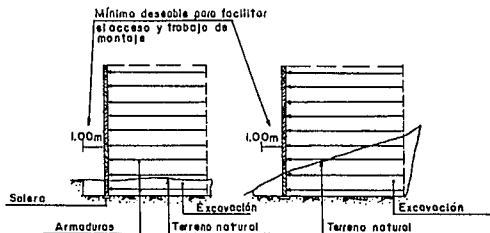


FIG. 5-12

### 5.5.3 Solera de reglaje

La solera de reglaje tiene como misión exclusiva obtener una superficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera fila de escamas. No es una cimentación.

Es fundamental que su ejecución sea extremadamente cuidadosa y

con una buena horizontalidad en sentido longitudinal y transversal. Es la base de un buen montaje posterior figura 5-12a.

Sobre la solera se deberá replantear la línea exterior del paramento, pintándose la alineación sobre la superficie de la solera, no dejándose nunca una cuerda como referencia.

Cuando en el proyecto figuren diferentes escalones de solera, se construirán según el croquis de la figura 5-13.

Las primeras escamas (fila inferior) se apoyan sobre la solera de concreto simple, usualmente de 100 a 150 kg/cm<sup>2</sup> sin armado. -- Esta solera deberá tener como mínimo 0.35 m de ancho y 0.10 m de altura.

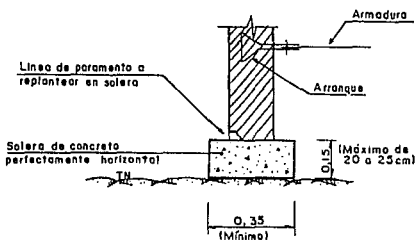


FIG. 5-12a

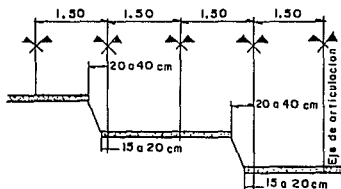


FIG. 5-13

En el momento en que la solera este lista y la estructura replanteada sobre ella, se deberá avisar a Tierra Armada, S.A. con una antelación de 48 hrs, para que un supervisor de montaje acuda a obra, para dirigir el montaje de las primeras escamas e instruya al personal de la obra.

#### 5.5.4 Colocación de la primera fila de escamas

Una vez marcado sobre la solera el punto inicial de replanteo longitudinal, que normalmente viene definido en el proyecto, se procede al montaje de las primeras dos medias escamas.

El orden de operación es:

- 1.- Colocación de escama 1
- 2.- Colocación de escama 2
- 3.- Comprobación con regla de galibo figura 5-14.
- 4.- Verificación de la horizontalidad con regla metálica figura 5-14
- 5.- Aplomado de las escamas (con plomada nunca con nivel) figura 5-15.
- 6.- Apuntalamiento figura 5-16.

Seguidamente se continúa el montaje en el siguiente orden:

- 1.- Colocación de la escama 3 figura 5-17.
- 2.- Horizontalidad y aplomado de la escama 3 e inmediato apuntalamado.
- 3.- Verificación de las juntas horizontales, deben quedar de 2 cm.
- 4.- Colocación de la escama media 4 con los criterios expuestos en el anterior orden.
- 5.- Colocación de la escama 5 figura 5-18.
- 6.- Verificación de galibo entre las escamas 3 y 5.

- 7.- Horizontalidad y aplome de la escama 5.
- 8.- Verificación de las juntas horizontales (2 cm).
- 9.- Verificación con regla y nivel de la horizontalidad de las --  
escamas 3 y 5.
10. Apuntalamiento de la escama 5.
- 11.- Colocación por el trasdos de las juntas verticales de poliu-  
retano.
- 12.- Colocación de los gatos en la escama figura 5-19.
- 13.- Repetición de las operaciones con las escamas sucesivas ---  
hasta completar la primera fila de ellas.
- 14.- Comprobación de que la alineación es correcta.

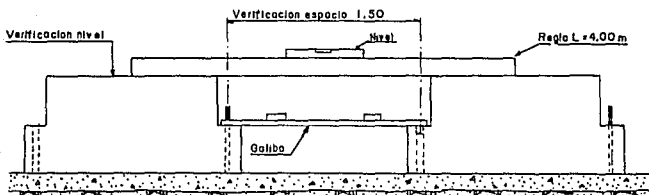


FIG. 5-14

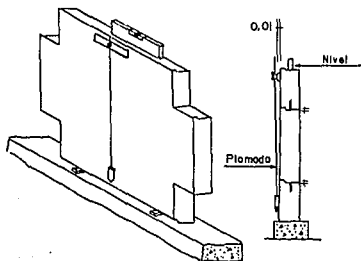


FIG- 5-15



FIG. 5-16

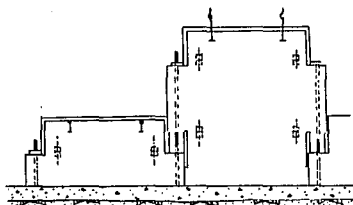


FIG. 5-17

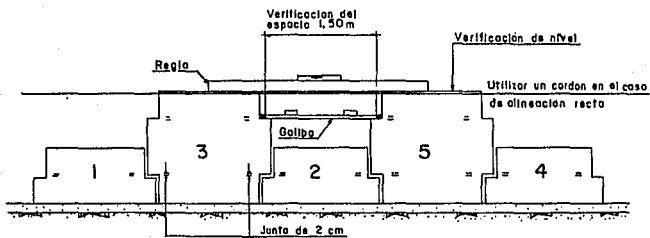


FIG. 5-18

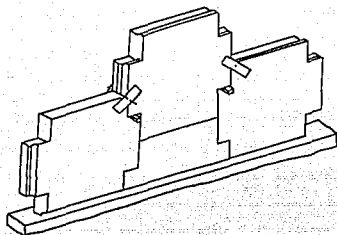


FIG. 5-19

El aplomado de las escamas se hace siempre con plomada, nunca con nivel, dejando un desplome hacia el interior de 1 cm. en las escamas enteras y 0.5 cm. en las escamas medias. Este desplome -- será recuperado cuando se extienda y compacten las tierras de relleno. En algunos casos y dependiendo del material de relleno el desplome indicado se deberá corregir tras las primeras comprobaciones de verticalidad que se efectúen.

Las correcciones de horizontalidad y la junta de 2 cm. de las escamas se realizarán mediante el empleo de cuñas de madera figura 5-20.

Los pequeños desplazamientos que haya que dar a las escamas -- una vez posicionadas sobre la solera o sobre otras escamas se -- realizará con la utilización de barras de uña figura 5-21.

La aplicación de la barra de uña no debe hacerse sobre las articulaciones en hombros de la escama sino en la base de la misma.

Cuñas en caso de ser necesarios  
para nivelar la escama o conseguir  
los 2 cm. de junta



FIG. 5-20

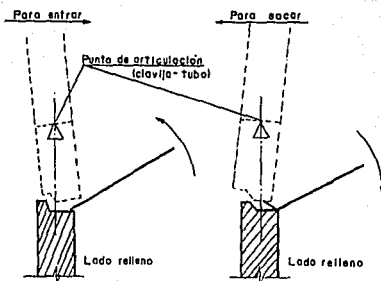


FIG. 5-21

### 5.5.5 Terraplenado y colocación de las armaduras

una vez colocadas y apuntaladas las escamas de la primera fila y rigidizadas con los gatos necesarios, se procederá al terraplenado y compactado, de acuerdo con los niveles que se indican en la figura 5-22.

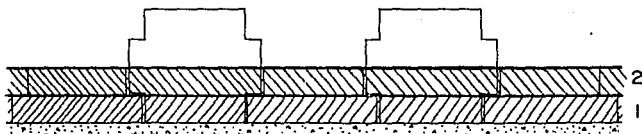


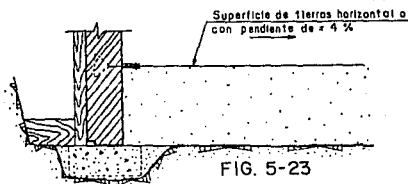
FIG. 5-22

Una vez terraplenado el nivel 1 se procederá al compactado de esta tongada. El acabado de la tongada será el normal de cualquier terraplén para que las armaduras apoyen completamente sobre el relleno, cuidando de que esto ocurra igualmente en la zona de unión del arranque con la armadura.

Se procede ahora a la colocación de las armaduras correspondientes a este nivel figura 5-23.

Las armaduras se colocan perpendiculares al paramento del muro y se unen a los arranques mediante los tornillos y tuercas correspondientes ( $\frac{1}{2}$ " x  $1\frac{1}{4}$ ").

Colocando este primer nivel de armaduras, se extiende y compacta la tongada 2.



Indicamos seguidamente una serie de sugerencias para facilitar la realización del terraplenado de los macizos de tierra armada y que su ejecución no interfiera con la calidad del montaje del paramento.

La forma ideal para el extendido de las tierras será:

Extender en primer lugar en el centro del macizo armado, --- avanzar posteriormente hacia la zona final de las armaduras y finalmente por franjas, hacia el paramento.

La marcha de extendido debe ser siempre paralela al paramento-



en todas sus fases. Nunca debe extenderse la tierra perpendicularmente a las escamas y aún menos avanzando hacia ellas. figura-5-24. Si el terraplenado se hace con máquinas de orugas, éstas no deben apoyarse directamente sobre las armaduras para no dañar su galvanizado.

El compactado, en cuanto a su calidad, no es una exigencia intrínseca de la tierra armada y viene determinado por la utilización de la estructura que irá sobre el macizo armado, cuyas exigencias de limitación de asientos son siempre superiores a las necesarias para el funcionamiento mecánico de la tierra armada. Habitualmente se suele utilizar el mismo grado de compactación de los terraplenes de la obra de que se trate.

La única limitación que impone la tierra armada es la relativa al compactador a utilizar en el metro y medio más próximo al paramento, franja en la que no se deben utilizar grandes compactadores dinámicos que pueden provocar ligeros desórdenes en las escamas, fundamentalmente desplomes. En esta zona es recomendable emplear bandejas vibrantes o rodillos vibrantes de alrededor de 7 kg/cm<sup>2</sup> de carga estática.

La humedad de las tierras, sobre todo en suelos finos, no debe ser superior a la del óptimo proctor ya que durante la compactación puede provocarse el desplome de las escamas.

La tongada que se deja al final de la jornada es fundamental darle pendiente hacia la parte posterior del macizo, al igual que longitudinalmente, con objeto de evacuar el agua en caso de lluvias intensas. Si a pesar de todas las precauciones, se saturase esta capa, deberá escarificarse y retirarse, o bien iniciarse el trabajo con una capa de material bien drenante.

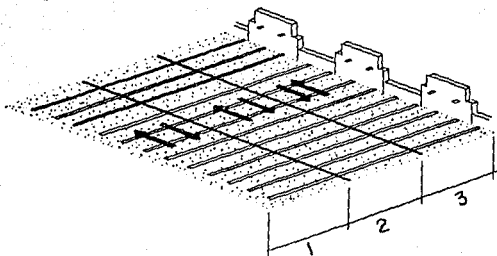


FIG. 5-24

### 5.5.6 Colocación de la segunda y sucesivas filas de escamas

Una vez compactadas las tierra del nivel 2 figura 5-22, se -- verificará de nuevo la verticalidad de las escamas enteras, comprobando si ha habido desplome, midiéndolo en su caso, como consecuencia del compactado de las tierras.

La segunda fila de escamas se montará, teniendo en cuenta el -- desplome producido.

El aplomado de las escamas de esta segunda fila se efecturá -- igualmente, con plomada, tirándola desde la parte superior de las escamas hasta la inferior de la fila precedente.

Las fases ha seguir en la colocación de la segunda fila de es-- camas son las que siguen: figura 5-25.

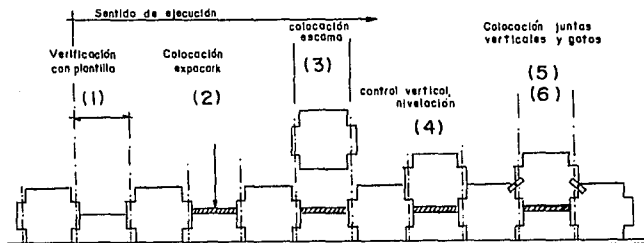


FIG. 5-25

- 1.- Verificación del galibo entre las escamas ya colocadas con la regla correspondiente.
- 2.- Colocación de la junta horizontal de expacork.
- 3.- Colocación de la escama.
- 4.- Nivelación y aplomado. Utilizando cuñas si fuera necesario.
- 5.- Colocación de la junta vertical de poliuretano por el paramento interior.

6.- Colocación de gatos.

7.- Comprobación de que la alineación es correcta.

8.- Continuar extendiendo y compactando las sucesivas tongadas y colocando las armaduras en los niveles correspondientes.

El resto del montaje se continúa con las mismas prescripciones que las señaladas para la segunda fila de escamas, tirando siempre la plomada hasta la parte visible más baja del muro.

#### 5.5.7 Acufado de las escamas

En los casos necesarios para nivelar y aplomar las escamas, se utilizan cuñas de madera.

Las cuñas se colocarán siempre en las crucetas de las escamas sobre la cara exterior del paramento figura 5-26.

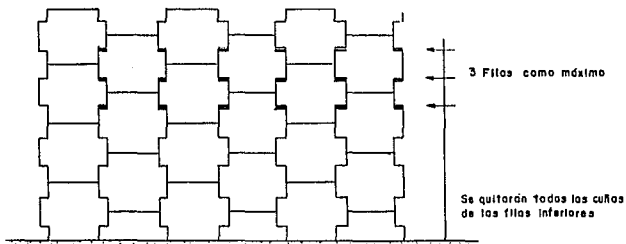


FIG. 5-26

Durante el montaje del muro, las cuñas no deben permanecer colocadas en más de tres filas, eliminando sistemáticamente las existentes en filas inferiores.

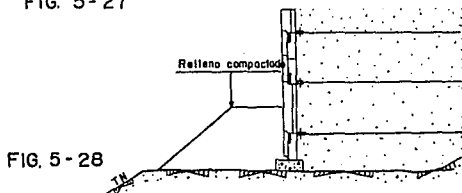
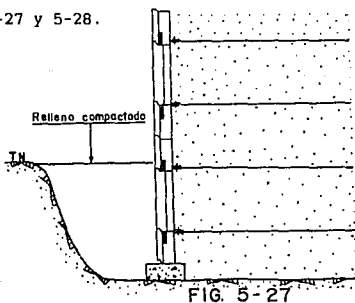
Concluido el montaje del muro no debe quedar ninguna cuña en el paramento.

La no extracción de las cuñas puede llegar a ocasionar, en caso de asentos del muro, la rotura de las esquinas de las escamas. A excepción de en la solera, jamás deben ponerse cuñas en el interior del paramento. figura 5-26.

#### 5.5.8 Empotramiento de la estructura

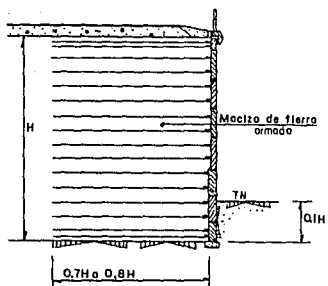
El apuntalamiento de las escamas inferiores se puede eliminar una vez que las tongadas compactadas alcancen una altura de 1.50-metros es decir, cuando ha quedado superada la escama entera del arranque.

El comienzo de relleno del empotramiento debe hacerse cuando el macizo armado alcance los tres metros a efectos de poder aplomar la escama superior con su correspondiente inferior figuras -- 5-27 y 5-28.

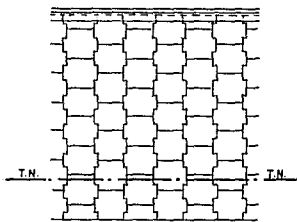


## MUROS TIPO

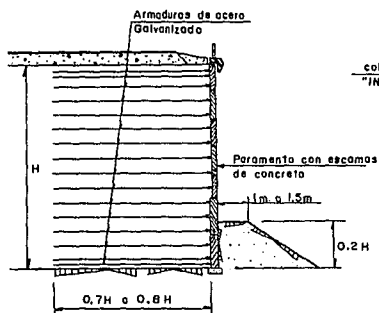
MURO SOBRE TERRENO HORIZONTAL



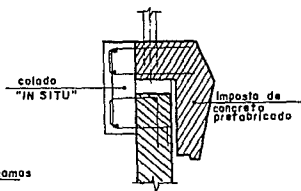
PARAMENTO CON ESCAMAS DE CONCRETO



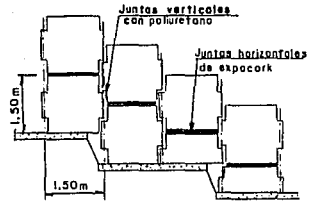
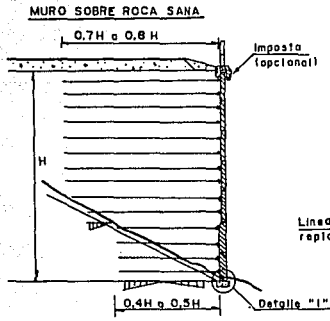
MURO SOBRE TALUD



DETALLE DE IMPOSTA (OPCIONAL)

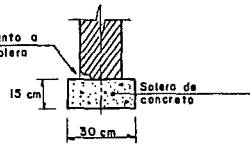


## ESQUEMA DE MONTAJE



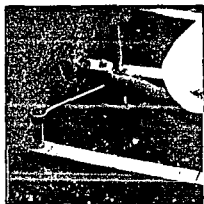
### Detalle "I"

Línea de paramento a replantear en solera

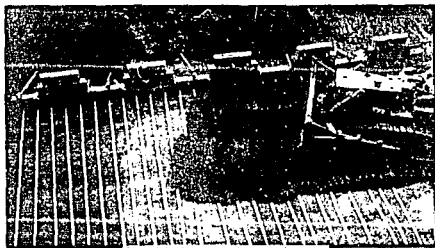




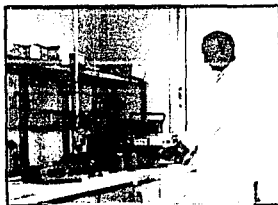
La manipulación y colocación de las placas es una operación fácil y rápida



Un simple tornillo de gran resistencia permite fijar la armadura a las placas



Extendido de tierras sobre armaduras

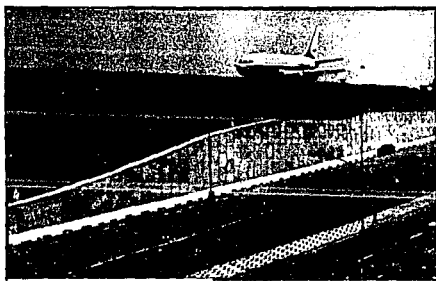


Prueba de material de relleno para comprobar que cumple con las especificaciones

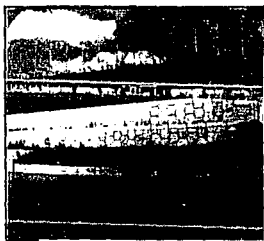


En todos los proyectos, los monitores de montaje dan consejos útiles para la marcha de las operaciones.

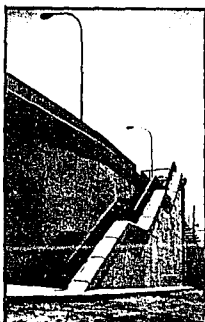




En el aeropuerto Gogonhas (Sao Paulo), un muro de contención de Tierra Armada permite el paso de una autopista al borde de una pista de circulación del aeropuerto.

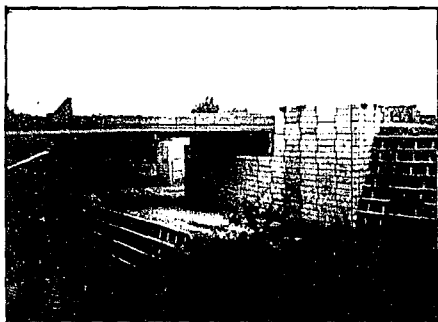


Estos muros terracedos, asociados a un muro de muelle, ilustran las múltiples aplicaciones de la Tierra Armada.



España

Los arquitectos aprecian la flexibilidad de utilización de la Tierra Armada y la variedad de posibles tratamientos arquitectónicos.



Francia

He aquí una de las realizaciones más recientes en materia de tratamiento arquitectónico y de muros ejardinados. Las plantaciones previstas para los diferentes niveles de la obra ocultarán el hormigón y le darán la apariencia de una cortina vegetal.



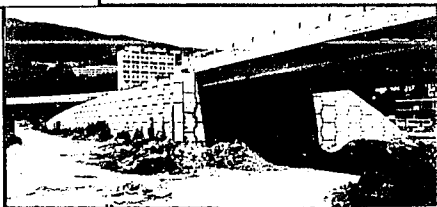
Isla de la Reunión

Esta obra ha resistido varios ciclones en el Océano Índico.



Estadía Unibon

Estos estribos realizados para la central térmica de McNeil soportan cada día el paso de una veintena de trenes con cargas muy pesadas.



Más de un millar de estribos de puente, similares a éstos realizados en Venezuela y en Australia, están en servicio por todo el mundo y soportan puentes de vanos isostáticos e hiperestáticos.

## CAPITULO VI

## CONCLUSIONES

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

En este capítulo formaremos primeramente las cuadrillas de -- trabajo y los costos horarios del equipo que interviene en las -- diferentes actividades.

Posteriormente haremos el cálculo aproximado de cada uno de -- los muros para una altura de 5 m., con el objeto de obtener las -- cantidades de los materiales a utilizar y el análisis de precios -- unitarios. Con estos datos realizaremos el estimado del costo y -- tiempos de ejecución para un metro lineal de muro; y poder llegar a la comparativa de costo contra tiempo entre un muro de mampos-- tería, concreto armado y tierra armada.

Para la obtención de estos precios se utilizó el cálculo del -- factor del Salario Real (F. S. R.) y los salarios vigentes al 1º -- de Enero de 1993 de la zona económica "A", fijados por la Comi-- sión Nacional de Salarios Mínimos.

Nota: Todos los precios estan en nuevos pesos

## INTEGRACION DEL SALARIO REAL

Los trabajadores tienen derecho, de acuerdo a la ley, a recibir como compensación a su trabajo los siguientes pagos directos:

- Por cuota diaria	365	días
- Por prima vacacional		
0.25 x 6 días de vac.	1.5	días
- Por aguinaldo	15	días
	<u>381.5</u>	<u>días</u>

De acuerdo con la ley, los trabajadores tienen derecho a descansar con goce de sueldo los siguientes días:

- Por séptimo día	52	días
- Por días festivos	7.17	días
- Por vacaciones	6	días
	<u>65.17</u>	<u>días</u>

Es necesario considerar como inactivos algunos días del año, durante los cuales el trabajador goza de su salario íntegro.

- Por fiestas de costumbre	3	días
- Por enfermedad no prof.	2	días
- Por mal tiempo y otros	4	días
	<u>9</u>	<u>días</u>

Días pagados al trabajador por año son: 381.5 días

Días realmente trabajados son: 365 - 65.17 - 9 = 290.83 días

\* COEFICIENTE DE INCREMENTO DEBIDO EXCLUSIVAMENTE A LA LEY FED. - DEL TRABAJO.

$$\frac{381.5 \text{ Días pagados}}{290.83 \text{ días laborados}} = 1.3118$$

\* INFONAVIT Y SAR

$$\frac{0.07 \times 381.5 \text{ días pagados}}{290.83 \text{ días laborados}} = 0.0918$$

\* SEGURO SOCIAL

	para trabajadores de salario mínimo	para trabajadores de salario mayor- que el mínimo
-Enfermedad y maternidad	11.40	8.40
-Invalidez, vejes, cesan- tia y muerte.	7.03	5.18
-Riesgos de trabajo	8.79	8.79
	<u>27.22</u>	<u>22.37</u>

salario mínimo

salario > que el mínimo

$$\frac{0.2722 \times 381.5}{290.83} = 0.3571$$

$$\frac{0.2237 \times 381.5}{290.83} = 0.2934$$

\* GUARDERIAS

$$\frac{0.01 \times 365 \text{ días de cuota diaria}}{290.83 \text{ días laborados}} = 0.0126$$

\* REMUNERACIONES

$$\frac{0.01 \times 381.5 \text{ días pagados}}{290.83 \text{ días laborados}} = 0.0131$$

	Salario mínimo	Salario mayor que el mínimo
- LEY FED. DEL TRABAJO	1.3118	1.3118
- INFONAVIT Y SAR	0.0918	0.0918
- IMSS	0.3571	0.2934
- GUARDERIAS	0.0126	0.0126
- REMUNERACIONES	<u>0.0131</u>	<u>0.0131</u>
	1.7864	1.7227

Salario mínimo 1.7864

Salario mayor  
que el mínimo 1.7227

Categorías	Salario Base	F. S. R.	Salario Real
Peón (sal. mínimo)	14.27	1.7864	25.49
Oficial de albañilería	20.84	1.7227	35.90
Carpintero de obra negra	19.39	1.7227	33.40
Fierrero de construcción	20.06	1.7227	34.56
Chofer de camión	21.32	1.7227	36.76
Operador de tractor sobre orugas	21.90	1.7227	37.73
Operador de retroexcavadora sobre neumaticos motoconformadora y compactador	21.22	1.7227	36.55



CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	Jor		
M.O. 01	Cuadrilla de: Oficial albañil y Peón.	RENDIMIENTO			
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>					
<b>SUBTOTAL</b>					
<b>MANO DE OBRA</b>					
	Oficial albañil	Jor	1.00	35.90	35.90
	Peón	Jor	1.00	25.49	25.49
					<u>61.39</u>
	Maestro	%	10	61.39	6.139
<b>SUBTOTAL</b>					67.53
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>					
<b>SUBTOTAL</b>					
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		67.53
			<b>INDIRECTO</b>		
			<b>UTILIDAD</b>		
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD		Jor	
		RENDIMIENTO			
N.O. 02	Cuadrilla de: Oficial carpintero y Ayudante carpintero.				
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>MAHO DE OBRA</b>				
	Oficial carpintero	Jor	1.00	33.40	33.40
	Ayudante carpintero	Jor	1.00	25.49	25.49
					58.89
	Maestro	%	10	58.89	5.889
	<b>SUBTOTAL</b>				64.78
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		64.78
			<b>INDIRECTO</b>		
			<b>UTILIDAD</b>		
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		

CLAVE	ESPECIFICACION			UNIDAD	Jor
M.O. 03	Cuadrilla de: Oficial herrero y Ayudante herrero			RENDIMIENTO	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	MATERIALES				
	SUBTOTAL				
	MANO DE OBRA				
	Oficial herrero	Jor	0.50	34.56	17.28
	Ayudante herrero	Jor	1.00	25.49	<u>25.49</u>
					42.77
	Maestro	3	10	42.77	4.277
	SUBTOTAL				46.72
	HERRAMIENTA Y EQUIPO				
	SUBTOTAL				
OBSERVACIONES			COSTO UNITARIO DIRECTO		46.72
			INDIRECTO		
			UTILIDAD		
			PRECIO UNITARIO		

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	Jor		
M.O. 04	Cuadrilla de: Oficial albañil y Peón.	RENDIMIENTO			
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Oficial albañil	Jor	0.25	35.90	8.975
	Peón	Jor	1.00	25.49	25.49
					<u>34.465</u>
	Maestro	%	10	34.465	3.447
	<b>SUBTOTAL</b>				37.91
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
<b>OBSERVACIONES</b>		<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>			37.91
		<b>INDIRECTO</b>			
		<b>UTILIDAD</b>			
		<b>PRECIO UNITARIO</b>			

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	Jor		
M.O. 05	Cuadrilla de: Peón y cabo	RENDIMIENTO			
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	MATERIALES				
	SUBTOTAL				
	MANO DE OBRA				
	Peón	Jor	1.00	25.49	25.49
	Cabo	Jor	0.10	53.30	5.33
					30.82
	Maestro	%	10	30.82	3.082
	SUBTOTAL				33.90
	HERRAMIENTA Y EQUIPO				
	SUBTOTAL				
OBSERVACIONES			COSTO UNITARIO DIRECTO		33.90
			INDIRECTO		
			UTILIDAD		
			PRECIO UNITARIO		

CONSTRUCTORA:	Máquina: <u>VIBRADOR PARA</u>	Hdjo No. _____
	Modelo: <u>MVK8 CONCRETO</u>	Código: _____
OBRA _____	Datos Adic. _____	Revisó: _____
		Fecha: _____

**DATOS GENERALES**

Precio adquisición	\$ 6,750.00	Fecha colocación: _____
Equipo adicional	_____	Vida económica (V) _____ años
		Horas por año (H) <u>2,000</u> hr/año
Valor inicial (Va)	\$ 6,750.00	Motor: <u>Gasolina</u> de <u>8</u> H.P.
Valor rescate (Vr)	10 % \$ 675.00	Factor operación <u>0.70</u>
Tasa interés (i)	17 % 0.17	Potencia operación <u>5.6</u> H.P. op
Prima seguros (s)	3 % 0.03	Factor mantenimiento (Q) <u>0.80</u>

**I CARGOS FIJOS.**

a) Depreciación:	$D = \frac{V_a - V_r}{V_a}$	$= \frac{6,750.00 - 675.00}{6,750.00} = 1.01$
b) Inversión:	$I = \frac{V_a + V_r}{2 H a}$	$= \frac{6,750.00 + 675.00}{2(2,000)} \times 0.17 = 0.32$
c) Seguros:	$S = \frac{V_a + V_r}{2 H a}$	$= \frac{6,750.00 + 675.00}{2(2,000)} \times 0.03 = 0.06$
d) Mantenimiento:	$M = Q D$	$= 0.80 \times 1.01 = 0.81$
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA		\$ 2.20

**II CONSUMOS.**

a) Combustible = E = C/Pc		
Diesel E = 0.20 x _____ H.P.op = \$ _____ /lt =		
Gasolina E = 0.24 x <u>5.6</u> H.P.op = \$ <u>1.18</u> /lt =	1.59	
b) Otras fuentes de energía: _____ =		
c) Lubricantes Al, (c) al PI		
Capacidad cárter c = <u>2</u> litros		
Cambio aceite t = <u>75</u> horas		
lc al = a/t + $\frac{0.0035}{10.0030} \times 5.6$ H.P. op. <u>0.043</u> lt/hr		
$\therefore L = 0.043$ lt/hr x \$ <u>6.50</u> /lt	= 0.28	
d) Llantas: $N = \frac{V_a}{H_v}$ (valor llantas)		
$H_v$ (vida económica) _____ horas		
Vida económica $H_v =$ _____ horas		
$\therefore L_1 =$ \$ _____ /horas		
SUMA CONSUMOS POR HORA		\$ 1.87

**III OPERACION.**

Salarios:		
Operador: \$ 25.49		
Sal./turno-prom: \$ 25.49		
Horas/turno-prom: (H)		
H = 8 horas = <u>0.70</u> (factor rendimiento) = <u>5.6</u> horas		
$\therefore$ Operación = $\frac{Ca \cdot Sa}{H}$ = \$ <u>25.49</u> / 5.6 horas = 4.55		
SUMA OPERACION POR HORA		\$ 4.55

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD) \$ 8.62

CONSTRUCTORA:	Máquina: <u>RETROEXCAVADORA</u>	Hoja No. _____
	Modelo: <u>416 CAT</u>	Código: _____
OBRA _____	Datos Adic. _____	Reviso: _____
		Fecha: _____

**DATOS GENERALES**

Preço adquisición	\$ <u>176.524,33</u>	Fecha cotización: _____ años
Equipo adicional	_____	Vida económica (V <sub>e</sub> )
<u>Llantas</u>	<u>4.070,00</u>	Horas por año (H <sub>al</sub> )
Valor Inicial (V <sub>o</sub> )	\$ <u>172.454,33</u>	2000 hr/año
Valor rescate (V <sub>r</sub> )	10 % \$ <u>17.245,43</u>	Motor: <u>Diesel</u> de <u>67</u> H.P.
Tasa Interés (i)	17 %	Factor operación: <u>0,70</u>
Primo seguros (s)	3 %	Potencia operación: <u>46,90</u> H.P. op
		Factor mantenimiento (Q): <u>0,80</u>

**I CARGOS FIJOS.**

a) Depreciación:	$D = \frac{V_o - V_r}{V_e} = \frac{172.454,33 - 17.245,43}{10.000} = 15,52$
b) Inversión:	$I = \frac{V_o + V_r}{2 H_o} = \frac{172.454,33 + 17.245,43}{2(2000)} \times 0,17 = 8,06$
c) Seguros:	$S = \frac{V_o + V_r}{2 H_o} = \frac{172.454,33 + 17.245,43}{2(2000)} \times 0,03 = 1,42$
d) Mantenimiento:	$M = Q D = 0,80 \times 15,52 = 12,42$
<b>SUMA CARGOS FIJOS POR HORA</b> \$ <u>37,42</u>	

**II CONSUMOS**

a) Combustible = E = C/P <sub>c</sub>	
Diesel E = 0,20 x <u>46,90</u> H.P.op = \$ <u>0,825</u> /H = 7,74	
Gasolina E = 0,24 x _____ H.P.op = \$ _____ /H = _____	
b) Otras fuentes de energía: _____ = _____	
d) Lubricantes A <sub>1</sub> (c at) P <sub>1</sub>	
Capacidad Carter C <sub>a</sub> = <u>7</u> litros	
Cambios aceite t = <u>100</u> horas	
Consumo aceite t <sub>o</sub> = $0,0035 \times 46,9 \text{ (P op.)} = 0,21 \text{ (t/hr)}$	
$\therefore L = \frac{0,21 \text{ (t/hr)} \times 6,50}{1 \text{ (t)}} = 1,37$	
d) Llantas H = $\frac{V_n}{H_v}$ (valor llantas)	
H <sub>v</sub> (vida económica) = <u>3500</u> horas	
Vida económica H <sub>v</sub> = <u>3500</u> horas	
$\therefore L = \frac{4.070,00}{3500 \text{ horas}} = 1,16$	
<b>SUMA CONSUMOS POR HORA</b> \$ <u>10,27</u>	

**III OPERACION.**

Salarios:	
Operador: \$ <u>36,55</u>	
Sol./turno-prom: \$ <u>36,55</u>	
Horas/turno-prom: (H)	
H = 8 horas x <u>0,75</u> (factor rendimiento) = <u>6</u> horas	
$\therefore \text{Operación} = \frac{C_a \cdot S_a}{H} = \frac{36,55}{6 \text{ horas}} = 6,09$	
<b>SUMA OPERACION POR HORA</b> \$ <u>6,09</u>	

**COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD)** \$ 53,78

CONSTRUCTORA:	Máquina: <b>MOTOCONFORMADORA</b>	Hoja No. _____
_____	Modelo: <b>14G CATERPILLAR</b>	Cálculo: _____
_____	Datos Adic. _____	Revisó: _____
OBRA _____		Fecha: _____

**DATOS GENERALES**

Precio adquisición	\$ <u>1'067,077.51</u>	Fecha colocación: _____
Equipo adicional		Vida económica (V <sub>e</sub> ) _____ años
Llantas	\$ <u>6,501.00</u>	Horas por año (H <sub>a</sub> ) <u>2000</u> hr/año
Valor inicial (V <sub>a</sub> )	\$ <u>1'060,576.51</u>	Mater. <u>Diesel</u> de <u>200</u> H.P.
Valor rescate (V <sub>r</sub> )	10 % \$ <u>106,057.65</u>	Factor operación <u>0.70</u>
Tasa interés (i)	17 %	Potencia operación <u>140</u> H.P. ap
Prima seguros (s)	3 %	Factor mantenimiento (f) <u>0.80</u>

**I CARGOS FIJOS.**

a) Depreciación:	$D = \frac{V_a - V_r}{V_a} = \frac{1'060,576.51 - 106,057.65}{10,000} = 95.45$
b) Inversión:	$I = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} = \frac{1'060,576.51 + 106,057.65}{2(2000)} \times 0.17 = 49.58$
c) Seguros:	$S = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} = \frac{1'060,576.51 + 106,057.65}{2(2000)} \times 0.03 = 8.75$
d) Mantenimiento:	$M = f D = 0.80 \times 95.45 = 76.36$
<b>SUMA CARGOS FIJOS POR HORA</b> \$ <u>230.14</u>	

**II CONSUMOS.**

a) Combustible = E = C/P <sub>c</sub>	
Diesel E = 0.20 x <u>140</u> H.P.op. = \$ <u>0.825</u> /hr = 23.10	
Gasolina E = 0.24 x _____ H.P.op. = \$ _____ /hr = _____	
b) Otras fuentes de energía:	
c) Lubricantes A <sub>1</sub> , (c) A <sub>2</sub> /P <sub>1</sub>	
Capacidad aceite c = <u>27</u> litros	
Cambios aceite t = <u>100</u> horas	
(c) A <sub>1</sub> = c/t = $\frac{27}{100} \times 140$ H.P. op. = <u>0.76</u> lit/hr = _____	
∴ L = $0.76$ lit/hr x \$ <u>6.50</u> /lit = 4.94	
d) Llantas: $N = \frac{V_a}{H_v}$ (valor llantas)	
$H_v$ (vida económica) = <u>3500</u> horas	
Vida económica $H_v = \frac{6,501.00}{3500}$ horas = 1.86	
∴ L <sub>1</sub> = \$ _____ /horas = _____	
<b>SUMA CONSUMOS POR HORA</b> \$ <u>29.90</u>	

**III OPERACION.**

Salarios:	
Operador: \$ <u>36.55</u>	
Sal./turno-prom: \$ <u>36.55</u>	
Horas/turno-prom: (H)	
H = 8 horas = <u>0.75</u> (factor rendimiento) = <u>6</u> horas	
∴ Operación = $\frac{C_a \cdot S_a}{H} = \frac{36.55}{6}$ horas = 6.09	
<b>SUMA OPERACION POR HORA</b> \$ <u>6.09</u>	

**COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD)** \$ 266.13



CONSTRUCTORA:		Máquina: <u>COMPACTADOR</u>	Hoja No. _____
_____		Modelo: <u>CS-553 CAT</u>	Código: _____
_____		Datos Adic. _____	Revisó: _____
OBRA _____			Fecha: _____

DATOS GENERALES			
Precio adquisición	\$	<u>378,512.20</u>	Fecha cotización: _____ años
Equipo adicional	\$	<u>9,988.00</u>	Vida económica (V <sub>e</sub> ) <u>4</u> años
<u>Llantas</u>			Horas por año (H <sub>a</sub> ) <u>2000</u> hr/año
Valor inicial (V <sub>i</sub> )	\$	<u>368,524.20</u>	Motor <u>Diesel</u> de <u>155</u> H.P.
Valor rescate (V <sub>r</sub> )	10 %	\$ <u>36,852.42</u>	Factor operación <u>0.70</u>
Tasa Interés (i)	17 %		Potencia operación <u>108.50</u> H.P. op.
Primo seguros (s)	3 %		Factor mantenimiento (f <sub>o</sub> ) <u>0.80</u>

I CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	$D = \frac{V_i - V_r}{V_e}$	$= \frac{368,524.20 - 36,852.42}{8,000}$	= 41.46
b) Inversión:	$I = \frac{V_i + V_r}{2 H_a}$	$= \frac{368,524.20 + 36,852.42}{2(2000)}$	x 0.17 = 17.23
c) Seguros:	$S = \frac{V_i + V_r}{2 H_a}$	$= \frac{368,524.20 + 36,852.42}{2(2000)}$	x 0.03 = 3.04
d) Mantenimiento:	$M = f_o$	$= 0.80$	x 41.46 = 33.17
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ <u>94.90</u>

II CONSUMOS.			
a) Combustible = E x C-Po			
Diesel E = 0.20 x 108.50 H.P.op.	\$	<u>0.825</u> /hr	= 17.90
Gasolina E = 0.24 x _____ H.P.op.	\$	_____ /hr	= _____
b) Otras fuentes de energía:			
c) Lubricantes A <sub>1</sub> (c o) P <sub>1</sub>			
Capacidad carter c = <u>14</u> litros			
Cambios aceite t = <u>100</u> horas			
(c o) = a/t + $\frac{0.0035}{0.0030} \times 108.50$ H.P. op.		<u>0.52</u> lt/hr	= _____
∴ L = <u>0.52</u> lt/hr x \$ <u>6.50</u> /lt			= 3.38
d) Llantas: $N = \frac{V_i}{H_v}$ (valor llantas)			
$H_v$ (vida económica)			
Vida económica $H_v =$ <u>3500</u> horas			
∴ L <sub>1</sub> = \$ <u>9,988.00</u> / <u>3500</u> horas			= 2.85
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ <u>24.13</u>

III OPERACION.			
Salarios:			
Operador:	\$	<u>36.55</u>	
Sal./turno-prom:	\$	<u>36.55</u>	
Horas/turno-prom: (H)			
H = 8 horas x <u>0.75</u> (factor rendimiento) = <u>6</u> horas			
∴ Operación = $\frac{36.55}{6}$ horas			= 6.09
SUMA OPERACION POR HORA			\$ <u>6.09</u>
COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD)			\$ <u>125.12</u>

CONSTRUCTORA:	Máquina: <u>Tractor sobre</u>	Hoja No. _____
	Modelo: <u>Orugas CAT 955</u>	Código: _____
OBRA _____	Datos Adic. <u>Tipo loader</u>	Revisó: _____
		Fecha: _____

**DATOS GENERALES**

Precio adquisición	\$ 785.743.15	Fecha colocación:	_____ años
Equipo adicional	_____	Vida económica (Va)	5 años
		Hores por año (Ho)	2000 hr/año
Valor inicial (Vo)	\$ 785.743.15	Motor	Diesel de 110 H.P.
Valor rescate (Vr)	10 % \$ 78.574.32	Factor operación	0.70
Tasa Interés (i)	17 %	Potencia operación	77 H.P. sp
Primo seguros (s)	3 %	Factor mantenimiento (Q)	0.80

**I CARGOS FIJOS.**

a) Depreciación:	$D = \frac{V_o - V_r}{V_o}$	$= \frac{785.743.15 - 78.574.32}{10.000}$	= 70.72
b) Inversión:	$I = \frac{V_o + V_r}{2 Ho}$	$= \frac{785.743.15 + 78.574.32}{2(2000)}$	$\times 0.17 = 36.73$
c) Seguros:	$S = \frac{V_o + V_r}{2 Ho}$	$= \frac{785.743.15 + 78.574.32}{2(2000)}$	$\times 0.03 = 6.48$
d) Mantenimiento:	$M = QD$	$= 0.80 \times 70.72$	= 56.58
<b>SUMA CARGOS FIJOS POR HORA</b>			<b>\$ 170.51</b>

**II CONSUMOS.**

a) Combustible = E + C - Pc			
Diesel	$E = 0.20 \times$	$77$	H.P.op. \$ 0.825 /ll = 12.71
Gasolina	$E = 0.24 \times$	_____	H.P.op. \$ _____ /ll = _____
b) Otras fuentes de energía:			
c) Lubricantes Al (c al) Pl			
Capacidad corte c =	15	litros	
Cambios aceite t =	100	horas	
lc al/hr t =	$\frac{0.0035 \times 77}{0.0030}$	H.P. op.	0.42 lit/hr =
$\therefore L =$	$\frac{0.42 \text{ lit/hr} \times 77}{0.0030}$		\$ 6.50 /lit = 2.73
d) Llamas: $M = \frac{V_n}{H_v}$	(valor llamas)		
	$H_v$	(vida económica)	
Vida económica $H_v =$	_____	horas	
$\therefore L =$	\$ _____	horas	
<b>SUMA CONSUMOS POR HORA</b>			<b>\$ 15.44</b>

**III OPERACION.**

Salarios:	\$ 37.73	
Operador:	_____	
Sal./turno-prom:	\$ 37.73	
Hores/turno-prom: (H)		
$H = 8$ horas =	$\frac{0.75 \text{ (factor rendimental)}}{6}$	6 horas
$\therefore$ Operación = $C_p \cdot S_p =$	$\frac{37.73}{6}$	6.29
<b>SUMA OPERACION POR HORA</b>		
<b>\$ 6.29</b>		

**COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD) \$ 192.24**

CONSTRUCTORA:	Máquina: <u>CAMION PIPA</u>	Hoja No. _____
_____	Modelo: <u>LK 1417 MERCEDES</u>	Cálculo: _____
_____	Datos Adic.: <u>BENZ</u>	Revisa: _____
OBRA _____		Fecha: _____

**DATOS GENERALES**

Precio adquisición	\$ <u>173.784,00</u>	Fecha colocación: _____
Equipo adicional	_____	Vida económica (Vv) <u>5</u> años
<u>Llantas</u>	\$ <u>6.441,60</u>	Horas por año (Hh) <u>2000</u> hr/año
Valor inicial (Va)	\$ <u>167.342,40</u>	Motor <u>Diesel</u> de <u>170</u> H.P.
Valor rescate (Vr) 10 %	\$ <u>16.734,24</u>	Factor operación <u>0.70</u>
Tasa interés (i) 17 %		Potencia operación <u>119</u> H.P. op.
Primo seguros (s) 3 %		Factor mantenimiento (f) <u>0.80</u>

**I CARGOS FIJOS.**

a) Depreciación:	$D = \frac{V_a - V_r}{V_v}$	$= \frac{167.342,40 - 16.734,24}{10.000}$	= 15.06
b) Inversión:	$I = \frac{V_a + V_r}{2 H_h}$	$= \frac{167.342,40 + 16.734,24}{2(2000)} \times 0.17$	= 7.82
c) Seguros:	$S = \frac{V_a + V_r}{2 H_h}$	$= \frac{167.342,40 + 16.734,24}{2(2000)} \times 0.03$	= 1.38
d) Mantenimiento:	$M = QD$	$= 0,80 \times 15,06$	= 12.05

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 36.31

**II CONSUMOS.**

a) Combustible = E + C-Pc	
Diesel E = 0.20 x <u>119</u> H.R.op. = \$ <u>0.825</u> /lit = 19.64	
Gasolina E = 0.24 x _____ H.R.op. = \$ _____ /lit = _____	
b) Otras fuentes de energía: _____ = _____	
c) Lubricantes Al. (c) oil PI	
Capacidad Carter c = <u>15</u> litros	
Cambios aceite f = <u>100</u> horas	
lc oil = $\frac{c}{f} \times \left( \frac{0.0035}{0.0030} \times 119 \text{ H.R. op.} \right) = \frac{15}{100} \times 0.57$ IT/hr	= 0.57
∴ L = $0.57$ IT/hr x \$ <u>6.50</u> /lit = 3.71	
d) Llantas: $N = \frac{V_v}{H_v}$ (valor llantas)	
Hv (vida económica) Hv = <u>3500</u> horas	
∴ Lt = \$ $\frac{6.441,60}{3500}$ horas = 1.84	

SUMA CONSUMOS POR HORA \$ 25.19

**III OPERACION.**

Salarios:	
Operador: \$ <u>36.73</u>	
Sal./turno-promi: \$ <u>36.73</u>	
Horas/turno-promi (H)	
H = 8 horas = $0.75$ (factor rendimiento) = <u>6</u> horas	
∴ Operación = $C_n = \frac{36.73}{6}$ horas = 6.12	

SUMA OPERACION POR HORA \$ 6.12

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD) \$ 67.62

CONSTRUCTORA:	Máquina: <u>CAMION DE VOLTEO</u>	Hoja No. _____
	Modelo: <u>LK 1417 MERCEDES</u>	Cálculo: _____
	Datos Adic. <u>BENZ</u>	Reviso: _____
OBRA _____		Fecha: _____

**DATOS GENERALES**

Precio adquisición	\$ <u>175.504,00</u>	Fecha cotización: _____
Equipo adicional	_____	Vida económica (V <sub>e</sub> )
		<u>5</u> años
<u>Llantas</u>	\$ <u>6.441,60</u>	Horas por año (H <sub>a</sub> )
Valor inicial (V <sub>i</sub> )	\$ <u>169.062,40</u>	<u>2000</u> hr/año
Valor rescate (V <sub>r</sub> )	10 % \$ <u>16.906,24</u>	Motor: <u>Diesel</u> de <u>170</u> H.P.
Tasa Interés (i)	17 %	Factor operación <u>0.70</u>
Primo seguros (s)	3 %	Potencia operación <u>119</u> H.P. op
		Factor mantenimiento (f) <u>0.80</u>

**I CARGOS FIJOS.**

a) Depreciación:	$D = \frac{V_i - V_r}{V_e}$	$= \frac{169.062,40 - 16.906,24}{10.000}$	= 15.22
b) Inversión:	$I = \frac{V_i + V_r}{2 H_a}$	$= \frac{169.062,40 + 16.906,24}{2(2000)} \times 0.17$	= 7.90
c) Seguros:	$S = \frac{V_i + V_r}{2 H_a}$	$= \frac{169.062,40 + 16.906,24}{2(2000)} \times 0.03$	= 1.39
d) Mantenimiento:	$M = f \cdot D$	$= 0.80 \times 15.22$	= 12.18

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 36.69

**II CONSUMOS.**

a) Combustible + E + C + P <sub>c</sub>			
Diesel	E = 0.20 x <u>119</u> H.P.op.	\$ <u>0.825</u> / lit	= 19.64
Gasolina	E = 0.24 x _____ H.P.op.	\$ _____ / lit	= _____
b) Otras fuentes de energía:			
d) Lubricantes: Al, (c) el) Pl			
Capacidad Carter	<u>15</u> litros		
Cambio aceite	<u>100</u> horas		
Consumo aceite	$0.0035 \times 119$ H.P. op.	<u>0.57</u> lit/hr	= _____
	$0.0030$		
∴ L =	<u>0.57</u> lit/hr x \$ <u>6.50</u> / lit		= 3.71
d) Llantas: N = $\frac{V_n}{H_v}$ (valor llantas)			
	$H_v$ (vida económica)		
Vida económica	<u>3500</u> horas		
∴ L <sub>t</sub> =	\$ <u>6.441,60</u> / <u>3500</u> horas		= 1.84

SUMA CONSUMOS POR HORA \$ 25.19

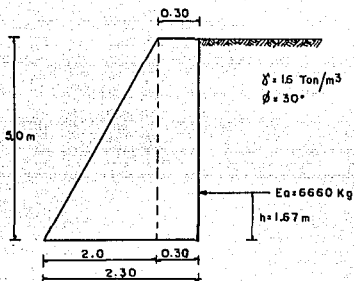
**III OPERACION.**

Salarios:			
Operador:	\$ <u>36.73</u>		
Sal./turno-prom:	\$ <u>36.73</u>		
Horas/turno-prom: (H)			
H = 8 horas =	<u>0.75</u> (factor rendimiento) x <u>6</u> horas		
∴ Operación = C <sub>o</sub> =	\$ <u>36.73</u> / <u>6</u> horas		= 6.12

SUMA OPERACION POR HORA \$ 6.12

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD) \$ 68.00

## MURO DE MAMPOSTERIA CON PIEDRA BRAZA



### Cálculo del empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - 30/2) = 0.333$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 1600 \times 5^2 = 6660 \text{ Kg/m}$$

El punto de aplicación del empuje se encuentra a un tercio de la altura:

$$\frac{h}{3} = \frac{5}{3} = 1.67 \text{ m.}$$

### Cálculo del factor de seguridad al volteo

El factor de seguridad al volteo se obtiene dividiendo el momento estabilizante entre el momento de volteo.

Para obtener el momento estabilizante 'Me' se hará una tabla --- para ordenar valores:

Secciones	Dimensiones (m)	Volumen (m <sup>3</sup> )	P.V. Kg/m <sup>3</sup>	Peso Kg	B.P. m	Momento Kg-m
1	2x5	5	2600	13000	1.33	17290
2	0.3x5	1.5	2600	3900	2.15	8385
				Σ 16900		Σ 25675

Por otro lado el momento de volteo vale:

$$M_v = E_a \cdot \frac{h}{3} = 6600 \times 1.67 = 11122.2 \text{ Kg-m}$$

Por lo que el factor de seguridad al volteo vale:

$$F.S.v = \frac{25675}{11122.2} = 2.31 > 1.5$$

Los factores de seguridad al volteo que generalmente se emplean son de 1.5 para materiales granulares y de 2 para materiales cohesivos.

#### Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento

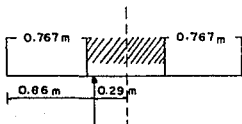
coeficiente de deslizamiento de 0.65

$$F.S.d = \frac{16900 \times 0.65}{6660} = 1.65 > 1.5$$

Considerando, como mínimo, un factor de seguridad al deslizamiento de 1.5 se puede observar que el muro no deslizará.

### Punto de aplicación de la resultante

Es necesario encontrar el punto de aplicación de la resultante, con objeto de ver si cae o no dentro del tercio medio de la base.



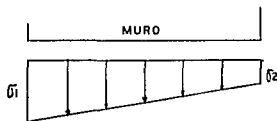
$$\bar{x} = \frac{25675 - 11122.2}{16900} = 0.86 \text{ m}$$

$$e = \{(0.767/2) + 0.767\} - 0.86 = 0.29 \text{ m}$$

Lo que indica que la resultante cae dentro del núcleo central ya que:

$$\frac{b}{6} = \frac{2.3}{6} = 0.38 > 0.29 \text{ m.}$$

### Cálculo de las presiones que el muro transmite al suelo



$$\sigma = \frac{P}{ab} + \frac{6Pe}{ab^2} \quad a = 1.00 \text{ m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{16900}{2.3} + \frac{6(16900)(0.29)}{(2.3)^2} = 12906.62 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{16900}{2.3} - \frac{6(16900)(0.29)}{(2.3)^2} = 1789.04 \text{ Kg/m}^2$$

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	RENDIMIENTO		m <sup>3</sup>
	Excavación para el empotramiento del muro en el terreno				
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	cuadrilla M.O.05	Jor	0.0067	33.90	0.227
	<b>SUBTOTAL</b>				0.227
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta	%	3(M.O.)	0.227	0.007
	Tractor sobre orugas	Hr	0.0125	192.24	2.403
	Camión volteo de 6m <sup>3</sup> 1er Km.	Hr	0.0385	68.00	2.620
	<b>SUBTOTAL</b>				5.030
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		5.257
			INDIRECTO 20%		1.051
			UTILIDAD 10%		0.631
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		6.939

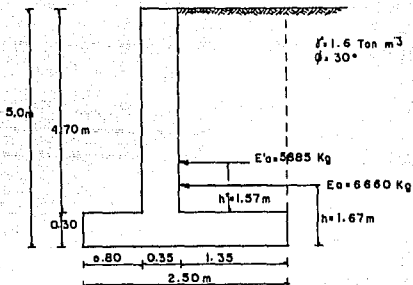


CLAVE	ESPECIFICACION			UNIDAD	m <sup>2</sup>	
				RENDIMIENTO	1.67 m <sup>2</sup> /j	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE	
<b>MATERIALES</b>						
	Piedra braza	m <sup>2</sup>	1.50	50.00	75.00	
	Cemento + 10% de desperdicio	Ton	0.120	400.00	48.00	
	Arena + 10% de desperdicio	m <sup>3</sup>	0.380	70.00	26.80	
	Agua adquirida en pipa	m <sup>3</sup>	0.102	6.50	0.66	
<b>SUBTOTAL</b>					149.66	
<b>MANO DE OBRA</b>						
	Cuadrilla M.0.01	jor	0.6	67.53	40.52	
<b>SUBTOTAL</b>					40.52	
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>						
	Herramienta y andamios	%	5(M.O.)	40.52	2.03	
<b>SUBTOTAL</b>					2.03	
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		192.21	
			INDIRECTO 20%		38.44	
			UTILIDAD 10%		23.07	
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		253.72	

VALUACION DEL TIEMPO				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD DE OBRA	RENDIMIENTO DE GRUPO	JORNADAS POR GRUPO
Excavación para el desplante del muro en el terreno	m <sup>3</sup>	2.40	80 m <sup>3</sup> /jor	0.03
Mampostería de piedra braza	m <sup>3</sup>	6.50	1.67 m <sup>3</sup> /jor	$\frac{3.89}{3.92}$

ESTIMADO DEL COSTO			
CONCEPTO	UNIDAD CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	UNIDAD X P. UNITARIO
Excavación para el desplante del muro en el terreno	2.40 m <sup>3</sup>	6.939	16.65
Mampostería de piedra braza	6.50 m <sup>3</sup>	253.72	<u>1649.18</u>
			1665.63

## MURO DE CONCRETO ARMADO



### Cálculo del empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - 30/2) = 0.333$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 1600 \times 5^2 = 6660 \text{ Kg/m}$$

El punto de aplicación del empuje se encuentra a un tercio de la altura:

$$\frac{h}{3} = \frac{5}{3} = 1.67 \text{ m.}$$

### Cálculo del factor de seguridad al volteo

Se tabularán los siguientes valores para obtener el momento -- estabilizante 'M<sub>e</sub>'.

Seccio- nes	Dimensio- nes (m)	Volumen m <sup>3</sup>	P.V. Kg/m <sup>3</sup>	Peso Kg	B.P. m	Momento Kg-m
1	4.7x0.35	1.65	2400	3960	0.975	3861
2	2.5x0.30	0.75	2400	1800	1.25	2250
3	4.7x1.35	6.345	1600	10152	1.825	18527.40
				Σ 15912		Σ 24638.40

El momento de volteo vale:

$$M_v = E_a \cdot \frac{h}{3} = 6660 \times 1.67 = 11122.2 \text{ Kg-m}$$

Por lo que el factor de seguridad al volteo vale:

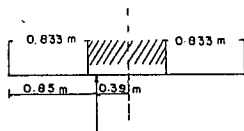
$$F.S.v = \frac{24638.40}{11122.2} = 2.22 > 1.5$$

#### Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento

coeficiente de deslizamiento igual a 0.65

$$F.S.d = \frac{15912 \times 0.65}{6660} = 1.55 > 1.5$$

#### Punto de aplicación de la resultante



$$\bar{x} = \frac{24638.40 - 11122.2}{15912} = 0.85 \text{ m}$$

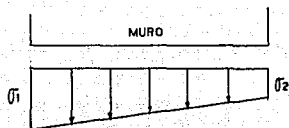
$$e = [(0.833/2) + 0.833] - 0.85 = 0.39 \text{ m}$$

Lo que indica que la resultante cae dentro del nucleo central

ya que:

$$\frac{b}{6} = \frac{2.5}{6} = 0.42 > 0.39 \text{ m}$$

### Cálculo de las presiones que el muro transmite al suelo



$$\bar{\sigma} = \frac{P}{ab} + \frac{6Pe}{ab^2} \quad a = 1.00 \text{ m.}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{15912}{2.5} + \frac{6(15912)(0.39)}{(2.5)^2} = 12322.25 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{15912}{2.5} - \frac{6(15912)(0.39)}{(2.5)^2} = 407.35 \text{ Kg/m}^2$$

### Cálculo de la pantalla del muro

constantes de cálculo

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$k = 0.39$$

$$J = 0.87$$

$$K = 15.27$$

$$V_{ad} = 7 \text{ Kg/cm}^2$$

La pantalla se calcula como un cantiliver empotrado a la zapata. Es necesario calcular el empuje de las tierras para la altura de la pantalla:

$$E'a = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 1600 \times 4.70^2 = 5885 \text{ Kg/m}$$

El momento de empotramiento vale:

$$M = E'a \cdot \frac{h^3}{3} = 5885 \times \frac{4.70^3}{3} = 9219.83 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{921983}{15.27 \times 100}} = 24.6 \text{ cm.}$$

$$h = d + r = 24.6 + 7.4 = 32 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$$

#### Revisión al corte

La fuerza  $V_c$  que provocará corte en la sección estudiada es el  $E'a$  y vale:

$$V_c = 5885 \text{ Kg}$$

por lo que:

$$\gamma_c = \frac{V_c}{Ed} = \frac{5885}{100 \times 28} = 2.10 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se puede observar el corte provocado de  $2.10 \text{ Kg/cm}^2$  es menor que el admisible de  $7.0 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### Cálculo del refuerzo

El refuerzo de acero para la pantalla es de:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{921983}{2100 \times 0.87 \times 28} = 18.02 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del # 6 ( $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Número de varillas del \# 6} = \frac{18.02}{2.85} = 6.31 = 6 \text{ var.}$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm centro a centro}$$

#### Revisión por adherencia

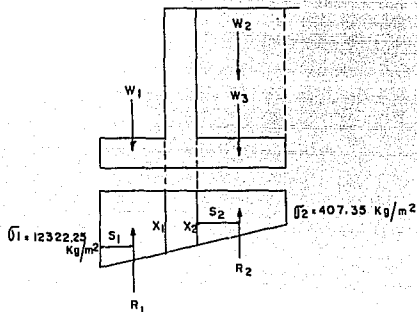
$$u = \frac{V_a}{\sum o \cdot j \cdot d} = \frac{5885}{6 \times 6 \times 0.87 \times 28} = 6.71 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor de  $6.71 \text{ kg/cm}^2$  es menor que el admisible de

$$u = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{3.2 \sqrt{200}}{1.9} = 23.82 \text{ Kg/cm}^2$$

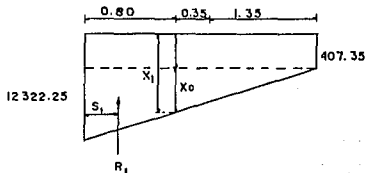
### Cálculo de la zapata del muro

La zapata del muro se calcula como un doble cantiliver empotrado a la pantalla. El diagrama de presiones que se había obtenido era:



Se analizará, primero, el pie o punta de la zapata ya que es la que se encuentra sometida a esfuerzos mayores. Para esto, es necesario calcular el valor del esfuerzo  $X_1$ , el valor de  $S_1$  y el de  $R_1$ .

El valor de  $X_1$  se puede obtener, como ya se sabe, por relación de triángulos:





$$\frac{12322.25 - 407.35}{2.5} = X_o, \quad X_o = 8102.13 \text{ Kg/m}^2$$

$$X1 = 407.35 + X_o = 407.35 + 8102.13 = 8509.48 \text{ Kg/m}^2$$

$$W1 = 2400 \times 0.30 \times 0.80 \times 1.00 = 576 \text{ Kg}$$

Cálculo de R1:

$$R1 = \frac{(12322.25 + 8509.48)}{2} \times 0.80 \times 1.0 = 8332.69 \text{ Kg}$$

Momento debido al peso de la zapata:

$$M1 = 576 \times 0.40 = 230.40 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de S1:

$$S1 = \frac{0.8}{3} \frac{12322.25 + 2(8509.48)}{12322.25 + 8509.48} = 0.38 \text{ m}$$

$$M2 = R1(0.8 - S1) = 8332.69 (0.8 - 0.38) = 3499.55 \text{ Kg-m}$$

$$M = M2 - M1 = 3499.55 - 230.40 = 3269.15 \text{ Kg-m}$$

$$326915 \text{ Kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{326915}{15.27 \times 100}} = 14.63 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 14.63 + 7.37 = 22 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Revisión del pie al corte

$$V = R1 - W1 = 8332.69 - 576 = 7756.69 \text{ Kg}$$

Por lo que:

$$V = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{7756.69}{80 \times 23} = 4.22 \text{ Kg/cm}^2 < 7.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Se toman 23 como d porque ese es el peralte efectivo que se --  
supuso y que estamos comprobando.

Cálculo del refuerzo para el pie de la zapata

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{326915}{2100 \times 0.87 \times 23} = 7.78 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas #5 ( $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Número de varillas del \#5} = \frac{7.78}{1.98} = 3.93 = 4 \text{ var}$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm. centro a centro}$$

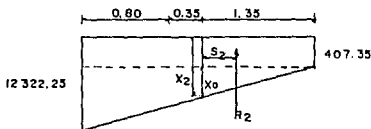
### Revisión por adherencia

$$u_{ad} = \frac{3.2 \sqrt{200}}{1.59} = 28.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = \frac{7756.69}{5 \times 4 \times 0.87 \times 23} = 19.39 \text{ Kg/cm}^2 < 28.46 \text{ Kg/cm}^2$$

### Cálculo del talón de la zapata

El análisis del talón de la zapata se efectúa en la misma --- forma que el análisis del pie. Sin embargo, al analizar el talón es necesario sumarle a W2 el valor de W3 para obtener el momento que debe restarse al momento de R2.



$$\frac{12322.25 - 407.35}{2.15} \cdot \frac{X_0}{1.35} ; X_0 = 6434.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X_2 = 407.35 + 6434.05 = 6841.40 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = W_2 + W_3 = (1.35 \times 0.30 \times 2400 \times 1) + (1.35 \times 4.70 \times 1600 \times 1) = 11124 \text{ Kg}$$

Cálculo de R2:

$$R_2 = \frac{(6841.40 + 407.35)}{2} \cdot 1.35 \times 1.0 = 4892.91 \text{ Kg}$$

Momento debido al peso de la zapata más el suelo sobre esta:

$$M_1 = 11124 \times 0.675 = 7508.7 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de S2:

$$S2 = \frac{1.35}{3} \frac{6841.40 + 2(407.35)}{6841.40 + 407.35} = 0.48 \text{ m}$$

$$M2 = R2(1.35 - S2) = 4892.91(1.35 - 0.48) = 4256.83 \text{ Kg-m}$$

$$M = M2 - M1 = 4256.83 - 7508.70 = -3251.87 \text{ Kg-m}$$
$$325187 \text{ Kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}} = \sqrt{\frac{325187}{15.27 \times 100}} = 14.59 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 14.59 + 7.41 = 22 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Revisión del talón al corte

$$V = R2 - W = 4892.91 - 11124 = -6231.09 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{6231.09}{1.35 \times 23} = 2.00 \text{ Kg/cm}^2 < 7 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo para el talón de la zapata

$$As = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{325187}{2100 \times 0.87 \times 23} = 7.74 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del #5 (as = 1.98 cm<sup>2</sup>)

$$\text{Número de varillas del \#5} = \frac{7.74 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 3.9 = 4 \text{ var}$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm. Centro a centro}$$

Revisión por adherencia

$$u = \frac{6231.09}{5 \times 4 \times 0.87 \times 23} = 15.77 \text{ Kg/cm}^2 < 28.46 \text{ Kg/cm}^2 \text{ admis.}$$

Acero por temperatura

Considerando una relación de 0.0025 veces el área del concreto

El espesor de la losa vertical es de 35 cm, por lo que habrá -  
entonces  $100 \times 35 = 3500 \text{ cm}^2$  por metro de altura por lo que:

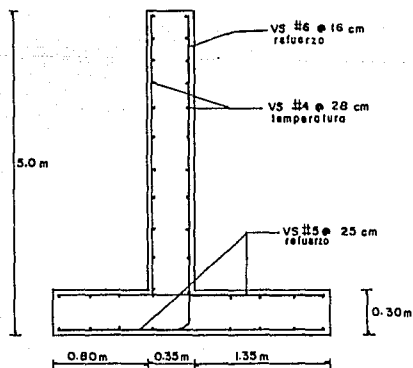
$0.0025 \times 3500 = 8.75 \text{ cm}^2$  por metro de altura, resulta usar varillas del #4 en la parte interior como en la exterior del muro.

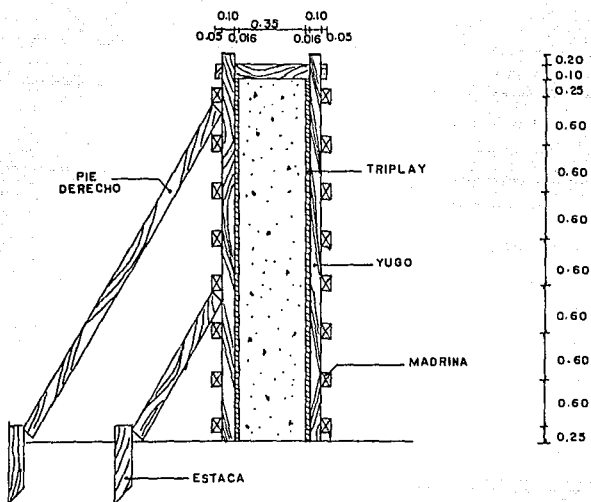
Varillas del #4 (as =  $1.27 \text{ cm}^2$ )

Número de varillas del #4 =  $\frac{8.75}{1.27} = 6.89 = 7 \text{ var.}$

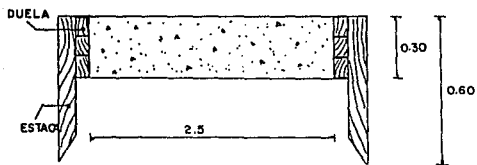
Separación =  $\frac{100}{7} \times 2 = 28 \text{ cm}$  en las dos caras del muro.

Se utilizan separadores verticales para mantener en su sitio las varillas horizontales de temperatura que están en la parte exterior, mientras se coloca el concreto; con varillas del #4 a cada 60 cm.





CIMBRA PARA MURO



CIMBRA PARA ZAPATA

ELEMENTO	VALUACION DE COSTO DE MADERA EN CIMBRA PARA MURO									
	CANTIDAD P. T.	FACTOR DE CONTACTO	CANTIDAD P.T./m <sup>2</sup>	FACTOR DE ESPESOR	CANTIDAD P.T./m <sup>2</sup>	FACTOR DE USOS	CANTIDAD P.T./m <sup>2</sup> /USO	P.U.	IMPORTE	
TRIPLAY EN CONTACTO 19mm 2X0.75"x1.85,039"x1.00 3.657	75.89	$\frac{1}{9.4}$	8.07	1.2	9.69	$\frac{1}{5}$	1.94	6.57	12.75	
YUGOS 8X2"x4"x2.50 ml. 3.657	43.75	$\frac{1}{9.4}$	4.65	1.2	5.59	$\frac{1}{5}$	1.12	4.00	4.47	
SEPARADORES 2X2"x4"x0.70 ml. 3.657	8.06	$\frac{1}{9.4}$	0.33	1.2	0.39	$\frac{1}{3}$	0.13	4.00	0.52	
MADRINAS 16X4"x4"x1.00 ml. 3.657	70.00	$\frac{1}{9.4}$	7.45	1.2	8.94	$\frac{1}{10}$	0.89	2.20	1.97	
ESTACAS 4X4"x4"x0.40 ml. 3.657	3.5	$\frac{1}{9.4}$	0.37	1.2	0.44	$\frac{1}{3}$	0.15	2.20	0.33	
PIES DERECHOS 4"x4"x8.0 ml. 3.657	35.00	$\frac{1}{9.4}$	3.72	1.2	4.47	$\frac{1}{0}$	0.45	2.20	0.98	
							4.68		\$ 21.02/m <sup>2</sup>	

ELEMENTO	VALUACION DE COSTO DE MADERA EN CIMARA PARA ZAPATA								
	CANTIDAD P. T.	FACTOR DE CONTACTO	CANTIDAD P.T./m <sup>2</sup>	FACTOR DE PERSEPCION CIO	CANTIDAD P.T./m <sup>2</sup>	FACTOR DE USOS	CANTIDAD P.T./m <sup>2</sup> /USO	P.U. \$/P.T.	IMPORTE \$/m <sup>2</sup> /USO
DUELA EN CONTACTO <u>5X1" X 4" X 1.00</u> 3.657	6.56	$\frac{1}{0.60}$	10.94	1.2	13.13	$\frac{1}{5}$	2.63	4.40	11.85
ESTACAS <u>4X4" X 4" X 0.60</u> 3.657	10.50	$\frac{1}{0.60}$	17.50	1.2	21.00	$\frac{1}{5}$	4.20	2.20	9.24
							4.38		\$ 20.79/m <sup>2</sup>

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	m <sup>3</sup>		
	Excavación para el empotramiento del muro en el terreno	RENDIMIENTO			
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.05	Jor	0.0067	33.90	0.227
	<b>SUBTOTAL</b>				0.227
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta	%	3(M.O)	0.227	0.007
	Tractor sobre orugas	Hr	0.0125	192.24	2.403
	Camión volteo de 6m <sup>3</sup> 1er Km.	Hr	0.0385	68.00	2.620
	<b>SUBTOTAL</b>				5.030
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		5.257
			<b>INDIRECTO 20%</b>		1.051
			<b>UTILIDAD 10%</b>		0.631
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		6.939



CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	RENDIMIENTO	Ton	
	Habilitado y armado de acero de refuerzo $f_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup> en zapata.			0.17 T/jor	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>					
	Varilla corrugada + 3% de desp.	Ton	1.03	1600.00	1648.00
	Traslapes	Ton	0.0126	1600.00	20.16
	Ganchos	Ton	0.0433	1600.00	69.28
	Alambre #18	Kg	35.80	2.70	96.66
SUBTOTAL					1834.10
<b>MANO DE OBRA</b>					
	Cuadrilla M.O.03	Jor	5.88	46.72	274.71
SUBTOTAL					274.71
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>					
	Herramienta menor	%	3(M.O.)	274.71	8.24
SUBTOTAL:					8.24
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		2117.37
			INDIRECTO 20%		423.47
			UTILIDAD 10%		254.08
			PRECIO UNITARIO		2794.92

CLAVE	ESPECIFICACION		UNIDAD		Ton
			RENDIMIENTO		
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>					
	Varilla corrugada + 3% de desp.	Ton	1.03	1600.00	1648.00
	Traslapes	Ton	0.0257	1600.00	41.12
	Ganchos	Ton	0.0866	1600.00	138.56
	Alambre #18	Kg	55.00	2.70	148.50
<b>SUBTOTAL</b>					<b>1976.18</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
	Cuadrilla M.O.03	Jor	6.25	46.72	292.00
<b>SUBTOTAL</b>					<b>292.00</b>
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>					
	Herramienta menor	%	3(M.O.)	292.00	8.76
<b>SUBTOTAL</b>					<b>8.76</b>
<b>OBSERVACIONES</b>		<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>			<b>2276.94</b>
		<b>INDIRECTO 20%</b>			<b>455.39</b>
		<b>UTILIDAD 10%</b>			<b>273.23</b>
		<b>PRECIO UNITARIO</b>			<b>3005.56</b>

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	m <sup>2</sup>		
	Cimbrado y descimbrado en zapata por m <sup>2</sup> de contacto.	RENDIMIENTO	9.5 m <sup>2</sup> /jor		
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	Madera cimbra 5 usos	m <sup>2</sup>	1.00	20.79	20.79
	Alambre recocido #18	Kg	0.0347	2.70	0.09
	Diesel por uso	Lt	0.60	0.825	0.50
	Clavo 2½"	Kg	0.039	4.00	0.16
<b>SUBTOTAL</b>					21.54
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.02	Jor	0.105	64.78	6.80
<b>SUBTOTAL</b>					6.80
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta	%	3(M.O.)	6.80	0.20
<b>SUBTOTAL</b>					0.20
<b>OBSERVACIONES</b>		<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>			28.54
		<b>INDIRECTO 20%</b>			5.71
		<b>UTILIDAD 10%</b>			3.42
		<b>PRECIO UNITARIO</b>			37.67

CLAVE	ESPECIFICACION			UNIDAD	
				RENDIMIENTO	m <sup>2</sup> 8.0 m <sup>2</sup> /j
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO x UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	Madera cimbra 5.10 usos	m <sup>2</sup>	1.00	21.02	21.02
	Alambre recocido #18	Kg	0.192	2.70	0.52
	Diesel por uso	Lt	0.60	0.825	0.50
	Clavo 2½"	Kg	0.028	4.00	0.11
	Clavo 3½"	Kg	0.014	4.00	0.06
	<b>SUBTOTAL</b>				22.21
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.02	Jor	0.125	64.78	8.10
	<b>SUBTOTAL</b>				8.10
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta y andamios	%	5(M.O.)	8.10	0.41
	<b>SUBTOTAL</b>				0.41
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		30.72
			INDIRECTO	20%	6.14
			UTILIDAD	10%	3.69
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		40.55

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	RENDIRIMIENTO		
	Concreto premezclado en zapata de f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup> . Incluye vaciado, - vibrado y curado.	m <sup>3</sup>	2.40 m <sup>3</sup> /jo		
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>					
	Concreto f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1.00	313.50	313.50
	Artesa de concreto	Pza	0.0029	36.87	0.11
	Curafest rojo	Lt	1.00	3.16	3.16
<b>SUBTOTAL</b>					<b>316.77</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
	Cuadrilla M.O.04	Jor	0.416	37.91	15.77
<b>SUBTOTAL</b>					<b>15.77</b>
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>					
	Herramienta Vibrador	% hr	3(N.O.) 0.63	15.77 8.62	0.47 5.43
<b>SUBTOTAL</b>					<b>5.90</b>
<b>OBSERVACIONES</b>		<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>			<b>338.44</b>
		<b>INDIRECTO 20%</b>			<b>67.69</b>
		<b>UTILIDAD 10%</b>			<b>40.61</b>
		<b>PRECIO UNITARIO</b>			<b>446.74</b>

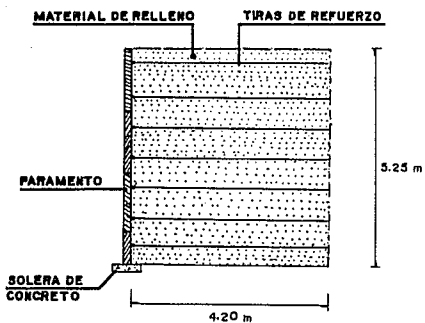
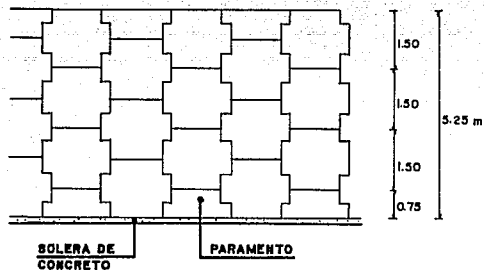
CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD			
	Concreto premezclado en muro de - f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup> . Incluye bombeo, - vibrado y curado.	m <sup>3</sup>			
		RENDIMIENTO	3.9 m <sup>3</sup> /j		
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	Concreto				
	f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1.00	313.50	313.50
	Bombeo	m <sup>3</sup>	1.00	34.14	34.14
	Curafest rojo	Lt	2.00	3.16	6.32
<b>SUBTOTAL</b>					<b>353.96</b>
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.04	jor	0.256	37.91	9.70
<b>SUBTOTAL</b>					<b>9.70</b>
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta y andamios	%	5(M.O.)	9.70	0.49
	Vibrador	hr	0.50	8.62	4.31
<b>SUBTOTAL</b>					<b>4.80</b>
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>	<b>348.46</b>	
			<b>INDIRECTO 20%</b>	<b>73.69</b>	
			<b>UTILIDAD 10%</b>	<b>44.22</b>	
			<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>486.37</b>	

VALUACION DEL TIEMPO				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD DE OBRA	RENDIMIENTO DE GRUPO	JORNADAS POR GRUPO
Excavación para el desplante del muro en el terreno	m <sup>3</sup>	3.00	80 m <sup>3</sup> /jor	0.04
Acero de refuerzo en zapata	Ton	0.041	0.17 T/jor	0.24
Acero de refuerzo en muro	Ton	0.110	0.16 T/jor	0.69
Cimbra de madera en zapata	m <sup>3</sup>	0.60	9.5 m <sup>3</sup> /jor	0.06
Cimbra de madera en muro	m <sup>3</sup>	9.40	8.0 m <sup>3</sup> /jor	1.18
Concreto en zapata	m <sup>3</sup>	0.75	2.4 m <sup>3</sup> /jor	0.31
Concreto en muro	m <sup>3</sup>	1.65	3.9 m <sup>3</sup> /jor	<u>0.42</u>
				<u>2.94</u>

ESTIMADO DEL COSTO			
CONCEPTO	UNIDAD CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	UNIDAD X P. UNITARIO
Excavación para el desplante del muro en el terreno	3.00 m <sup>3</sup>	6.939	20.82
Acero de refuerzo en zapata	0.041 Ton	2794.92	114.59
Acero de refuerzo en muro	0.110 Ton	3005.56	330.61
Cimbra de madera en zapata	0.60 m <sup>2</sup>	37.67	22.60
Cimbra de madera en muro	9.40 m <sup>2</sup>	40.55	381.17
Concreto en zapata	0.75 m <sup>3</sup>	446.74	335.06
Concreto en muro	1.65 m <sup>3</sup>	486.37	<u>802.51</u>
			2007.36



# MURO CON TIERRA ARMADA



CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	RENDIMIENTO	m <sup>3</sup>	
	Excavación de la caja necesaria para colocar las armaduras en toda su longitud. Así como el empotramiento de la estructura.				
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.05	Jor	0.0067	33.90	0.227
	<b>SUBTOTAL</b>				0.227
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta	%	3(M.O.)	0.227	0.007
	Tractor sobre orugas tipo loader	Hr	0.0125	192.24	2.403
	Camión volteo de 6 m <sup>3</sup> 1er. km	Hr	0.0385	68.00	2.620
	<b>SUBTOTAL</b>				5.030
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		5.257
			<b>IND RECTO</b>	20%	1.051
			<b>UTILIDAD</b>	10%	0.631
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		6.939

CLAVE	ESPECIFICACION			UNIDAD	m <sup>3</sup>
				RENDIMIENTO	2.4 m <sup>3</sup> / jo
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>					
	Concreto	m <sup>3</sup>	1.00	291.50	291.50
	Curafest rojo	Lt	1.00	3.16	3.16
<b>SUBTOTAL</b>					<b>294.66</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
	Cuadrilla M.O.01	Jor	0.416	67.53	28.14
<b>SUBTOTAL</b>					<b>28.14</b>
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>					
	Herramienta	%	3(M.O.)	28.14	0.84
	Vibrador	Hr	0.40	8.62	3.45
<b>SUBTOTAL</b>					<b>4.29</b>
<b>OBSERVACIONES</b>				<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>	<b>327.09</b>
				<b>INDIRECTO 20%</b>	<b>65.42</b>
				<b>UTILIDAD 10%</b>	<b>39.25</b>
				<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>431.76</b>

CLAVE	ESPECIFICACION Extracción, carga y acarreo del material de relleno. El cual se encuentra a 5 Km de su utilización.			UNIDAD	m <sup>3</sup>
				RENDIMIENTO	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.05	Jor	0.0067	33.90	0.227
	<b>SUBTOTAL</b>				0.227
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta	%	3(M.O.)	0.227	0.007
	Retroexcavadora	Hr	0.0173	53.78	0.928
	Camión volteo de 6m <sup>3</sup> 1er Km.	Hr	0.0385	68.00	2.620
	Camión volteo de 6m <sup>3</sup> Kms. Subsecuentes.	Hr	0.0417	68.00	2.840
	<b>SUBTOTAL</b>				6.395
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		6.622
			<b>INDIRECTO</b>		
			<b>UTILIDAD</b>		
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	RENDIMIENTO		
			m <sup>3</sup>		
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	Tendido del material de relleno				
<b>MATERIALES</b>					
SUBTOTAL					
<b>MANO DE OBRA</b>					
	Cuadrilla M.O.05	Jor	0.0067	33.90	0.227
SUBTOTAL					0.227
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>					
	Herramienta	%	3(M.O.)	0.227	0.007
	Motoconformadora	Hr	0.0014	266.13	0.373
SUBTOTAL					0.380
<b>OBSERVACIONES</b>		<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>			0.607
		<b>INDIRECTO</b>			
		<b>UTILIDAD</b>			
		<b>PRECIO UNITARIO</b>			

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD		RENDIMIENTO	m <sup>3</sup>
	Incorporación de agua y compactación.				
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	Incorporación de agua en camión - pipa de 8000 Lts	m <sup>3</sup>	0.200	6.13	1.23
<b>SUBTOTAL</b>					<b>1.23</b>
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.05	Jor	0.0067	33.90	0.227
<b>SUBTOTAL</b>					<b>0.227</b>
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta	%	3 (M.O.)	0.227	0.007
	Compactador	Hr	0.0042	125.12	0.526
<b>SUBTOTAL</b>					<b>0.533</b>
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		<b>1.990</b>
			<b>INDIRECTO</b>		
			<b>UTILIDAD</b>		
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		

CLAVE	ESPECIFICACION			UNIDAD	
	Compactación del material de relleno en capas de 20 cm. al 95 % Proctor - Estandar			RENDIMIENTO	m <sup>3</sup>
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	Extracción, carga y acarreo				6.622
	Tendido del material				0.607
	Incorporación de agua y compactación				1.990
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>9.219</b>
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Costo del m <sup>3</sup> suelto		9.219		
	Factor de compactación:		0.80		
	Costo del m <sup>3</sup> compacto		$9.219/m^3/0.80$	=	11.52
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
<b>OBSERVACIONES</b>				<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>	<b>11.52</b>
				<b>INDIRECTO 20%</b>	<b>2.30</b>
				<b>UTILIDAD 10%</b>	<b>1.38</b>
				<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>15.20</b>

Nota: No se presentan los precios unitarios de los elementos --- especiales (escamas, tiras de refuerzo y juntas) por ser un sistema patentado, proporcionando solo el valor total del paramento y montaje del mismo por metro cuadrado, según datos de la empresa.

Para un muro con altura de 5.25 m.

Paramento (incluye: escamas, tiras y juntas)	N\$ 276.50/m <sup>2</sup>
Montaje del paramento	N\$ 45.00/m <sup>2</sup>
Rendimiento	56.25 m <sup>2</sup> /Jor

Suponiendo que las dimensiones del muro son: 5.25 m. de altura y 24 m. de longitud.

Se tiene que el área total de paramento es:  $5.25 \times 24 = 126 \text{ m}^2$

Para formar el paramento se necesitan 56 escamas cuyo peso es de 1 Ton. aproximadamente con sus respectivas juntas, y 224 tiras de acero galvanizado de 4.20 m. de longitud

Para el transporte a la obra se utilizan camiones de gran tonelaje (25 Ton.) en el cual se pueden estibar hasta 5 escamas en la plataforma. Por lo que en un camión se pueden transportar 25 escamas.

Suponiendo que se hacen tres fletes, dos para las escamas y -- uno para las tiras, tornillos y juntas.

Para una distancia de 60 Kilometros el flete vale N\$ 1200.00, por lo que el costo total del flete es N\$ 3600.00



Por lo tanto:

Costo total del paramento

276.50/m' x 126 m' 34,839.00

Flete a la obra 3,600.00

Costo total del paramento  
puesto en obra 38,439.00

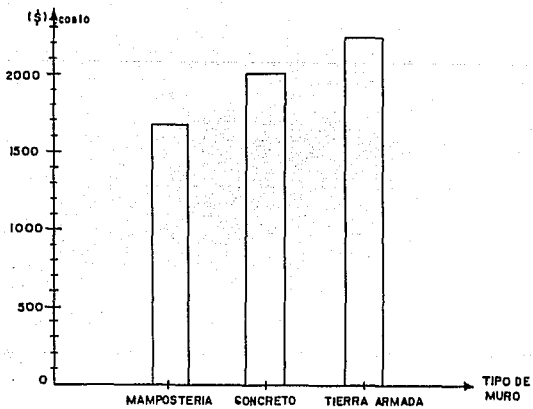
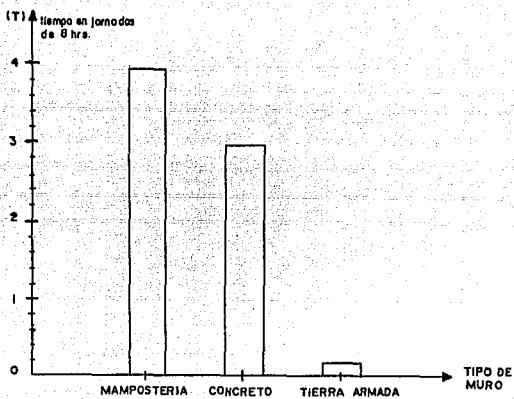
Costo del paramento por metro cuadrado

$38,439.00 / 126 \text{ m}^2 = \text{N}\$ 305.07/\text{m}^2$

En el anexo I se presenta un cálculo aproximado del costo, ---  
para el paramento y montaje del mismo por metro cuadrado; en base  
a precios y materiales existentes en el mercado.

VALUACION DEL TIEMPO				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD DE OBRA	RENDIMIENTO DE GRUPO	JORNADAS POR GRUPO
Excavación para el desplante del muro en el terreno y tendido de las tiras en toda su longitud	m'	5.00	80 m <sup>2</sup> /Jor	0.06
Solera de reglaje para el arranque perfectamente derecha y a nivel de la primera hilera de escamas	m'	0.045	2.4 m <sup>2</sup> /Jor	0.02
Montaje de elementos especiales	m'	5.25	56.25 m <sup>2</sup> /Jor	<u>0.09</u> 0.17

ESTIMADO DEL COSTO			
CONCEPTO	UNIDAD CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	UNIDAD X P. UNITARIO
Excavación para el desplante del muro en el terreno y tendido de las tiras en toda su longitud	5.00 m <sup>3</sup>	6.939	34.70
Solera de reglaje para el arranque perfectamente derecha y a nivel de la primera hilera de escamas	0.045 m <sup>3</sup>	431.76	19.43
Material de relleno	22.05 m <sup>3</sup>	15.20	335.16
Paramento de escamas de concreto	5.25 m <sup>3</sup>	305.07	1601.62
Montaje de elementos especiales **	5.25 m <sup>3</sup>	45.00	<u>236.25</u>
			<u>2227.16</u>



Del análisis de los resultados obtenidos podemos observar en las gráficas lo siguiente:

En lo que se refiere a los tiempos de ejecución podemos notar que el muro de tierra armada presenta un número muy reducido de jornadas con respecto a los otros, pues como ya se ha visto su forma de construcción permite un avance más rápido. Mientras que en los muros convencionales de concreto y mampostería es necesario esperar hasta terminar ciertas actividades para continuar con las siguientes, lo cual lleva a tiempos mayores de ejecución.

Al hacer la comparación del costo el muro de tierra armada resultó ligeramente mayor que el de concreto, siendo el muro de mampostería el más económico. Pues estas diferencias se deben principalmente al tipo de recursos utilizados, tanto materiales como humanos, así como también al equipo utilizado para cada una de estas estructuras, los cuales son determinantes en el costo.

En cuanto a la factibilidad de uso de un muro de tierra armada respecto a uno de mampostería o concreto es la siguiente:

- Se eliminan las actividades de cimbrado, colado, esperar el fraguado y descimbrar antes de iniciar el relleno.
- Con el procedimiento de la tierra armada, se puede ir compactando y rellenando simultáneamente con la colocación del paramento.

Esto indudablemente representa un ahorro muy importante en tiempo, ya que la mayoría de los elementos utilizados son prefabricados.

- Este tipo de muro presenta cierta flexibilidad que permite soportar deformaciones sin perder su carácter de conjunto, lo que permite realizar obras levantadas sobre terrenos de cimentación compresibles o sobre pendientes poco estables, algo que no puede suceder en los muros de mampostería y concreto ya que son estructuras rígidas.
- Gran resistencia a los esfuerzos estáticos y dinámicos.
- Estética de las obras cuyo paramento se presta a diversos tratamientos arquitectónicos.

Evidentemente que para la elección de cualquier tipo de muro deben analizarse las ventajas y desventajas de los casos posibles de uso, además del costo. Y obtener la solución que más se apegue a los requerimientos de la obra para ofrecer funcionalidad y seguridad, de manera que satisfaga las necesidades para las cuales fue proyectada.

## Anexo. I

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	Jor		
M.O. 06	cuadrilla de : Oficial albañil, 3 peones y cabo.	RENDIMIENTO			
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	-				SUBTOTAL
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Oficial albañil	Jor	1.00	35.90	35.90
	Peones	Jor	3.00	25.49	76.47
	Cabo	Jor	0.10	53.30	5.33
					117.70
	Maestro	3	10	117.70	11.77
	SUBTOTAL				129.47
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	SUBTOTAL				
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		129.47
			<b>INDIRECTO</b>		
			<b>UTILIDAD</b>		
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		



CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD	Jor		
M.O.		RENDIMIENTO			
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Oficial soldador	Jor	1.00	35.40	35.40
	Ayudante general	Jor	1.00	25.49	25.49
	Cabo	Jor	0.10	53.30	5.33
					<u>66.22</u>
	Maestro	%	10	66.22	6.62
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>72.84</b>
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		<b>72.84</b>
			<b>INDIRECTO</b>		
			<b>UTILIDAD</b>		
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		

CONSTRUCTORA:	Máquina: <b>GRUA GROVE</b>	Hoja No.:
	Modelo: <b>AP 206</b>	Cálculo:
	Datos Adic.: <b>6 TON</b>	Reviso:
OBRA:		Fecha:

**DATOS GENERALES**

Precio adquisición	\$ 313,821.00	Fecha cotización:	
Equipo adicional		Vida económica (V <sub>e</sub> )	5 años
		Horas por año (H <sub>a</sub> )	2000 hr/año
<u>Llantas</u>	<u>4,246.00</u>	Motor	Diesel de 66.5 H.P.
Valor inicial (V <sub>i</sub> )	\$ 309,575.00	Factor operación	0.70
Valor rescate (V <sub>r</sub> )	10 % \$ 30,957.50	Potencia operación	46.55 H.P. op
Tasa interés (I)	17 %	Factor mantenimiento (M)	0.80
Primo seguros (S)	3 %		

**I CARGOS FIJOS.**

a) Depreciación:	$D = \frac{V_i - V_r}{V_e}$	$= \frac{309,575.00 - 30,957.50}{10,000}$	= 27.86
b) Inversión:	$I = \frac{V_i + V_r}{2 H_a}$	$= \frac{309,575.00 + 30,957.50}{2(2000)}$	$\times 0.17 = 14.47$
c) Seguros:	$S = \frac{V_i + V_r}{2 H_a}$	$= \frac{309,575.00 + 30,957.50}{2(2000)}$	$\times 0.03 = 2.55$
d) Mantenimiento:	M <sub>o</sub> OD	$= 0.80 \times 27.86$	= 22.29
<b>SUMA CARGOS FIJOS POR HORA</b>			<b>\$ 67.17</b>

**II CONSUMOS.**

a) Combustible = E x C/Pc	
Diesel E = 0.20 x 46.55 H.P.op = \$ 0.825 /lt	= 7.68
Gasolina E = 0.24 x _____ H.P.op = \$ _____ /lt	
b) Otras fuentes de energía:	
d) Lubricantes A <sub>l</sub> (c) al P <sub>l</sub>	
Capacidad Carter c = 7 litros	
Cambios aceite t = 100 horas	
Consumo aceite t = 0.0035 x 46.55 H.P. op = 0.21 lt/hr	
Consumo aceite t = 0.0030	
∴ L <sub>o</sub> = 0.21 lt/hr x \$ 6.50 /lt	= 1.37
d) Llantas: $H = \frac{V_i}{H_v}$ (valor llantas)	
Vida económica H <sub>v</sub> = 3500 horas	
∴ L <sub>i</sub> = \$ $\frac{4,246.00}{3500}$ horas	= 1.21
<b>SUMA CONSUMOS POR HORA</b>	
<b>\$ 10.26</b>	

**III OPERACION.**

Salarios:	
Operador:	\$ 34.06
Sal./turno-prom:	\$ 34.06
Horas/turno-prom: (H)	
H = 6 horas = 0.75 (factor rendimiento) = 6 horas	
∴ Operación = C <sub>o</sub> = $\frac{34.06}{6}$ horas	= 5.68
<b>SUMA OPERACION POR HORA</b>	
<b>\$ 5.68</b>	

**COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD) \$ 83.11**

CLAVE	ESPECIFICACION			UNIDAD	Pza
	Cimbra metálica para escamas de concreto			RENDIMIENTO	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	Lamina negra cal. 18	Kg	38.00	2.86	108.68
	Angulo 1"	Kg	25.00	2.10	52.50
	Soldadura	Kg	2.00	7.00	14.00
	Pintura anticorrosiva	Lt	1.60	16.00	25.60
<b>SUBTOTAL</b>					<b>200.78</b>
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.07	Jor	0.50	72.84	36.42
<b>SUBTOTAL</b>					<b>36.42</b>
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta Soldadora y oxiacetileno	%	3(M.O.)	36.42	1.09
		%	5(M.O.)	36.42	1.82
<b>SUBTOTAL</b>					<b>2.91</b>
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		<b>240.11</b>
			<b>INDIRECTO</b>		
			<b>UTILIDAD</b>		
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		

CLAVE	ESPECIFICACION			UNIDAD	Pza
				RENDIMIENTO	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	Elaboración de escamas de concreto-armado de f'c=250 Kg/cm <sup>2</sup>				
	<b>MATERIALES</b>				
	Concreto premezclado	m <sup>3</sup>	0.45	352.00	158.40
	Varilla corrugada	Ton	0.025	1600.00	40.00
	Alambre rec. #18	Kg	0.33	2.70	0.89
	Arranques de acero galvanizado	Pza	4.00	3.57	14.28
	Barra acero Ø22 mm	Pza	1.00	9.20	9.20
	Tubo acero galv. Ø28 mm	Pza	1.00	6.50	6.50
	Curafest rojo	Lt	1.50	3.16	4.74
	Diesel	Lt	2.00	0.82	1.64
	Cimbra metálica	Pza	0.005	240.11	1.20
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>236.85</b>
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.01 (Vaciado de concreto)	Jor	0.42	67.53	28.36
	Cuadrilla M.O.03 (Armado)	Jor	0.17	46.76	7.94
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>36.30</b>
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta	%	5(M.O.)	36.30	1.82
	Vibrador	Hr	0.40	8.62	3.45
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>5.27</b>
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		<b>278.42</b>
			<b>INDIRECTO</b>		
			<b>UTILIDAD</b>		
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		

CLAVE	ESPECIFICACION Precio del paramento por metro cuadrado (escamas, tiras y juntas)			UNIDAD	m <sup>2</sup>
				RENDIMIENTO	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	Escama de concreto	m <sup>2</sup>	1.00	123.74	123.74
	Armaduras y tornillos de acero galvanizado	Pza	1.80	33.17	59.71
	Junta de poliuretano	Pza	0.25	2.00	0.50
	Junta de corcho aglomerado	Pza	0.25	8.50	2.13
<b>SUBTOTAL</b>					<b>186.08</b>
	<b>MANO DE OBRA</b>				
<b>SUBTOTAL</b>					
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
<b>SUBTOTAL</b>					
<b>OBSERVACIONES</b>		<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>			<b>186.08</b>
		<b>INDIRECTO 20%</b>			<b>37.22</b>
		<b>UTILIDAD 10%</b>			<b>22.33</b>
		<b>PRECIO UNITARIO</b>			<b>245.63</b>

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD			
	Montaje de elementos especiales	m <sup>2</sup>			
		RENDIMIENTO	56.25 m <sup>2</sup> /J		
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO x UNIDAD	IMPORTE
	<b>MATERIALES</b>				
	<b>SUBTOTAL</b>				
	<b>MANO DE OBRA</b>				
	Cuadrilla M.O.06	Jor	0.018	129.47	2.33
	<b>SUBTOTAL</b>				
	2.33				
	<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>				
	Herramienta	%	5(M.O.)	2.33	0.12
	Grúa Grove	Hr	0.1422	83.11	11.82
	<b>SUBTOTAL</b>				
	11.94				
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO DIRECTO</b>		14.27
Se hizo el cálculo suponiendo que la grúa es propia. Tomando los datos del costo hora máquina del mismo.			<b>INDIRECTO 20%</b>		2.85
			<b>UTILIDAD 10%</b>		1.71
			<b>PRECIO UNITARIO</b>		18.83

CLAVE	ESPECIFICACION	UNIDAD		RENDIMIENTO	
	Montaje de elementos especiales	m <sup>2</sup>		56.25 m <sup>2</sup> /J	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO X UNIDAD	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>					
SUBTOTAL					
<b>MANO DE OBRA</b>					
	Cuadrilla M.O.06	Jor	0.018	129.47	2.33
SUBTOTAL					2.33
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>					
	Herramienta	%	5(M.O.)	2.33	0.12
	Grúa Grove	Hr	0.1422	250.00	35.55
SUBTOTAL					35.67
<b>OBSERVACIONES</b>			<b>COSTO UNITARIO</b>		38.00
Se hizo el cálculo suponiendo que la grúa es rentada			INDIRECTO 20%		7.60
Renta:			UTILIDAD 10%		4.56
N\$ 250.00 / Hr.			PRECIO UNITARIO		50.16

	Precio proporcionado por la empresa	Precio estimado
Paramento (escamas, tiras de -- acero galv. y juntas)	N\$ 276.50/m <sup>2</sup>	N\$ 245.63/m <sup>2</sup>
Montaje	N\$ 45.00/m <sup>2</sup>	
Con grúa rentada		N\$ 50.16/m <sup>2</sup>
Con grúa propia		N\$ 18.83/m <sup>2</sup>



## GLOSARIO

- ACOPIO.** Juntar, reunir en cantidad.
- ADHERENCIA.** Fuerza activa entre las moléculas de las superficies de dos cuerpos o sustancias diferentes en contacto.
- ANISOTROPIA.** Propiedad de ciertos materiales, por la cual alguna de sus propiedades físicas varía según la dirección desde que se les considere.
- ARMADURAS.** Piezas lineales de acero galvanizado, colocadas -- perpendicularmente al paramento de un muro de tierra armada.
- COHERENCIA.** Conexión, relación o enlace de varias cosas entre sí.
- COHESION.** Fuerza que une las moléculas de un cuerpo.
- COMPACIDAD.** Grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellos.
- CUALITATIVO.** adj. que denota cualidad. Cada una de las circunstancias o caracteres, naturales o adquiridos, que distinguen a las personas o cosas.
- CUANTITATIVO.** adj. perteneciente o relativo a la cantidad. Todo lo que es capaz de aumento o disminución, y que, -- por consiguiente, puede medirse o numerarse.
- ENVOLVENTE.** Que envuelve. Dada una familia de curvas o de superficies, curva o superficie tangente a todas las de esa familia.

EPOXI.	Química orgánica. Prefijo usado para designar un -- oxígeno unido entre dos carbonos de una cadena.
ESCAMA.	Pieza de forma cruciforme, generalmente de concreto armado, utilizada para formar el paramento de un -- muro de tierra armada.
ESLINGA.	Pieza metálica para levantar grandes pesos.
ESVIAJE.	Oblicuidad de la superficie de un muro o del eje de una bóveda respecto al frente de la obra de que -- forman parte.
FLUENCIA.	Acción y efecto de fluir. Lugar donde emana o co-- mienza a fluir un líquido.
GALIBO.	Regla o patrón, que sirve para verificar o fijar -- las dimensiones, en diversas artes u oficios.
IMPOSTA.	Faja que corre horizontalmente en la parte superior de un muro de tierra armada.
INTRINSECO	Valor esencial de una cosa, el que tiene de por sí a diferencia del convencional.
ISOTROPIA.	Propiedades físicas de los cuerpos, las cuales son idénticas en todas direcciones.
LATERITAS.	Término utilizado para designar las formaciones --- edáficas ricas en óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio (goethita, hematites, gibsita y bohemita), originadas por meteorización en condiciones que tienden a suprimir el sílice y álcalis. Se forman -

- lateritas en los climas tropicales y subtropicales con temperaturas altas, lluvias abundantes y periodos largos de sequía. Los suelos lateríticos son duros y poco fértiles. Se originan principalmente a partir de rocas eruptivas básicas y ultrabásicas.
- L. C. P. C. Laboratorio Central de Puentes y Caminos.  
(Francia)
- NEOPRENO. Elástomero sintético que se presenta en forma sólida, como el látex, o como espuma flexible.
- PARAMENTO. Cualquiera de las dos caras de una pared o de un muro.
- P.H. Potencial hidrógeno. Indica la concentración de ácidos y bases en una sustancia. El PH se calcula como 'el logaritmo negativo base 10, de la concentración de iones hidrógeno' con lo cual tendremos que las soluciones ácidas poseen un PH menor de 7.0, las soluciones neutras un PH de 7.0 ; y las soluciones básicas serán aquellas con un PH mayor de 7.0
- POLIESTER. Quím. Org. Cada uno de los compuestos formados por esterificación de ácidos dicarboxílicos y alcoholes polivalentes.
- POLIURETANO. Materia plástica empleada en la fabricación de espumas y productos elásticos.
- RESISTIVIDAD. Cualidad de resistivo. Corresponde a la resistencia eléctrica de un conductor de longitud y sección iguales a la unidad.

- SOLERA DE  
REGLAJE.** Plantila de concreto simple sobre la cual se asienta la primera hilera de escamas.
- TAMIZADO.** Operación que consiste en la separación mecánica, mediante tamices, de sustancias pulverizadas en diferentes tamaños.
- TERGAL.** Nombre comercial de un tejido sintético poliéster de fabricación francesa.
- TONGADA.** Capa extendida encima de otra.
- U. C. L. A.** Universidad de California en Los Angeles.  
(Estados Unidos de Norte América)

## BIBLIOGRAFIA

- Tecnología de la Construcción  
Baud, G.  
Barcelona, Ed. Blume, 1978
- Curso Práctico de Mecánica de Suelos  
Costet, J. y Sanglerat, G.  
Barcelona, Ed. Omega, S.A., 1976
- Mecánica de Suelos y Cimentaciones  
Crespo Villalaz, Carlos  
México, Ed. Limusa, 1981
- Diseño de Concreto Armado  
Everard, Noel J. y Tanner, John L.  
México, Ed. Mc Graw-Hill, 1981
- Mecánica de Suelos  
Juárez Badillo, E. y Rico, A.  
Volumen II  
México, Ed. Limusa, 1989
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres  
Rico, A. y Del Castillo, H.  
Volumen I  
México, Ed. Limusa, 1988