

**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
FACULTAD DE CIENCIAS Y HUMANIDADES
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**RECOMENDACIONES BASICAS PARA EL
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MALECONES**

Carlos Enrique de la Cerda Zelada

**Trabajo de graduación presentado
para optar el grado académico de
Ingeniero Civil**

**BIBLIOTECA
DE LA
UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

Guatemala, 1996.

DEDICATORIA

A Dios Padre, Jesucristo Nuestro Salvador y al Espíritu Santo, ya que sin Él nada es posible. Gracias por las infinitas bendiciones que haz derramado sobre mi familia.

A mis padres, por su amor, paciencia y educación moral que desde pequeño me inculcaron.

A mis esposa, por su colaboración y sobre todo por su amor y apoyo incondicional brindado durante todos estos años que hemos compartido.

A mi hija Nicolle por ser la fuente de inspiración para realizar este trabajo. Siempre trataré de darte un buen ejemplo al lado de tu madre.

AGRADECIMIENTO

Quisiera agradecer a las siguientes personas por su apoyo y colaboración para la elaboración del siguiente trabajo:

Lic. María Victoria Monge de de la Cerda

Ing. Ricardo Gómez

Ing. Tomas Hirschmann

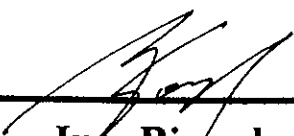
Ing. Erick Avilés

Ing. Carlos Liquez

Ing. Franklin Matzdorf

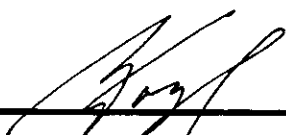
Ing. Ronald García

Vo.Bo.

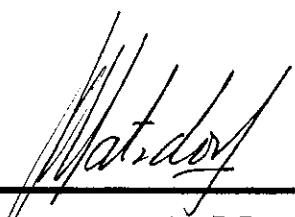
(f) 

Ing. Ricardo Gómez
ASESOR

Vo.Bo. TRIBUNAL EXAMINADOR

(f) 

Ing. Ricardo Gómez

(f) 

Ing. Franklin Matzdorf

(f) 

Ing. Héctor Valdez

Guatemala, 23 de octubre de 1996.

INDICE

	PAGINA
I. INTRODUCCION.....	1
II. MUELLES.....	2
III. MUELLES DE CONSTRUCCION ABIERTA.....	6
IV. MUELLES DE CONSTRUCCION CERRADA O SOLIDA: MALECONES	
A. METODO DE TABLESTACAS.....	7
B. METODO DE GEOTELA.....	16
C. METODO DE CONCRETO.....	20
D. METODO DE GAVIONES.....	23
V. ANALISIS COMPARATIVO DE USOS Y COSTOS.....	28
VI. ANALISIS Y DISEÑO DE MUELLES CERRADOS	
A. MUROS DE CONTENCION.....	29
B. GEOTEXTIL.....	39
C. TABLESTACAS.....	54
D. GAVIONES.....	74
VII. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS METODOS	
A. TABLESTACAS.....	90
B. GEOTEXTIL.....	91
C. CONCRETO.....	92
D. GAVIONES.....	92
VIII. CONCLUSIONES.....	94
IX. BIBLIOGRAFIA.....	96
ANEXOS.....	99

I. INTRODUCCION

En Guatemala, el crecimiento de construcciones en áreas aledañas a lagos, ríos y/o canales ha ido en aumento durante los últimos años. En estas condiciones, es necesario que se construyan estructuras especiales para proteger el terreno, que al ser golpeado por las aguas, evitan la erosión, y además, sirven como muelles.

Es importante que el ingeniero tenga un conocimiento básico de los métodos más utilizados para la construcción de malecones. Estos generalmente son el tipo de muelles que más se usan en nuestro medio y cumplen con las dos funciones principales de un malecón: embarcaderos y retención de tierras.

En este trabajo se presentan cuatro distintos métodos para la construcción de malecones: tablestacas, concreto, geotextil y gaviones. Además se incluye el análisis estructural, un ejemplo ilustrativo para cada uno de ellos, y un análisis comparativo entre los cuatro métodos bajo condiciones normales de construcción.

El único método que puede construirse con materiales locales es el de concreto. Los otros necesitan materiales importados. Sin embargo este método necesita mano de obra especializada, no así los demás.

Los cuatro métodos, si se considera tablestacas de PVC (reciclable), son amigables con el medio ambiente. Las tablestacas de acero tienden a oxidarse sin el mantenimiento y/o tratamiento adecuado.

El método más económico es el de geotextil. Sin embargo es aconsejable sólo para alturas de medianas a bajas, y para aguas tranquilas. El método más costoso es el de tablestacas. Dicho costo se compensa con la velocidad de construcción.

Los otros métodos que poseen un tiempo de ejecución relativamente corto, son el de geotextil y gaviones.

Es importante tomar en cuenta, que la selección del método a utilizar dependerá, no sólo del costo, sino de las condiciones del proyecto.

II. MUELLES

Un **muelle** es el término generalizado para describir una estructura marina para atracar barcos, para carga y descarga o para embarcar y desembarcar pasajeros (6). Específicamente los muelles se dividen en muelles abiertos y muelles cerrados, conocidos generalmente como malecones (6).

A. **MUELLE ABIERTO O TAJAMAR:** es un muelle que se proyecta dentro del agua. Algunas veces se le llama **espigón** o **espolón**. Cuando se construye en combinación con un rompeolas se denomina **muelle rompeolas**. En contraste con un embarcadero, que puede usarse como muelle de un solo lado, los barcos pueden usar un muelle abierto por ambos lados. Pero hay instancias en que se utiliza sólo un lado, debido a las condiciones físicas del lugar, o a que no hay necesidad de mayor espacio para atracar. Un muelle abierto puede ser, paralelo a la costa o estar adosado a ella por medio de un espolón, generalmente en ángulo recto con el muelle abierto. En este caso, el muelle se llama muelle en "T" o muelle en "L", según sea la posición en que esté el paso a tierra (4).

También existen los muelles denominados **delfines** que son estructuras metálicas para atracar naves. Como son muelles de tipo abierto, se usan para unir barcos y transferir carga de un barco a otro, estacionados en ambos lados del delfin (4).

B. **MUELLE CERRADO O MALECÓN:** aunque es similar a un embarcadero, y a menudo se menciona como tal, tiene como respaldo a la tierra. El nombre se deriva en gran parte del terreno que tiene como soporte o respaldo. En muchos lugares donde existen plantas industriales construidas junto al transporte acuático, el terreno puede ser bajo y pantanoso. En consecuencia es necesario rellenarlo. El relleno se obtiene con frecuencia dragando la vía acuática adyacente, formando un canal navegable o puerto a lo largo de la propiedad. Para retener el terreno así formado, que tendrá ahora mucho más elevación a lo largo de la vía acuática, normalmente se instala un malecón. Este o parte de su longitud, puede usarse como embarcadero para los barcos que atraquen si se agregan algunos complementos, pavimento y facilidades para el manejo de carga y almacenamiento. Esto se denomina **embarcadero de malecón** (4). Un malecón es un murallón o terraplén que se construye para defensa de los daños que

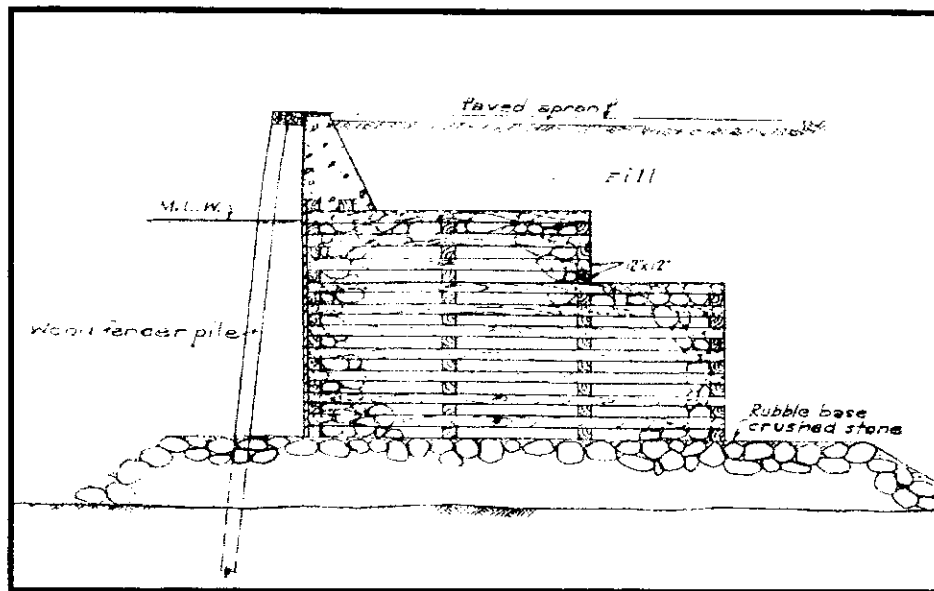
puedan causar las aguas (10). Malecón es una estructura o división de piedra, madera o concreto destinada a resistir la presión o parar el agua. Es un muro de retención a lo largo de una ribera (11).

Un muelle, usualmente se construye con un propósito específico. Su función principal es el manejo de pasajeros o carga en general, o una combinación de ambos. Puede ser que se requiera el manejo de un tipo de carga específica, particularmente carga a granel, tales como aceite, minerales, cemento y granos. La función para la cual servirá, es de vital importancia para la selección del tipo de muelle a utilizar. Sin embargo existen otros factores que determinan el tipo de muelle a construirse. Algunos de estos factores son:

1. Si se requiere una instalación temporal o permanente.
2. El tamaño de las embarcaciones que utilizarán el muelle.
3. La dirección de las olas y el viento.
4. Las condiciones del terreno (particularmente si se proyecta efectuar un dragado).
5. La determinación del tipo de construcción más económica (6).

Los cajones de madera rellenos de roca, fueron usados extensamente como los primeros tipos de muelles y malecones. La parte superior del cajón se construye hasta el nivel bajo del agua, y las paredes de confinamiento para el relleno que soportará el pavimento del muelle, se construyen de mampostería o concreto (ver **Figura No.1**) (6).

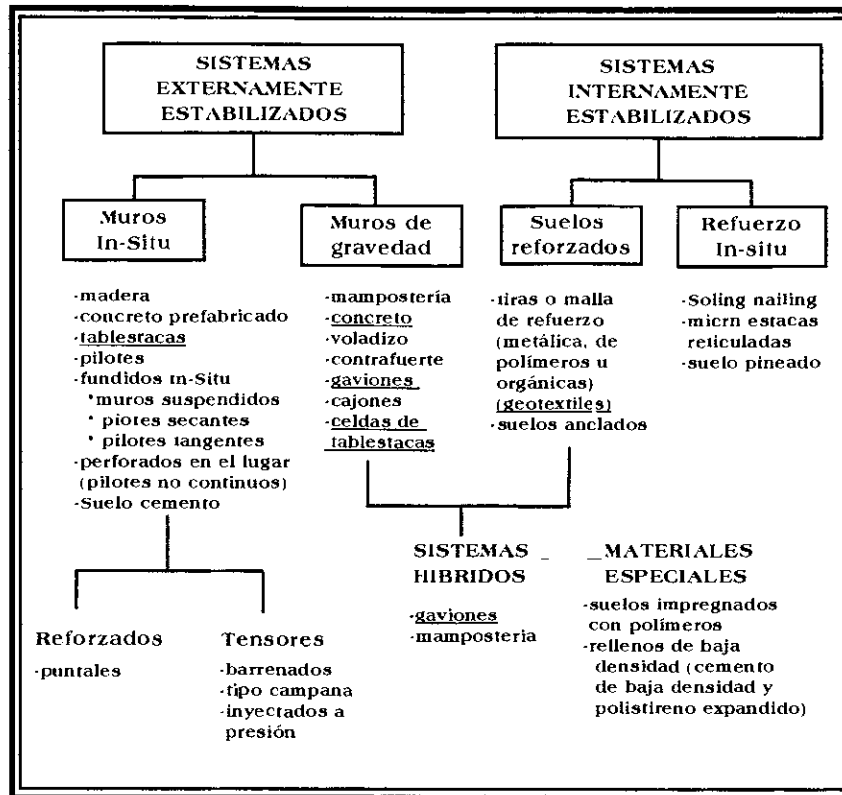
Figura No.1. Cajones de madera rellenos de roca



En los últimos veinte años dos tendencias nuevas de retención de muros han surgido. La primera es el incremento del uso de elementos de refuerzo, ya sea aumentando la profundidad de estos para crear suelos reforzados o por instalaciones sistemáticas in-situ para producir un anclaje lateral (“soil nailing”). La segunda se refiere al uso de polímeros para reforzar suelos. Los suelos reforzados y los anclajes laterales (“soil nailing”) han cambiado la manera de construir muros prefabricados e in-situ, respectivamente, proporcionando alternativas atractivamente económicas ante los métodos convencionales. Rápidos desarrollos en la fabricación de polímeros han abastecido el mercado con una amplia gama de geosintéticos, dentro de los cuales se encuentra el geotextil (12 e).

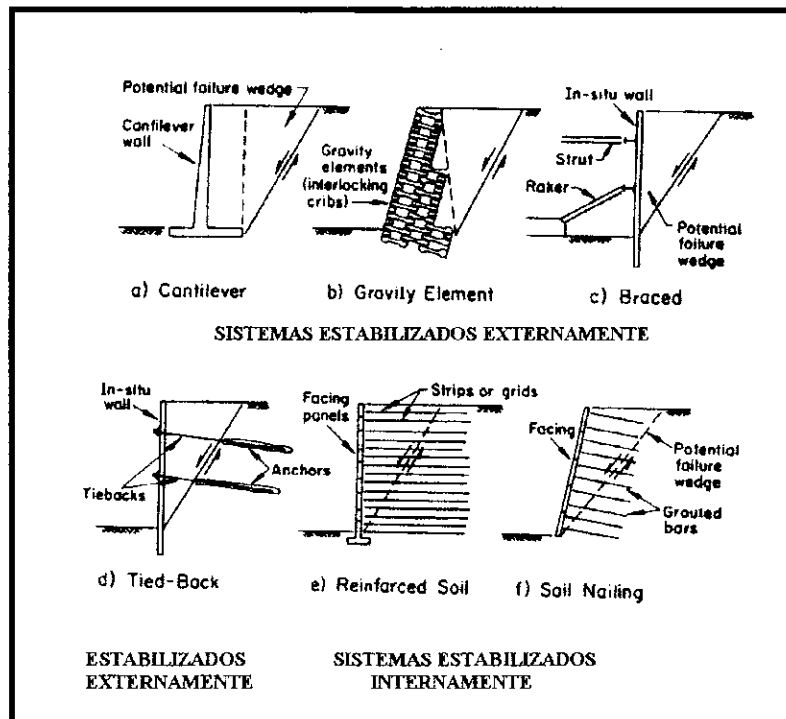
En la **Figura No. 2 (a y b)** se presenta un resumen de los sistemas de retención de suelos actuales, organizados de acuerdo a las dos categorías principales de sistemas estabilizados: externos e internos. Un sistema estabilizado externamente, usa un muro estructural externo, contra el cual las fuerzas estabilizadoras se movilizan. Un sistema estabilizado internamente involucra refuerzos instalados dentro de, y extendiéndose mas allá, de la masa de falla potencial (12e). En el esquema se incluyen los métodos de construcción de malecones que se describirán detalladamente en este trabajo.

Figura No.2a . Esquema de clasificación de los sistemas de retención de suelos.



(12 e).

Figura No.2b. Sistemas estabilizados interna y externamente



III. MUELLES DE CONSTRUCCION ABIERTA

Los muelles de construcción abierta pueden subdividirse en dos tipos:

A. PLATAFORMAS DE DESCARGA: en las cuales la losa estructural principal está debajo de la cubierta terminada y el espacio intermedio se rellena para proporcionar peso adicional con el objeto de brindar estabilidad (4).

B. PLATAFORMA DE NIVEL ALTO: tienen en general una losa sólida como cubierta. Los muelles abiertos que soportan tuberías para transporte de petróleo, pueden tener un esqueleto constructivo y omitirse la cubierta en la zona donde se localizan las tuberías (4).

La cubierta puede ser de madera tratada generalmente con creosota, de concreto reforzado o una combinación de concreto y acero o madera. Se ha comprobado que las losas de concreto preesforzado o precolado, así como las vigas del mismo material, son una forma económica de construcción (4).

La cubierta puede estar apoyada sobre pilotes, que pueden ser de madera (usualmente tratada con creosota), de acero (sección H o tubo), o de concreto reforzado; o sobre grandes cilindros, bloques o estructuras que pueden ser de acero o concreto reforzado. Los pilares de concreto preforzado, así como cilindros o pilotes del mismo material se han usado, particularmente en aguas profundas y en donde las condiciones de un fondo suave o flojo requerían soportes de cimentación muy largos. El preforzado simplifica el manejo de pilares largos y reduce las fracturas debido a que la compresión es suficiente para superar los esfuerzos flexionantes y de tensión o reducirlos a una cantidad que no originen que el concreto se agriete (4).

IV. MUELLES DE CONSTRUCCION CERRADA O SOLIDA: MALECONES

A. METODO DE TABLESTACAS

1. Descripción y Tipos

a. Tablestacas

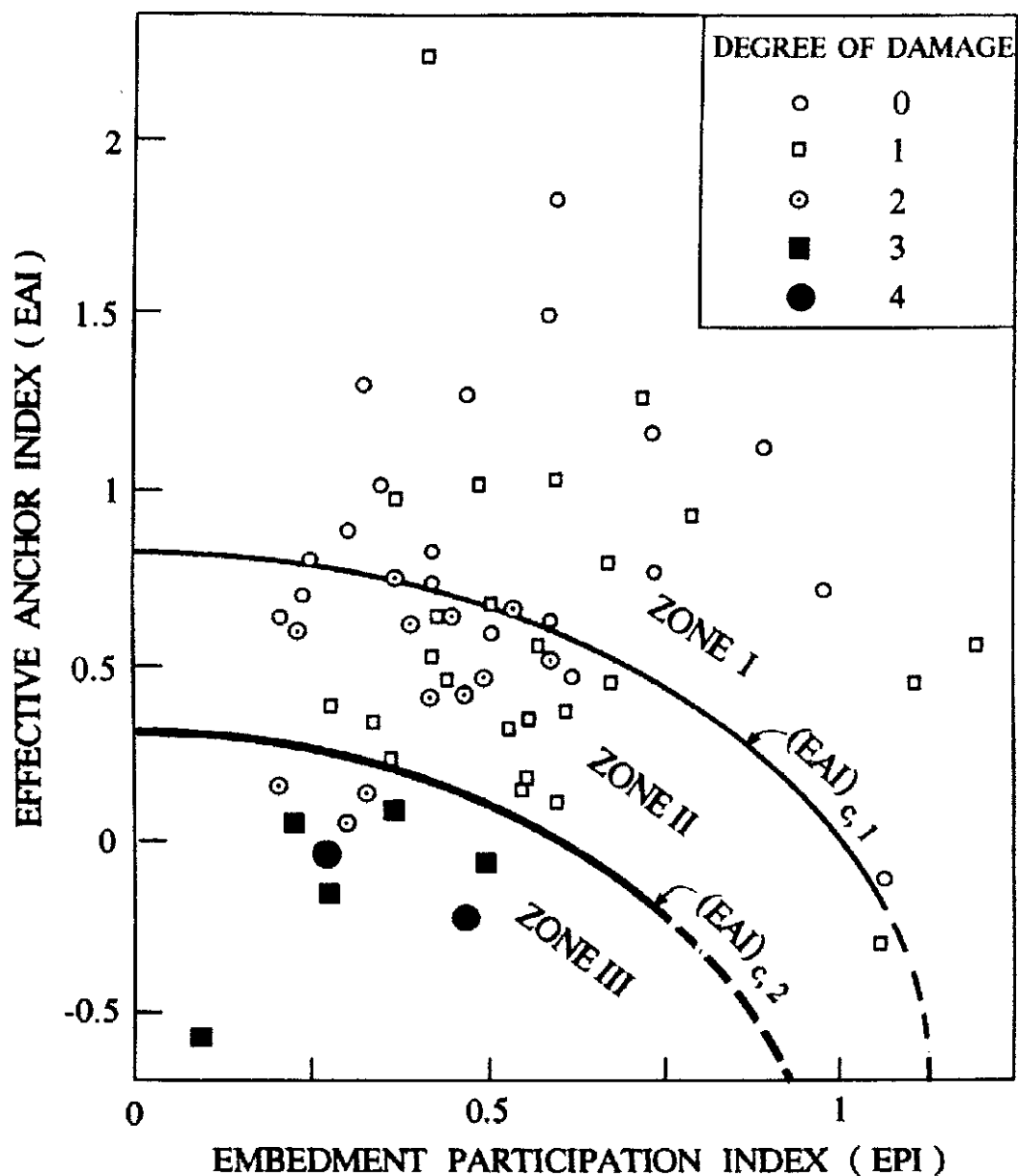
Las tablestacas son estacas planas que, hincadas sucesivamente una al lado de la otra, forman un muro vertical, para prevenir que los materiales de un relleno se replieguen. También sirve para evitar que el agua socave los suelos aledaños a la ribera (13 b). Los malecones de tablestacas son usados como muros para resistir cargas horizontales. Estos pueden construirse con diferentes materiales. Los materiales utilizados más frecuentemente son el acero, concreto (13 a), y recientemente, el cloruro de polivinil (PVC). Las tablestacas pueden estar soportadas por varillas de unión sujetas a un muro ancla o a muertos localizados a una distancia segura atrás del frente del malecón. En instalaciones de poca profundidad y donde el fondo sea bueno para el apoyo, las tablestacas pueden hincarse lo suficientemente profundo para actuar como voladizo sin refuerzo adicional (4).

Una investigación realizada acerca del desempeño de 75 malecones de tablestacas anclados, reveló que el sistema de anclaje es el componente más vulnerable del malecón. Los actuales procedimientos pseudoestáticos de diseño, generalmente llevan a anclajes deficientes, cuyos desplazamientos y fallas causan excesivos desplazamientos permanentes dirigidos hacia el mar en la parte superior del malecón, acompañados de rajaduras y asentamiento atrás del anclaje. Aparentemente, dichas fallas son el resultado de suelos con resistencias pasivas inadecuadas contra el anclaje. En algunos casos no se puede excluir que el desarrollo perjudicial de presiones residuales causadas por el exceso de poros y agua en el relleno, halla contribuido a este tipo de fallas (12 b).

Los resultados en los historiales de los 75 casos, conllevan a usar una gráfica de diseño sísmico en conjunto con el procedimiento pseudoestático (si desea ver un ejemplo de cálculo pseudodinámico consultar la fuente (12i). En esta gráfica (**ver Figura No.3**) se establece el grado de daño como severo, moderado o menor, dependiendo de los valores de los dos parámetros adimensionales, los cuales son funciones del material y

características geométricas del malecón, y de la intensidad del movimiento sísmico. Antes de utilizar la gráfica, el ingeniero debe asegurarse que la falla por flujo de licuefacción de suelos no cohesivos en el relleno o en el fondo, sea improbable (12 b).

Figura No.3. Desarrollo de la gráfica de diseño sísmico.



Otro estudio sobre el desempeño de los malecones de tablestacas ancladas menciona que la mayoría de las fallas, después de un sismo fuerte, han resultado de

licuefacción a gran escala de suelos sueltos saturados no cohesivos en el relleno o en la base de soporte. Dichos suelos no son extraños de encontrar en puertos o bahías (12 b).

Entre otras formas de daños menos frecuentes se incluyen: el desplazamiento permanente de las tablestacas, seguido del hundimiento del suelo y la rajadura de la cubierta entre el muro y el anclaje. Estos daños pueden ocurrir como resultado de la rotura de la varilla de amarre, de la rotura de la conexión con las tablestacas o del resultado de la compactación de suelo suelto después de un sismo (12 b).

Asimismo puede haber movimiento del pie de las tablestacas debido a la falta de resistencia pasiva del suelo de la cimentación contra la parte empotrada de las tablestacas. Puede ser causado por poca profundidad en el hincado de las tablestacas (12 b).

A continuación se describirán los tipos de tablestacas más utilizados actualmente en Guatemala.

(1) **Tablestacas de acero.**

Las tablestacas de acero son miembros estructurales de acero rolado con interconexiones para unirse una con la otra (8).

Las tablestacas de acero son relativamente fáciles de instalar, ya que para instalarlas no se requiere que se drene agua. Generalmente se hincan en los suelos suaves o sueltos, los cuales no pueden soportar muros de gravedad de concreto (12 b).

(a) **Sistemas de tablestacas:** las tablestacas de acero pueden clasificarse en tres sistemas: de voladizo, ancladas y de celdas.

i. En voladizo: se hincan a tal profundidad, que resisten las fuerzas laterales del suelo sin tener otro apoyo, como en un voladizo. Este sistema es adecuado para alturas moderadas (8)

ii. Ancladas: como su nombre lo indica, están ancladas por medio de tensores hacia la parte del relleno. Este sistema es adecuado para muros medios a altos. Para muros más altos de 35 pies, puede ser necesario utilizar de dos a tres tensores. Esto debe hacerse para poder reducir la profundidad de hincado, y el esfuerzo de flexión (8). Este sistema de tablestacas ancladas, en algunos casos puede llegar a ser mas económico que los muros de gravedad (12 b).

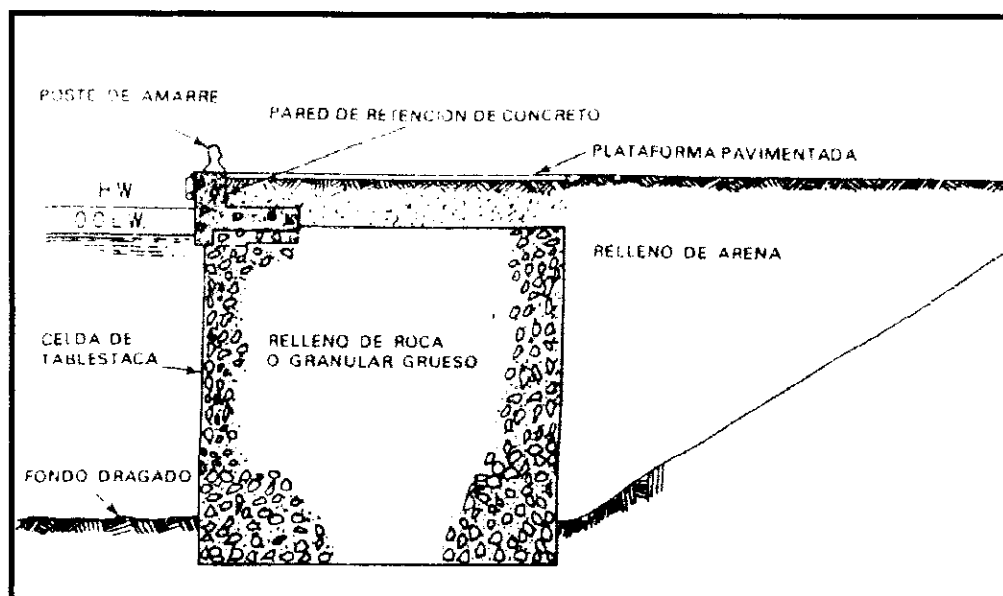
iii. **Celdas de tablestacas de acero**

Las celdas de tablestacas de acero se usan con mucha frecuencia en profundidades del agua que no excedan de los 50 pies y las condiciones del fondo sean adecuadas para soportar estructuras del tipo de gravedad. Las celdas usan pilotes de perfiles de acero de ala ancha, que trabaja a la tensión para retener el relleno interior, con lo cual se forma un muro de retención a gravedad, de peso y de resistencia al esfuerzo cortante, suficientes para resistir la torsión y el deslizamiento de la base (4).

Las celdas pueden ser de forma circular o pueden tener extremos circulares y paredes rectas (4). La de tipo circular es usada más frecuentemente, ya que cada celda individual puede llenarse hasta el tope, estabilizándose a sí misma. Por lo tanto, pueden usarse como base para construir la siguiente celda. (6). El relleno, frecuentemente se densifica para atenuar los asentamientos de la cubierta y realzar la estabilidad interna. El malecón de celdas circulares, es una estructura de retención de tipo gravitatorio y flexible. Lacroix, Esrig y Luscher presentaron un informe en la Conferencia ASCE de 1970 sobre “Esfuerzos laterales en el suelo y en estructuras de retención de suelos”. En base a esta conferencia, Schroeder (1971) cita la demostración analítica que muestra que este tipo de malecones (de proporciones usuales) no pueden fallar por deslizamiento ni por volteo, porque no son lo suficientemente rígidos para hacerlo (12 g).

La **Figura No.4** muestra la sección transversal de un malecón de tipo sólido de celdas de tablestaca de acero rellenas de roca. El muelle consta de una serie de tablestacas circulares conectadas por arcos de tablestaca. Una pared de concreto en la línea del malecón, proporciona una pared recta para poder soportar el sistema de defensas y proteger las tablestacas hasta dos pies debajo del nivel bajo del agua (6).

Figura No.4. Malecón de tipo sólido de celdas de tablestaca de acero rellenas de roca



(6)

(b) **Secciones de tablestacas:** adicionalmente, los fabricantes ofrecen dos secciones: secciones estándar y secciones de cajón:

i. **Secciones estándar**

Un ejemplo de secciones estándar de tablestacas de acero es la Bethlehem V-Star 50 de Bethlehem Steel Corporation. Este tipo de tablestacas, proporcionan propiedades de resistencia nunca antes alcanzadas en productos para pilotaje de secciones roladas. Los diseñadores pueden obtener actualmente estas propiedades de resistencia en la mayoría de secciones estándar, sin incurrir en costos elevados ni retrasos relacionados con el tratamiento de calor de las secciones. La V-Star 50 también responde a las necesidades que el ingeniero requiere de propiedades de resistencia para climas fríos. También es una buena opción para una estructura sujeta a cargas de impacto (14).

La V-Star 50 ofrece todos los beneficios de diseño de una sección de alta resistencia y reúne todos los requisitos de las especificaciones del ASTM A572 para Grado 50 (14).

También se puede soldar usando métodos convencionales de soldadura. Su equivalente de bajo carbono reduce los requerimientos de precalentamiento para muchas aplicaciones. Esto se traduce en ahorro de tiempo y energía durante el trabajo. A continuación se muestra la **Figura No.5** y **Tabla No.1** de propiedades y pesos de las distintas secciones disponibles (15).

Figura No.5. Diseño de secciones para resistencia a la flexión

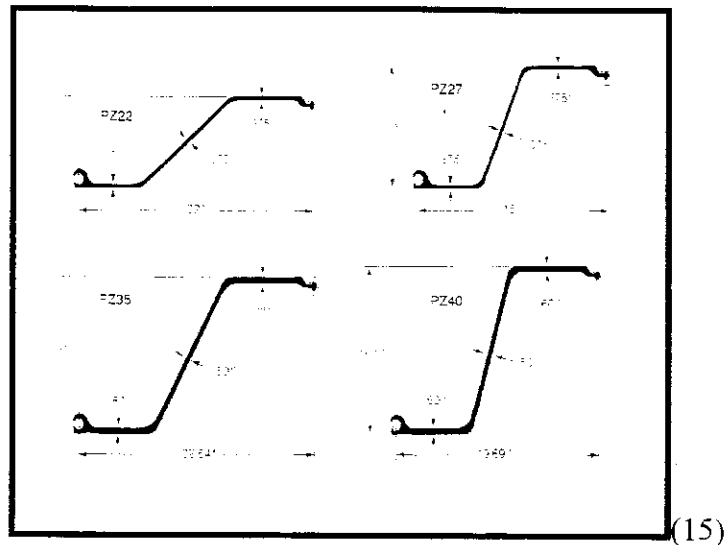


Tabla No.1. Propiedades y pesos de las secciones estándar disponibles.

Sección designada	Area (pul ²)	Ancho nominal (pul.)	Peso en libras		Momento de inercia (pul ⁴)	Módulo de sección (pul. ³)		Area de superficie por pie lineal de estaca	
			Por pie lineal de estaca	Por pie ² lineal de muro		Sección individual	Por pie lineal de muro	Area total	Area de Cobertura Nominal*
PZ22	11.86	22	40.3	22	154.7	33.1	18.1	4.94	4.48
PZ27	11.91	18	40.5	27	276.3	45.3	30.2	4.94	4.48
PZ35	19.41	22.64	66	35	681.5	91.4	48.5	5.83	5.37
PZ40	19.31	19.69	65.6	40	805.4	99.6	60.7	5.83	5.37
PSA23	8.99	16	30.7	23	5.5	3.2	2.4	3.76	3.08
PS27.5	13.27	19.69	45.1	27.5	5.3	3.3	2.0	4.48	3.65
PS31	14.96	19.69	50.9	31	5.3	3.3	2.0	4.48	3.65

(15)

ii. Estacas de cajón

Otro concepto que proporciona a los elementos de tablestacado un módulo de sección mayor, es el de **estacas de cajón**. Utilizando una combinación de dos secciones distintas, se logra conseguir que este módulo se aumente, y aun así, poder utilizar los mismos métodos de colocación. Un

beneficio extra de este método de cajón, es que la construcción completamente soldada elimina las probabilidades de corrosión en el interior de los cajones. Las propiedades por pie lineal de muro para algunas configuraciones, se muestran en la **Figura No. 6** y **Tabla No. 2** (16).

Figura No.6. Estacas de cajón.

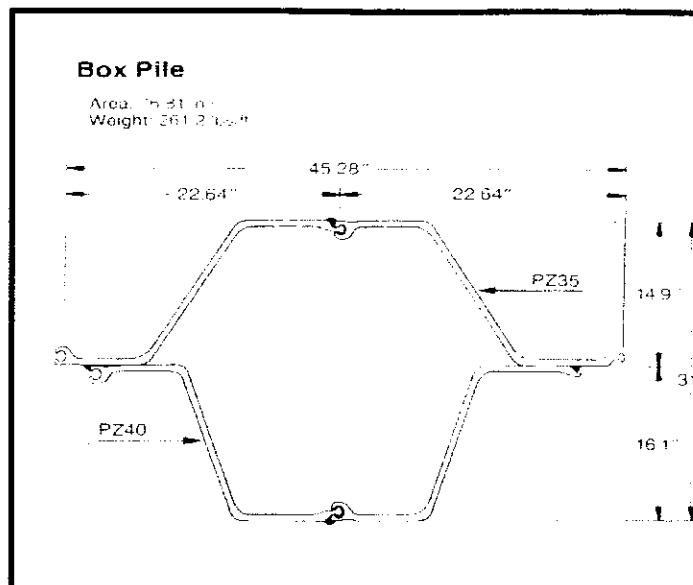
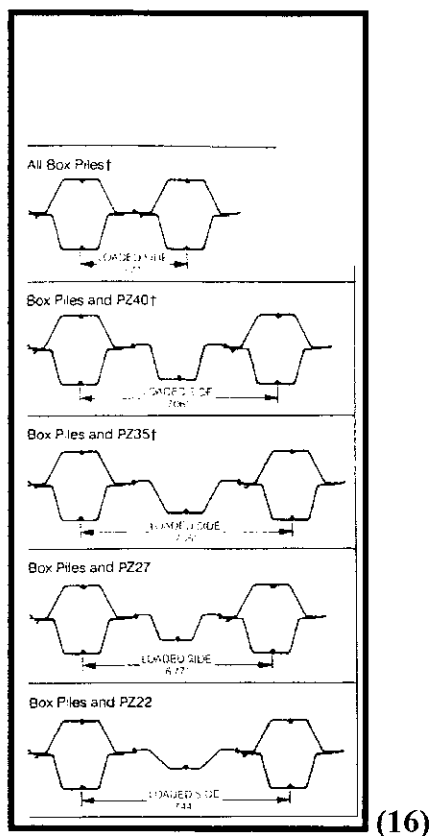


Tabla No. 2 . Propiedades por pie lineal para algunas configuraciones de estacas de cajón

Sección ** combinada	Propiedades por lineal de muro				Designación ASTM del grado de acero	Esfuerzo actuante KSI	Momento de flexión por pie lineal de muro Kip pie
	Area (in^2)	Peso (lbs/pie^3)	Momento de inercia (in^4)	Modulus (in^3)			
Para todas las estacas de cajón	20.39	69.3	2,019	127.4	A-328	25.4	270.0
					A-572-50/A690	32.5	345.0
					A-572-60	39.0	414.0
Estacas de cajón y PZ40	16.35	55.6	1,306	82.5	A-328	25.4	175.0
					A-572-50/A690	32.5	223.0
					A-572-60	39.0	268.0
Estacas de cajón y PZ35	15.32	52.1	1,189	75.0	A-328	25.4	159.0
					A-572-50/A690	32.5	203.0
					A-572-60	39.0	244.0
Estacas de cajón y PZ27	14.86	50.6	1,206	76.1	A-328	25.4	161.0
					A-572-50/A690	32.5	206.0
					A-572-60	39.0	247.0
Estacas de cajón y PZ22	13.51	45.9	1,065	67.2	A-328	25.4	142.0
					A-572-50/A690	32.5	182.0
					A-572-60	39.0	218.0

Continuación Tabla No.2.

**

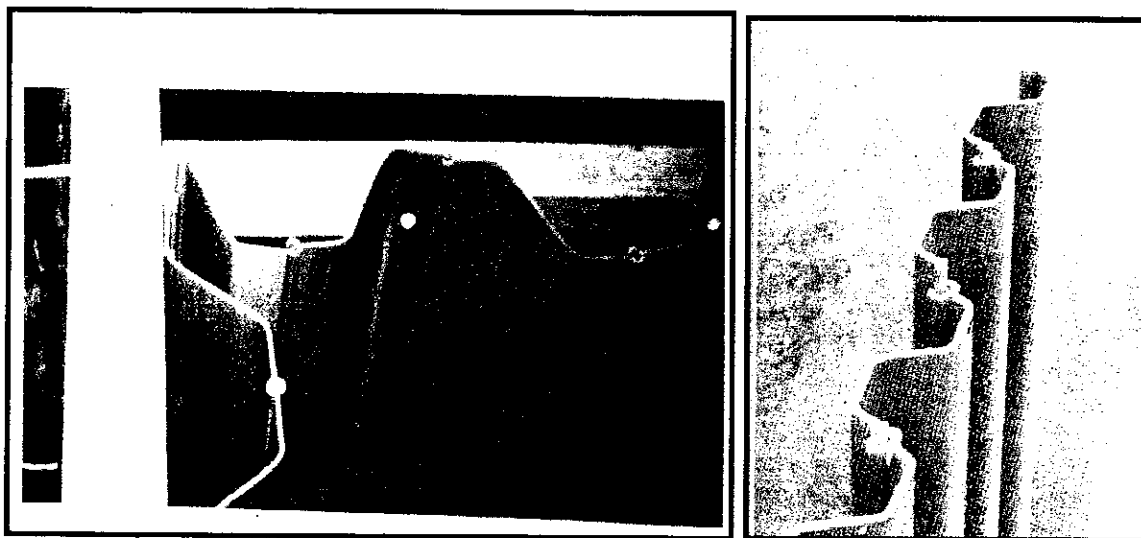
(2) **Tablestacas de cloruro de polivinil (PVC)**(a) **Generalidades**

Es de vital interés describir el sistema de tablestacas de PVC ya que éste es un método nuevo y revolucionario en el área de construcción de malecones y/o protección de muros.

Las tablestacas de PVC pueden utilizarse en muros de retención, rompeolas y otras estructuras de control de erosión. También se utilizan en la canalización de agua, para protección de pilotaje en puentes, en campos de golf y arquitectura, para la modificación y embellecimiento de terrenos. También puede utilizarse como cerca o valla para la delimitación de terrenos o estanques, y en la construcción de puentes pequeños en áreas propensas a inundaciones (ver **Anexo No.3**) (17).

Este sistema de tablestacas funciona como paneles entrelazados entre sí, con un sistema propio de anclaje (22). En la **Figura No.7** se muestra un ejemplo de unión entre paneles y una unión esquinada. El tipo de unión entre tablestacas varía y es patentado según sea la empresa que lo fabrique (21).

Figura No.7. Ejemplo de unión entre paneles y unión esquinada



(b) **Propiedades Físicas**

Existen varios tipos de tablestacas de PVC como por ejemplo el C-LOC y el SHORE GUARD. Cada fabricante posee varios modelos. En la **Tabla No.3** se detallan las propiedades físicas del C-LOC, y en la **Tabla No.4** las del SHORE GUARD.

Tabla No.3. Propiedades físicas del C-LOC.

PROPIEDADES DESCRIPCIÓN	TEST ASTM MÉTODO	TEST RESULTADOS
Gravedad específica	D-792	1.45
Dureza	D-2240	79
Resistencia a la tensión	D-790	6,900 PSI
Módulo de tensión	D-638	410,000 PSI
Resistencia a la flexión	D-790	10,900 PSI
Módulo de flexión	D-790	410,000 PSI
Deflexión de calor (264 PSI)	D-648	163 °F
Coefficiente de expansión lineal	D-696	3.6×10^{-5} (PUL PUL F)

Tabla No.4. Propiedades físicas de SHORE GUARD.

PROPIEDADES DESCRIPCIÓN	SERIE 100	SERIE 200	SERIE 300	SERIE 400
Composición del vinil	RECICLADO	VIRGEN	RECICLADO	VIRGEN
Profundidad de la sección (PUL)	6	6	7	7
Cobertura lineal (PUL)	10.5	10.5	12	12
Peso (LBS/PIE ²)	1.89	1.89	3.14	3.14
Espesor (PUL/1000)	200	200	250	250
Módulo de sección (PUL ³ /PIE)	6.1	6.1	10.9	10.9
Resistencia a la tensión (PSI)	6,300	6,300	6,300	6,300
Resistencia al impacto (PUL-LBS/PUL ²)	11,000	11,000	13,750	13,750
Momento máximo (PIE-LBS)	3,600	3,600	6,450	6,450
Momento permisible (PIE-LBS)	1,200	1,200	2,150	2,150
Color	café	gris o verde	café	gris o verde
Garantía	15 años	de por vida	15 años	de por vida

(21)

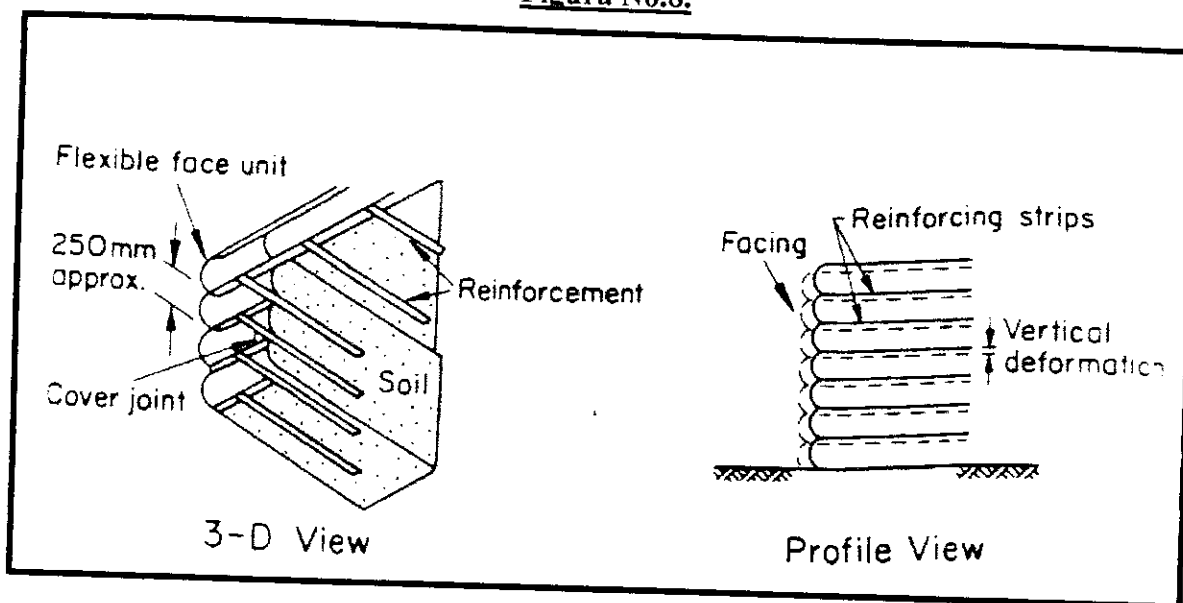
Nota: los valores de las propiedades físicas están definidos por pruebas estándar del ASTM para productos plásticos para la construcción. Los valores son típicos y pueden variar levemente.

B. METODO DE GEOTELA (GEOTEXTIL)

1. **Descripción:**

a. **Generalidades**

En los métodos de muros de retención basados en sistemas estabilizados internamente, se ha introducido un nuevo concepto, el cual utiliza el geotextil como material de construcción. El tipo de construcción más frecuentemente utilizado con los geotextiles es la construcción tipo "concertina", originalmente propuesto por H. Vidal. El mismo se muestra en la **Figura No. 8**. El asentamiento diferencial dentro de la masa del suelo, es acomodada por el frente o la cara de la estructura, cerrándose en una forma similar a un juego de fuelles o a una *concertina* (12 e).

Figura No.8.

Algunos campos de aplicación de los geotextiles son: caminos, reasfalto, construcciones ferroviarias, construcciones hidráulicas, drenajes, cajas, colectores, alcantarillados, campos deportivos, terraplenes, drenes verticales, túneles y depósitos de líquidos y desechos (18).

b. **Historia**

Los geotextiles fueron utilizados por primera vez, en América, como refuerzo para muros de retención, por el Servicio Forestal de Oregon y Washington, EEUU (11 d). En Francia ya se había experimentado con ellos desde 1971 por el laboratorio LCPC (11 h). Posiblemente es el sistema más económico que existe hasta el día de hoy (1990) para este fin (11 d).

c. **Definición Geotextiles**

Los geotextiles pertenecen a una gran familia denominada FAMILIA DE GEOPRODUCTOS, la cual está formada por los Geotextiles en sí, las Geofibras, los Geoquímicos, los Geosintéticos, los Geodrenajes, y otros más. Un *geotextil* es una membrana no tejida, hecha de fibra sintética, para ser usada en obras relacionadas con la ingeniería. Los geotextiles son hechos de polímeros sintéticos, y los más usados son: el poliéster, los polipropilenos, polietilenos y poliamidas. Estos polímeros son inertes a las biodegradaciones biológicas y químicas. No son atacados por los ácidos del

suelo, ni por los hongos, ni por el moho (7). La mayoría de los geotextiles debe protegerse contra degradaciones a largo plazo producidas por la luz solar. Generalmente debe aplicarse una capa de aplicación de mortero a presión (“*gunite*” o “*shotcrete*”) a la cara del muro. Puede aplicarse una capa de emulsión de asfalto, la cual debe reaplicarse varias veces durante su vida útil (12 d).

d. **Propiedades físicas**

El geotextil “no tejido” ligado mediante agujeteado, puede tener 6 funciones: separar, filtrar, drenar, reforzar, proteger e impermeabilizar (19).

El espesor de la tela será proporcional a la habilidad de la tela de absorber impactos, de transportar agua lateralmente, asumiendo que la densidad permanece constante. El deslizamiento es importante tomarlo en cuenta en cualquier aplicación donde exista una carga cíclica constante, porque la tela tiende a reforzarse con el tiempo. La tela es permeable ya que el agua puede pasar a través de la tela, y al mismo tiempo impide la evaporación natural del suelo. Un coeficiente normal de permeabilidad es aproximadamente de 3×10^{-1} cm/seg. (7).

Mientras más alto sea el coeficiente de fricción (suelo-tela), mejor es la transmisión de esfuerzos del agregado a la tela. Existe mejor retenimiento lateral y menos esfuerzos sobre la tela para prevenir encogimientos. Mientras más alto sea el coeficiente de fricción (tela-tela) menores son el traslape y la carga necesaria para mantener la fuerza friccionante, la cual, mantendrá la tela en su lugar (7).

e. **Funciones**

El empleo de los geotextiles en la construcción de malecones puede definirse mediante sus funciones.

Puede servir para la separación de dos capas de suelo de diferentes propiedades físicas (granulometría, consistencia, densidad). Por consiguiente evita en forma permanente la mezcla de material.

Mejora la calidad del suelo para aumentar la capacidad portante y la estabilidad de la construcción, aumentando la resistencia del suelo mediante el mecanismo inducido “geotextil-suelo”.

Crea una capa impermeable mediante la impregnación del geotextil. Además es un material de soporte adecuado para la impregnación con asfalto u otro material impermeabilizante sintético modificado (19).

f. **Control de erosión y sedimentos**

El geotextil previene o disminuye la erosión del suelo natural a lo largo de la orilla de los ríos en los taludes formados por rellenos o cortes, en las costas y en estructuras hidráulicas grandes o pequeñas. Sirve también para la retención del suelo natural que ha sido erosionado por fuerzas tales como el viento, el agua o la fuerza de gravedad. Al utilizar los geotextiles, se han logrado sistemas de control de erosión y sedimentos más eficientes, con un promedio de costos considerablemente más bajo y de resultados confiables, en comparación con los métodos convencionales (represas de paja, de gravilla gradada, plantaciones de crecimiento rápido y pasto) (ver **Figura No.9 y No.10**) (7).

Figura No.9. Geotextiles en el control de erosión y sedimentos

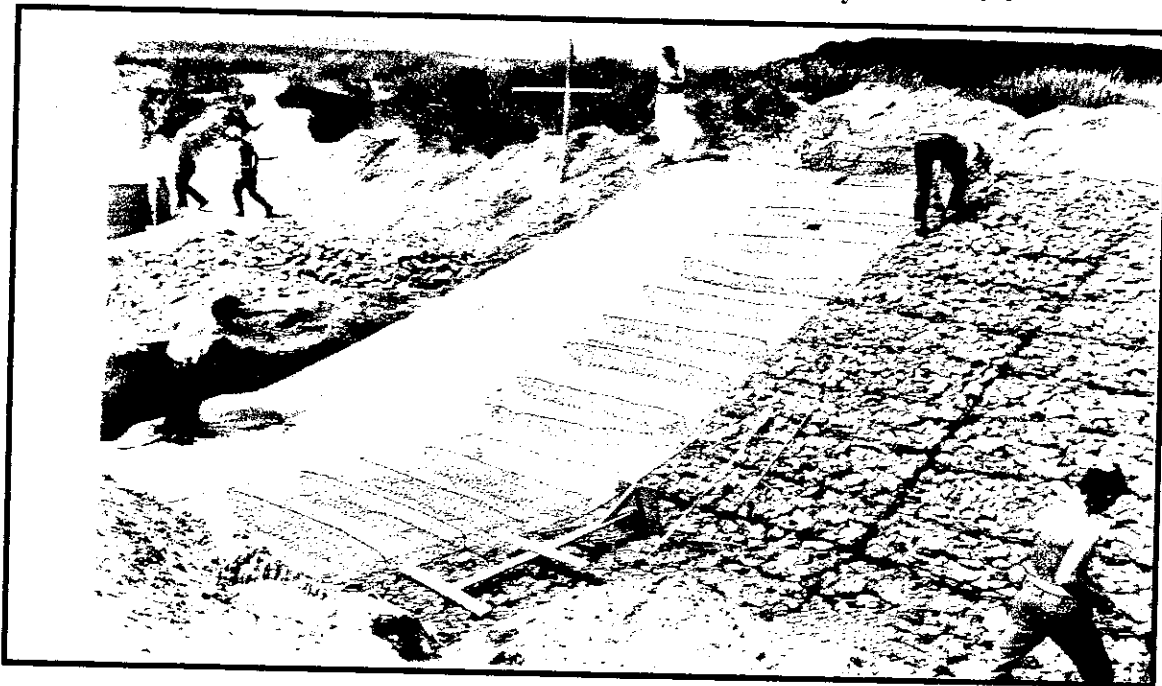
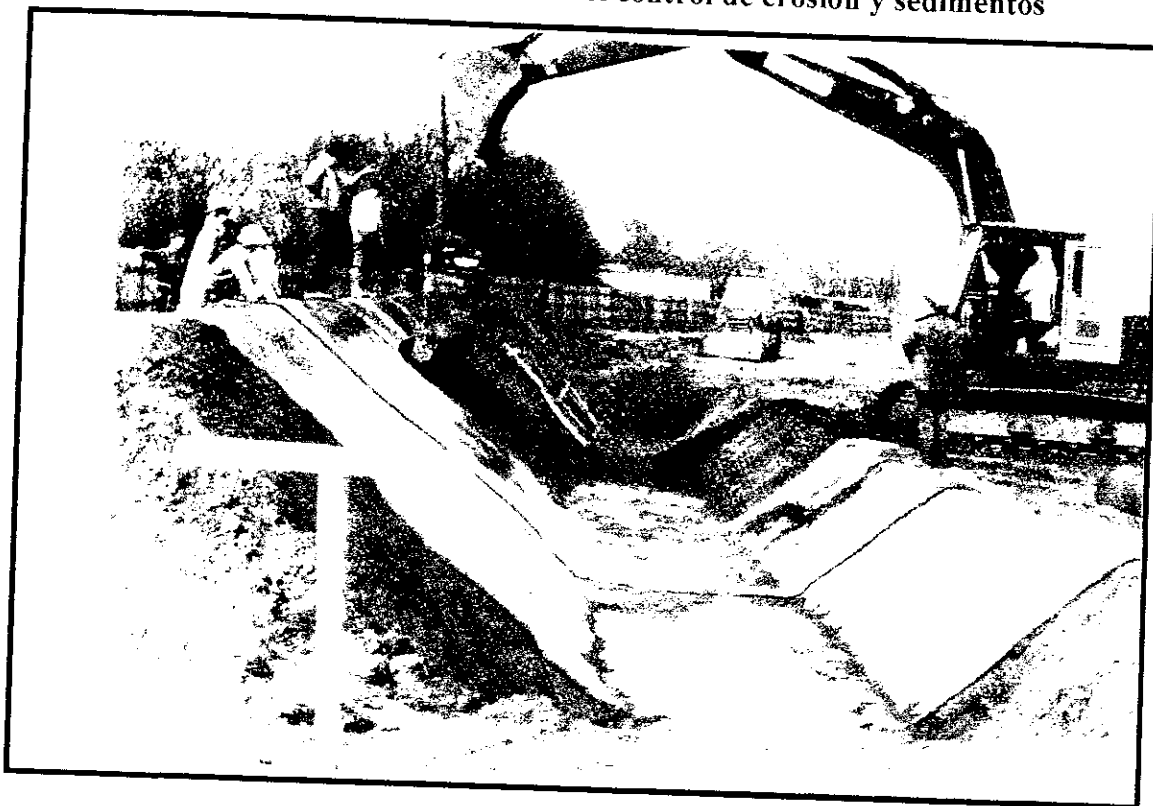


Figura No.10. Geotextiles en el control de erosión y sedimentos



C. METODO DE CONCRETO.

1. **Descripción**

a. **Definición**

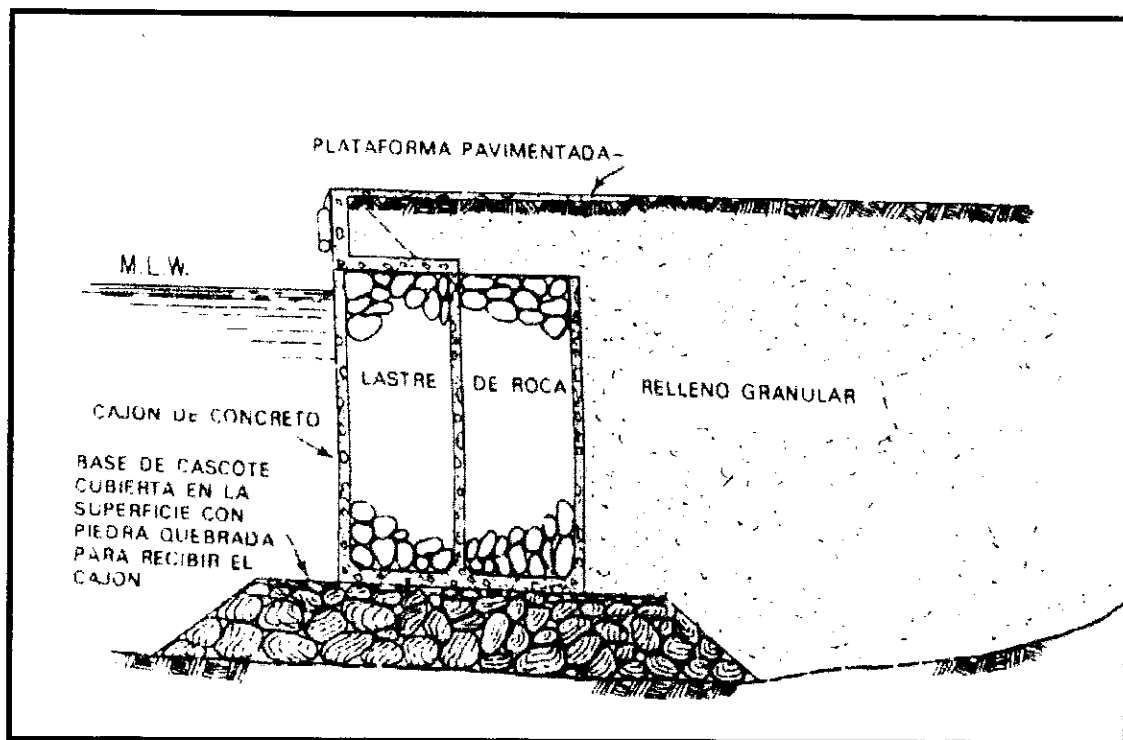
Un muro de contención es aquél cuyo propósito es resistir el empuje de un volumen de tierra u otro material.

b. **Tipos de muros**

(1) Los muros de cajones de concreto, se utilizan frecuentemente para construir embarcaderos o amarraderos, especialmente en Europa. Los cajones pueden tener pozos abiertos y puntas cortantes de madera que puedan hundirse bajo el fondo dragado, para obtener un apoyo firme, o pueden tener un fondo cerrado (ver **Figura No.11**). Cuando tienen un fondo cerrado, los cajones se hacen descender hasta un cimiento preparado, que consiste generalmente en una cama de grava o piedra quebrada (piedrín) como capa de nivelación. El tipo de cajón más reciente, usualmente es llenado con roca o con material granular para proporcionar peso adicional

para mayor estabilidad. Los cajones generalmente se construyen de tal altura que la parte superior se encuentra al nivel o un poco más alto del nivel bajo del agua, y está sumido por un muelle de gravedad de concreto hecho en el lugar. Esto permite que la cara exterior superior del muelle, se construya alineada y nivelada, y también para proveer al muelle de sus respectivas defensas (6).

Figura No.11. Cajones de concreto de fondo cerrado



(2) Los muros de gravedad (ver **Figura No.12 a y b**) se construyen generalmente de bloques pesados de concreto precolado y con dimensiones tales, que el empuje de tierras se resiste sólo por medio de su peso. Los bloques individuales de concreto pueden pesar de 50 a 200 toneladas, y se colocan en forma que proporcionen al muro una ligera inclinación hacia atrás. La hilada de bloques del fondo, se ponen en general sobre una base de cascote de roca y se pone un relleno de roca en la parte trasera del muro para reducir la presión lateral de la tierra (ver **Figura No.13**). Sobre el nivel del agua, la pared se construye de concreto hecho en el lugar (4).

Figura No.12. Tipos de muros de contención

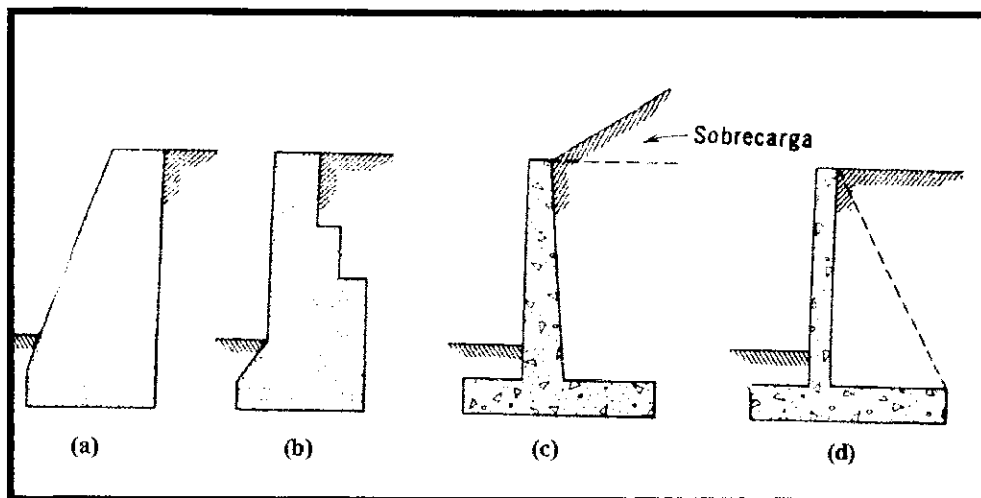
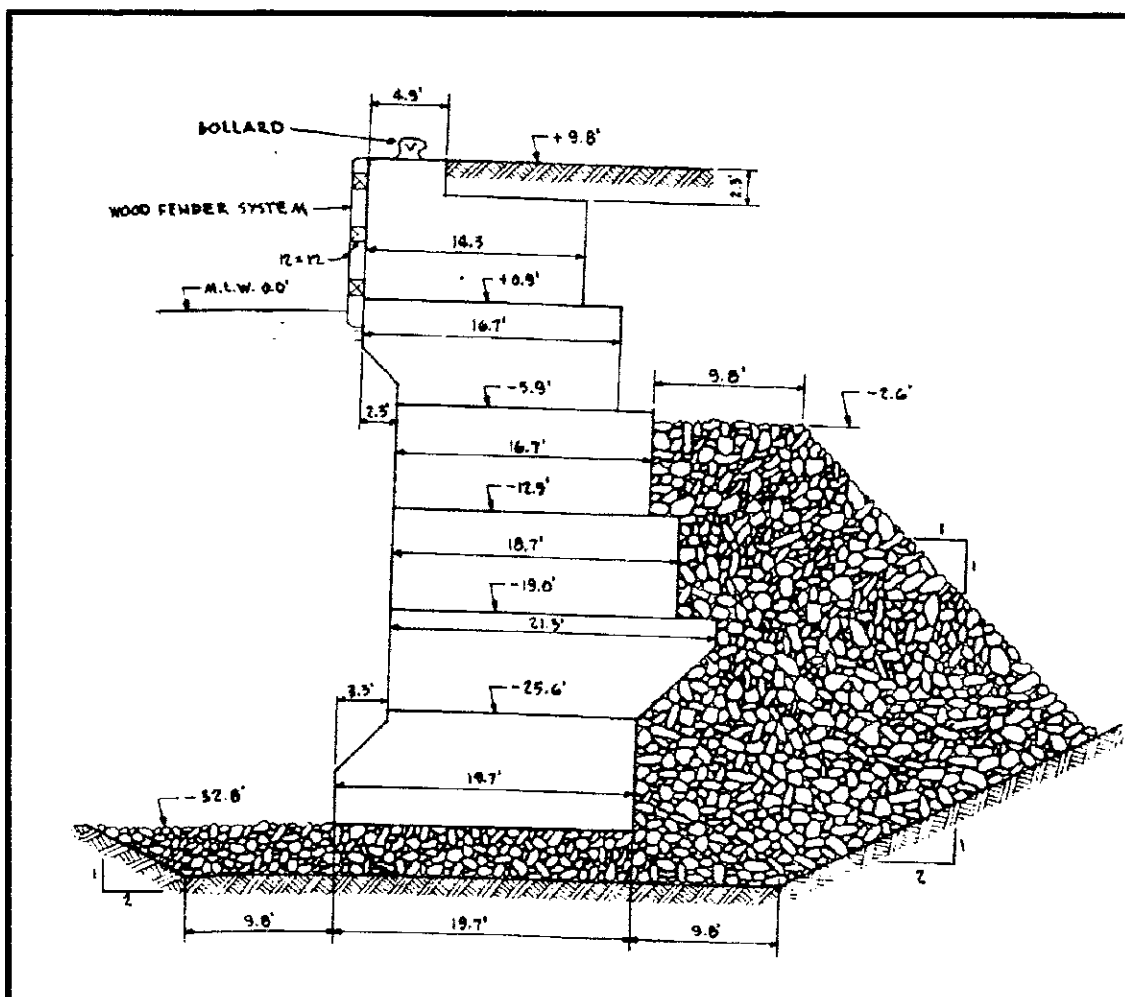


Figura No.13. Muro de gravedad construido de bloques de concreto prefabricado



(3) El muro en voladizo (Ver **Figura No.12 c**), construido de concreto reforzado, utiliza el peso de la tierra para resistir la tendencia al volteo que se presenta en el borde exterior y la losa vertical, apoyada en una base horizontal, funciona como una viga en voladizo que resiste el empuje de tierras (5).

(4) El muro con contrafuertes, que se muestra en la **Figura No.12 d**, es similar al muro en voladizo, con la diferencia de que la losa vertical se liga a su base a intervalos regulares, mediante muros transversales triangulares. Para evitar el volteo, la base de los muros en voladizo se prolonga hacia afuera de la cara exterior del muro (5).

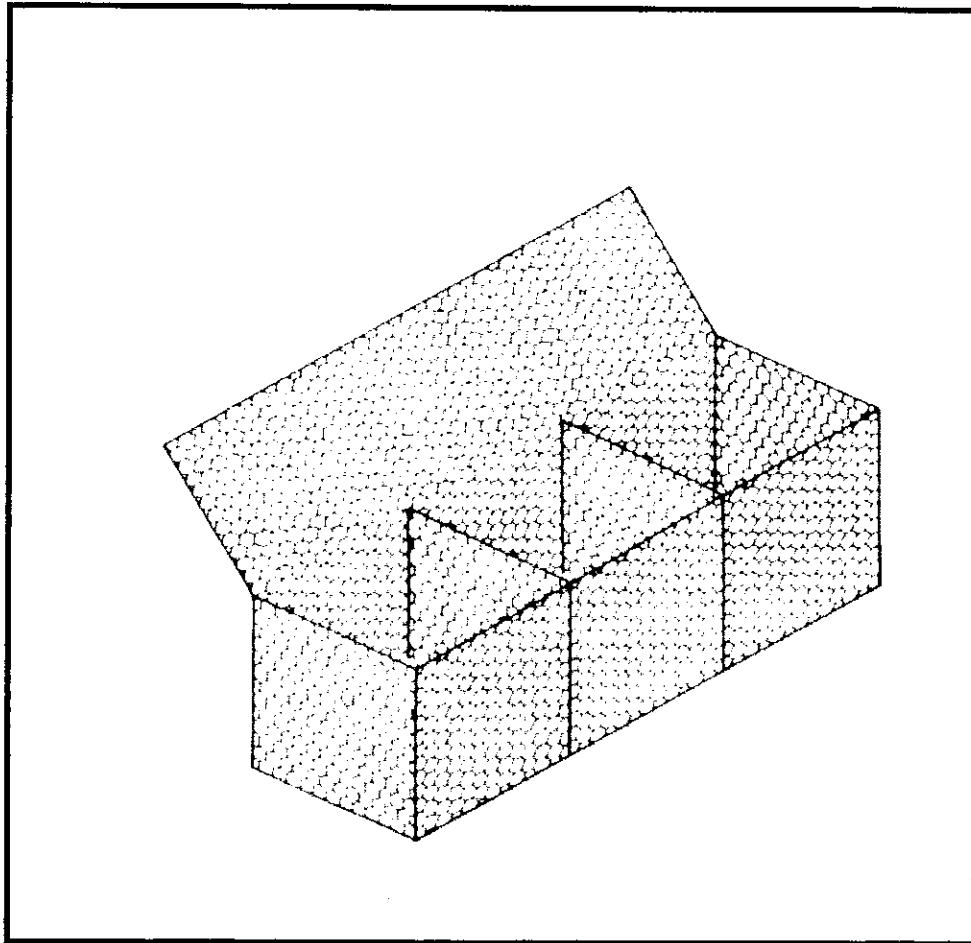
El tipo de muro a usar depende de varios factores, como la altura, las cargas, el tipo de terreno y las condiciones existentes que afecten la construcción. Los muros de poca altura son invariablemente del tipo de gravedad y se construyen a base de ladrillo, concreto o mampostería de piedra. Para malecones son los que generalmente se utilizan por ser de poca altura. Los muros de contrafuertes son, por lo general, económicos para alturas de 6 metros o mayores, mientras que los muros de alturas intermedias son del tipo de voladizo. Los costos de mano de obra y materiales, son factores importantes y la selección final se hace a veces después de haber diseñado dos de sus tipos, haciendo una comparación de sus costos relativos (5).

D. METODO DE GAVIONES

1. Definición

Los gaviones son mallas metálicas que poseen elevada resistencia mecánica y la doble torsión impide que ésta se desarme ante el cortado de un alambre. Se asegura que en cada cruce se tenga un punto fijo, manteniendo la flexibilidad de la malla y acotando las deformaciones posibles (ver **Figura No.14**). La permanencia en el tiempo, se asegura de la fuerte galvanización de los alambre y, en el caso de condiciones particularmente agresivas para zinc, se dispone de alambres fuertemente galvanizados revestidos en PVC (20).

Figura No.14. Gaviones



2. **Características de las estructuras de contención en gaviones**

En la obra, los gaviones son montados en forma individual por medio de costuras continuas con alambre de las mismas características de la red de los gaviones. Las costuras son muy simples, pero es necesario que sean realizadas con cuidado para garantizar el perfecto funcionamiento de la estructura. Las mismas costuras son utilizadas a lo largo de las aristas en contacto para la unión de los diferentes módulos, ya sea lado a lado o sobrepuestos. En el primer caso, el amarre es más simple, si es realizado antes del llenado. En el segundo, con los gaviones superiores vacíos. El contacto entre los paños de la red, así asegurado, garantiza que una vez llenados los gaviones, se produzca el roce en toda la superficie de la malla. De esta manera la estructura se comporta en forma monolítica manteniéndose constante la fricción interna de la piedra. El alambre utilizado

en las costuras y suministrado con los gaviones es en general de diámetro menor, lo cual lo vuelve más maleable, pero con resistencia suficiente para absorber las necesidades de la estructura (20).

Las piedras para el relleno deben tener un elevado peso específico, no ser friables, poseer un tamaño mínimo superior a la mayor medida de la malla y uno máximo que se encuentre en el orden del doble del mínimo. Puede ser usado para el relleno piedra de canto rodado o piedra partida. El llenado, puede ser realizado manualmente o con el auxilio de equipo normal de obra (20).

3. Tipos de muros de gaviones

Los tres tipos de muros de gaviones son:

- a. Muros con caras externo vertical (Ver Figura No.15 b)
- b. Muros con caras externas (Ver Figura No.15 a)
- c. Muros escalonados a ambos lados (Ver Figura No.15.c)
- d. Muros de semigravedad (Ver Figura No.16 a y b)
- e. Muros de semigravedad con solera de anclaje (Ver Figura No.16).
- f. Muro esbelto de caras escalonadas, anclados por colchones Reno o bien paneles de malla (Ver Figura No.16 d).

Figura No.15. Tipos de muros de gaviones

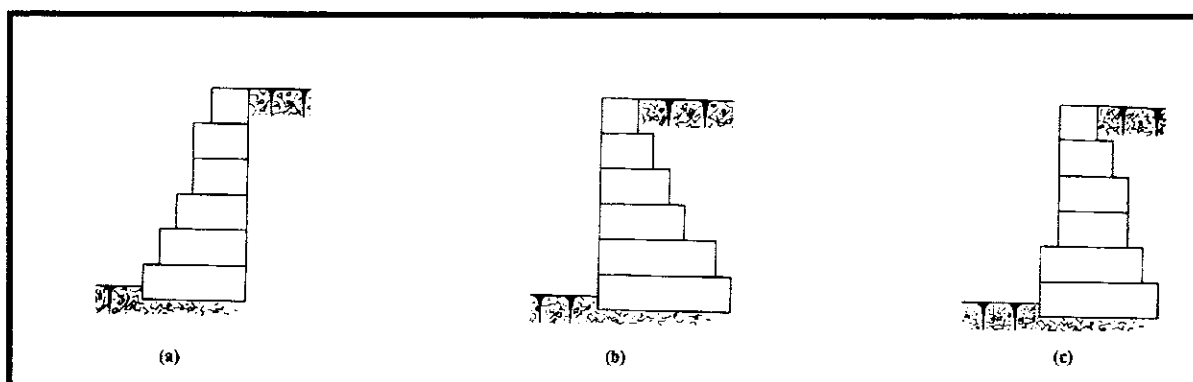
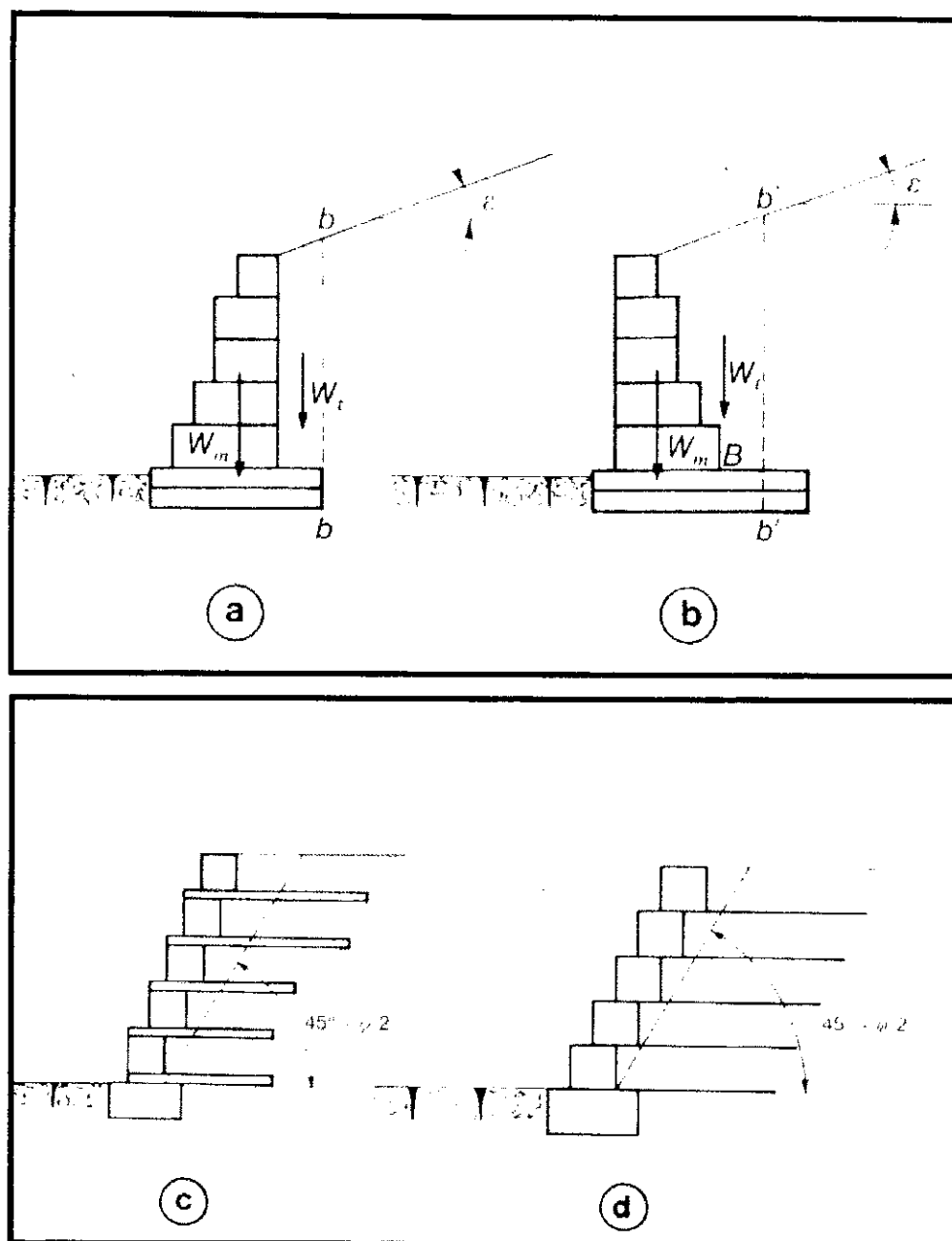


Figura No.16. Esquema de muros particulares



Debido a la mayor resistencia que ofrecen los gaviones de $h = 0.50$ m, es más aconsejable su utilización en las camas inferiores de los muros con altura superior a 6.0 m y en apoyos de puentes sujetos a grandes apoyos de compresión (20).

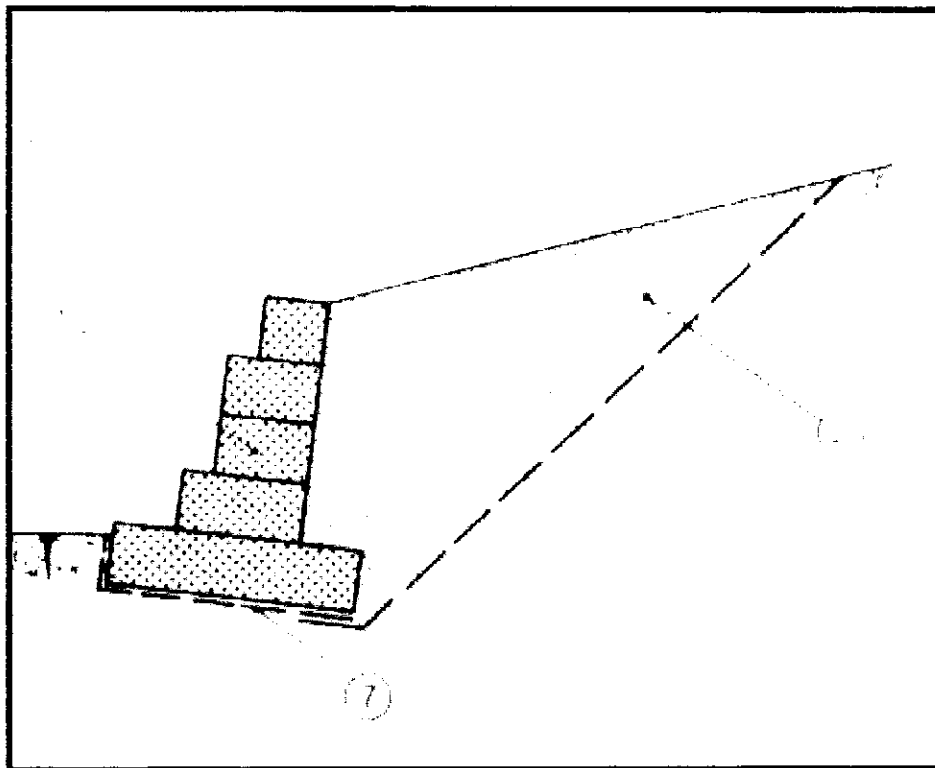
Los muros con escalones internos y caras externas planas son preferidos algunas veces, por razones estéticas y por limitación de espacio, pero presentan para alturas mayores, la necesidad de algunos escalones externos. Los muros con escalones externos,

resultan desde el punto de vista estático más favorable. En virtud de esto, también el caso de muro con escalones internos es aconsejable la ejecución de pequeños escalones externos de 10-20 cm (20).

En obras realizadas en presencia de suelos finos, cuando puede haber escape de material, se debe tomar particular atención en ejecutar el relleno con un material seleccionado, para formar un filtro o preverse un filtro natural con una cama de 0.5 m de espesor con una mezcla de pedrisco y arena (20).

No es aconsejable, en el caso de muro de contención, al contrario de obras marítimas e hidráulicas (malecones), el empleo de geotextil debido a la casi siempre inevitable colmatación del filtro, que aumentaría mucho el empuje contra la estructura. Es aconsejable el uso de un filtro geotextil a lo largo de la base del muro para terrenos de baja capacidad soporte o sujetos a la saturación de agua (Ver **Figura No. 17**) (20).

Figura No.17. Combinación de muros de gaviones con geotextil.



(20)

V. ANALISIS COMPARATIVO DE USOS Y COSTOS¹

Tabla No.10. Consideraciones en ingeniería para la selección para muros de retención permanentes

Tipo de muro	Tiempo relativo de construcción	Altura máxima ²	Sensibilidad a los asentamientos	Ancho aproximado de la base de la altura muro	Asentamiento potencial de las masas en retención	Costo promedio por m ²
Concreto fundido en el lugar	largo	50 ± pies	alto	0.5 x altura muro	medio	\$160.00
Tablestacas ancladas de PVC	medio	50 ± pies	alto	< 5 pies	bajo	\$200.00
Muros de gavión	medio	25 ± pies ⁴	bajo	0.5 x altura muro	alto	\$63.00
Muros de geotextil	medio	20 ± pies ⁴	bajo (medio ⁴)	0.5 x altura muro	medio a alto	\$35.00

¹ Basado en experiencia del NYSDOT (New York State Department of Transportation). Los precios están basados en datos guatemaltecos.

² Alturas mayores requieren un estudio especial.

³ Requiere inclinación de talud.

⁴ Con revestimiento de mortero (shotcrete)

Es importante recalcar que el precio unitario calculado, no puede aplicarse en todos los casos. El precio dependerá de las condiciones del terreno, localización del proyecto y medidas que se deriven del análisis estructural, así como los gastos directos, indirectos y administrativos del proyecto.

VI. ANALISIS Y DISEÑO DE MUELLES CERRADOS.

A. MUROS DE CONTENCION

Debido a que los muelles cerrados son una subdivisión de los muros de contención, se hará un análisis general de estos muros.

El tipo de relleno es el elemento más importante que afecta el diseño y desempeño de cualquier muro. Es importante, porque dicta la cantidad de fuerza que actúa en el muro. Suelos granulares tales como arena limpia, se recomiendan para relleno ya que la cantidad de fuerza que actúa sobre el muro es bastante predecible (22).

Arcilla o suelos arcillosos no deben usarse como relleno, ya que cuando se humedecen, se expanden. Estos suelos con un alto índice de plasticidad liberan tremendas fuerzas cuando se expanden. Las fuerzas son tan grandes que pueden rajar cimientos en edificios y mover muros de contención. Si no se está seguro de qué tipo de suelo para relleno existe en el sitio del proyecto, es necesario llevar a cabo un análisis de suelos para asegurarse un diseño adecuado (22).

El diseño también debe tomar en consideración las fuerzas producidas por objetos de gran peso localizados cerca del muro. Equipo pesado de construcción, cimientos, pendientes empinadas del terreno y terraplenes, crean sobrecargas de peso que son transmitidas al muro (22).

1. Consideraciones generales

La estabilidad de un muro de contención, debe revisarse con respecto a las tendencias a:

- a. Deslizamiento en su base.
- b. Giro sobre su borde exterior
- c. Rompimiento o asentamiento de manera desigual en el borde exterior.

El procedimiento de diseño, consiste en suponer las dimensiones y materiales del muro, revisando después su estabilidad respecto a las posibles fallas mencionadas anteriormente. Una vez que se han establecido las dimensiones aceptables, se revisan

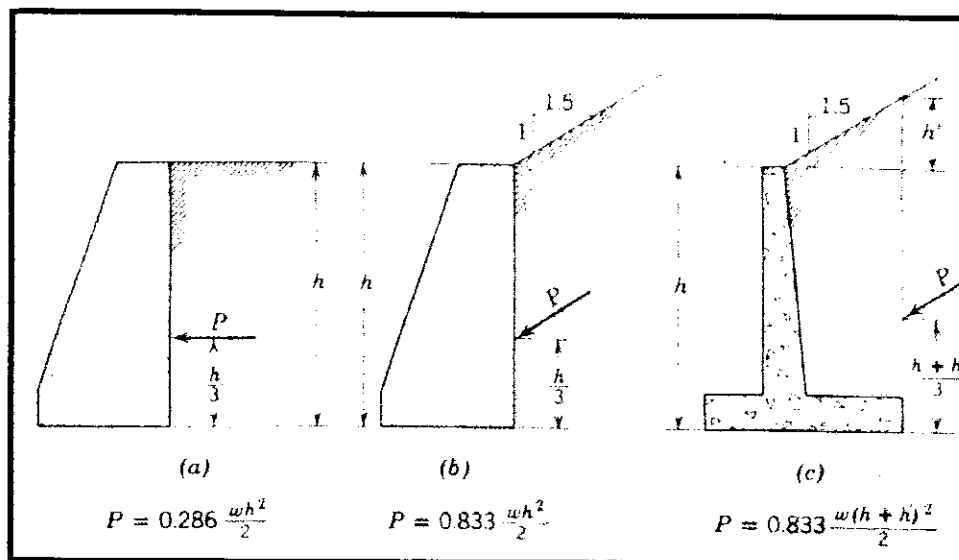
los elementos estructurales, o sea la base y la losa vertical, con respecto a los esfuerzos unitarios en el concreto y el refuerzo, haciendo las modificaciones necesarias. Por consideraciones prácticas, se requiere que la parte inferior del muro, quede situada por debajo de la línea de congelación del terreno. También es necesario suministrar agujeros de drenaje (drenes) a intervalos regulares, para permitir la salida del agua (no es el caso de los malecones). En los muros de concreto, deben hacerse juntas de construcción, a no más de nueve metros de separación entre centros (5).

La base de un muro de gravedad debe tener un ancho de $0.40h$ a $0.50h$ y, si la cara exterior es vertical, puede obtenerse mayor estabilidad aumentando dicho espesor en el borde exterior, por debajo del terreno (ver **Figura No.18 b**). El peso del muro es un factor importante en su capacidad para resistir el empuje de la tierra confinada, pero como a mayor altura la presión disminuye rápidamente, puede reducirse también el espesor del muro, como se indica en la misma figura. A veces se usan distintas reglas arbitrarias para el dimensionamiento de los muros de contención, pero por economía y seguridad, especialmente en muros de 1.50 m de altura o mayores, debe hacerse un diseño cuidadoso de los mismos (5).

2. Presión de tierras (general).

Las fuerzas principales a considerar en el diseño de un muro de contención son, primero, el peso del muro y segundo, el empuje que ejerce la presión de la tierra confinada. El peso del muro puede calcularse con exactitud si se conocen sus dimensiones. Sin embargo, el empuje de tierras depende de varios factores. Cuando la tierra suelta se deposita sobre un plano horizontal, forma un montículo. El ángulo entre la horizontal y el lado del montículo, se conoce como ángulo de reposo del material y los diferentes materiales pueden tener distintos ángulos de reposo. Para relleno de tierra común este ángulo se considera cercano a los $33^{\circ}42'$, lo cual corresponde a una pendiente de 1.5 a 1 (ver **Figura No.18**).

Figura No.18



Cuando la superficie del terreno confinado es horizontal, como se indica en la **Figura No.18 a**, la presión de tierras puede determinarse por medio de la fórmula

$$P = 0.286 \frac{w * h^2}{2}$$

en donde:

P = magnitud de la presión, en kg. por m lineal de muro,

w = peso del material confinado, en kg/m^3 ,

h = altura de la columna de material, en metros.

Cuando el muro debe soportar una sobrecarga, o sea una pendiente de material por encima de la parte superior del muro,

$$P = 0.833 \frac{w * h^2}{2}$$

Esto se muestra en la **Figura No.18 b**.

Para identificar una fuerza, es necesario conocer tres de sus elementos: **magnitud, dirección y línea de acción**. La magnitud de los empujes puede establecerse mediante las dos fórmulas anteriores. Su dirección es *hacia* el muro de contención, según se indica con las flechas y, para los dos casos ilustrados en la **Figura No.18 b**, la línea de acción del empuje cruza el muro en un punto situado a $h/3$, medido desde la parte inferior del volumen de tierra confinada. Para muros en voladizo o con contrafuertes que soportan una sobrecarga, la línea de acción cruza por un punto situado a una tercera parte de la altura del plano que pasa por el borde

interior de la base (ver **Figura No.18 c**). En cualquiera de los tres casos anteriores, se supone que la línea de acción del empuje, es paralela a la superficie superior del material confinado (5).

En el diseño de muros de contención, se acostumbra considerar una faja de muro de un metro de ancho. Por ejemplo, si el área transversal del muro es de 3m^2 , W , su peso, será igual al peso de 3 m^3 de material. En el caso del concreto,

$$W = 3 \times 2,400 = 7,200 \text{ kg. (5)}$$

3. Resultante del peso del muro y la presión de tierras.

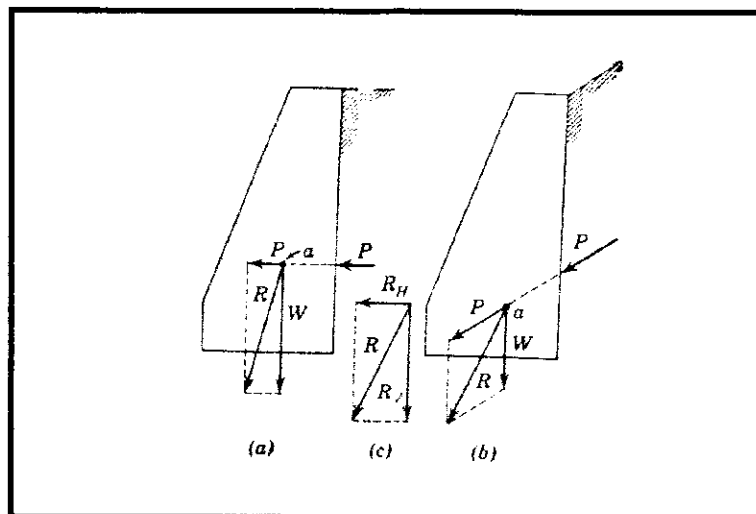
La resultante de dos o mas fuerzas es una sola fuerza que tiene el mismo efecto que las fuerzas individuales actuando simultáneamente. Si dichas fuerzas no son paralelas, la línea de acción de la resultante de dos de ellas pasará por la intersección de las líneas de acción de estas dos fuerzas. La magnitud y la dirección de la resultante, puede encontrarse gráficamente por medio de un paralelogramo de fuerzas (5).

En la **Figura No. 19 a**, P representa el empuje de tierras y W el peso del muro, y la línea de acción de éste, pasa por el centroide de su sección transversal. Tanto P como W son fuerzas en kilogramos que corresponden a una faja de muro de un metro de ancho. Las líneas de acción de P y W se encuentran en el punto a y la resultante de ambas pasará también por dicho punto. Dibújese una línea paralela a P , a partir del punto a y a una escala conveniente, cuya longitud sea igual a P . De igual manera y también a partir de a , dibújese una línea vertical cuya longitud sea igual a W , quedando así P y W como dos de los lados de un paralelogramo. Los otros dos lados se indican por medio de líneas punteadas y R , la diagonal, es la resultante de las dos fuerzas. Su magnitud se encuentra midiendo a escala su longitud. Cuando el empuje P no es horizontal, como se indica en la **Figura No.19 b**, el paralelogramo se construye de manera similar (5).

Las componentes vertical y horizontal de R , la resultante, son R_H y R_V como se muestra en la **Figura No.19 c**; como R es la resultante del peso del muro y la presión del tierras, la componente horizontal R_H es la fuerza que tiende a causar el

deslizamiento del muro sobre el terreno y R_V , la componente vertical, es la fuerza que ejerce presión vertical sobre el mismo (5).

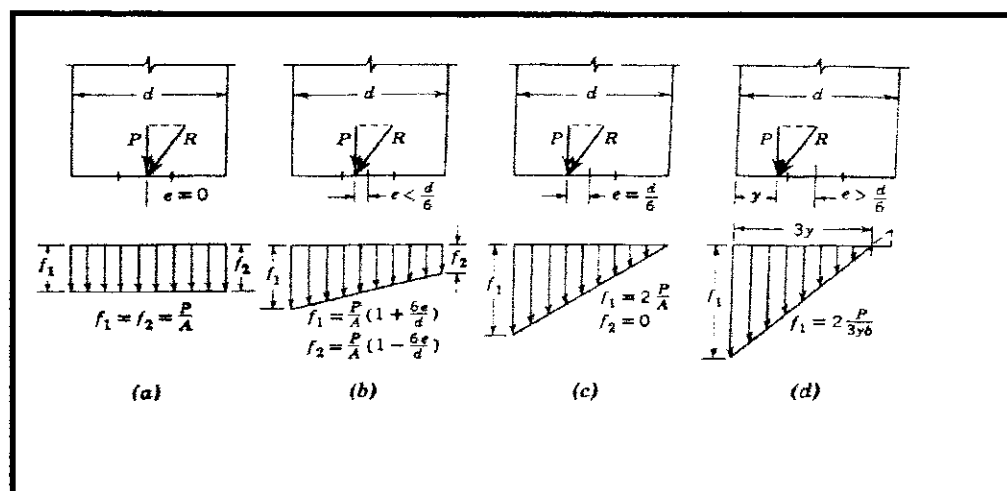
Figura No.19. Resultantes del peso del muro y la presión de tierras



4. **Principio del tercio medio.**

Un muro de contención puede dimensionarse de modo que la resultante de su peso y el empuje de tierras, intersecte la base del muro a distancias iguales de cada lado. Esta condición se ilustra en la **Figura No.20 a** (5).

Figura No.20



En la **Figura No.20** se hace P = componente vertical de la resultante R , d = ancho de muro, e = distancia del centro del muro al punto que la resultante intersecta a la base y f_1 y f_2 = presiones sobre el terreno en el borde exterior e interior del muro, respectivamente. Además, A = área de la porción considerada de la base del muro; por ejemplo, si el ancho del muro d es 2.50 m y se está revisando un tramo de un metro de longitud, $A = 2.50 \times 1.00 = 2.50 \text{ m}^2$. En la **Figura No.20 a**, $e = 0$ y tanto f_1 como f_2 son iguales a P/A ; la presión está distribuida uniformemente sobre la base y el muro tiende a asentarse de igual manera en el borde exterior y en el interior. Nótese que el ancho del muro, se divide en tres secciones iguales mediante dos pequeñas líneas verticales, dichas secciones son el tercio medio y los dos tercios exteriores. El punto en que la resultante intersecta a la base es de importancia en la revisión de la estabilidad del muro (5).

En la **Figura No.20 b** la resultante intersecta a la base en un punto situado dentro del tercio medio y la distancia e es menor que $d/6$; la presión no está distribuida uniformemente sobre el terreno y

$$f_1 = P/A [1 + 6(e/d)], \quad \text{y} \quad f_2 = P/A [1 - 6(e/d)]$$

Cuando la resultante intersecta a la base en el borde exterior del tercio medio, esto es, cuando $e = d/6$, como se muestra en la **Figura No.20 c**.

$$f_1 = 2(P/A) \text{ y } f_2 = 0.$$

En la **Figura No.20 d** se muestra una condición en la que la resultante intersecta a la base del tercio medio, e es mayor que $d/6$ y, en este caso, sólo una parte del terreno está sometida a esfuerzos de compresión; el ancho de esta parte es igual a $3y$. En estas condiciones

$$f_1 = 2(P/3yb)$$

b es la longitud de muro que se está revisando, 1 cm, 1 metro, etc. (5).

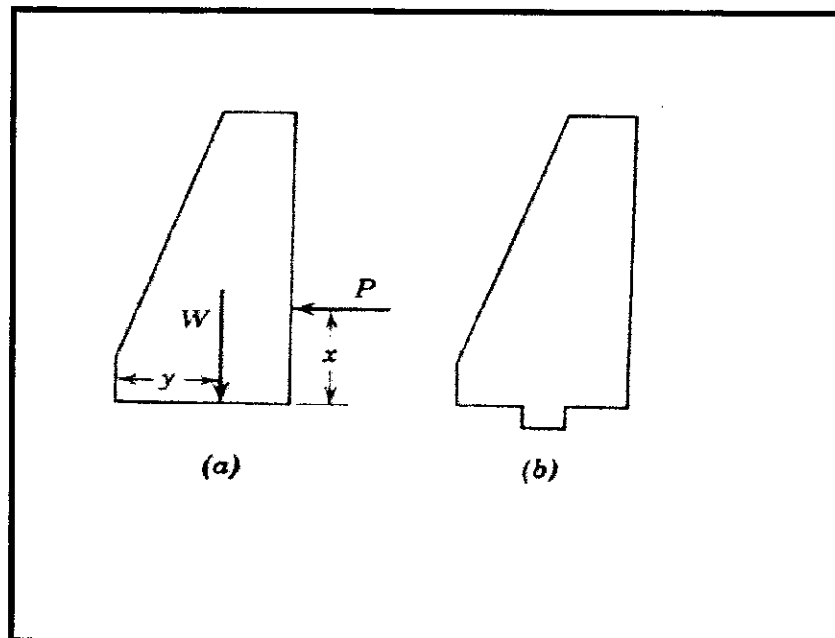
Con la excepción del caso mostrado en la **Figura No.20 a**, todos los que se muestran en la **Figura No. 20** son ejemplos ilustrativos en los que la presión no está distribuida uniformemente sobre el terreno y en los que debe calcularse la presión máxima de f_1 (5).

5. **Estabilidad de muros de contención.**

Puede haber tres tipos de falla: 1) por volteo; 2) por asentamientos diferenciales en el borde exterior, y 3) por deslizamiento horizontal a lo largo de la base. Además de estas tres causas, un muro de concreto reforzado puede fallar por ruptura de una de sus partes integrantes, por ejemplo, por esfuerzos flexionantes excesivos en la base o en la losa vertical (5).

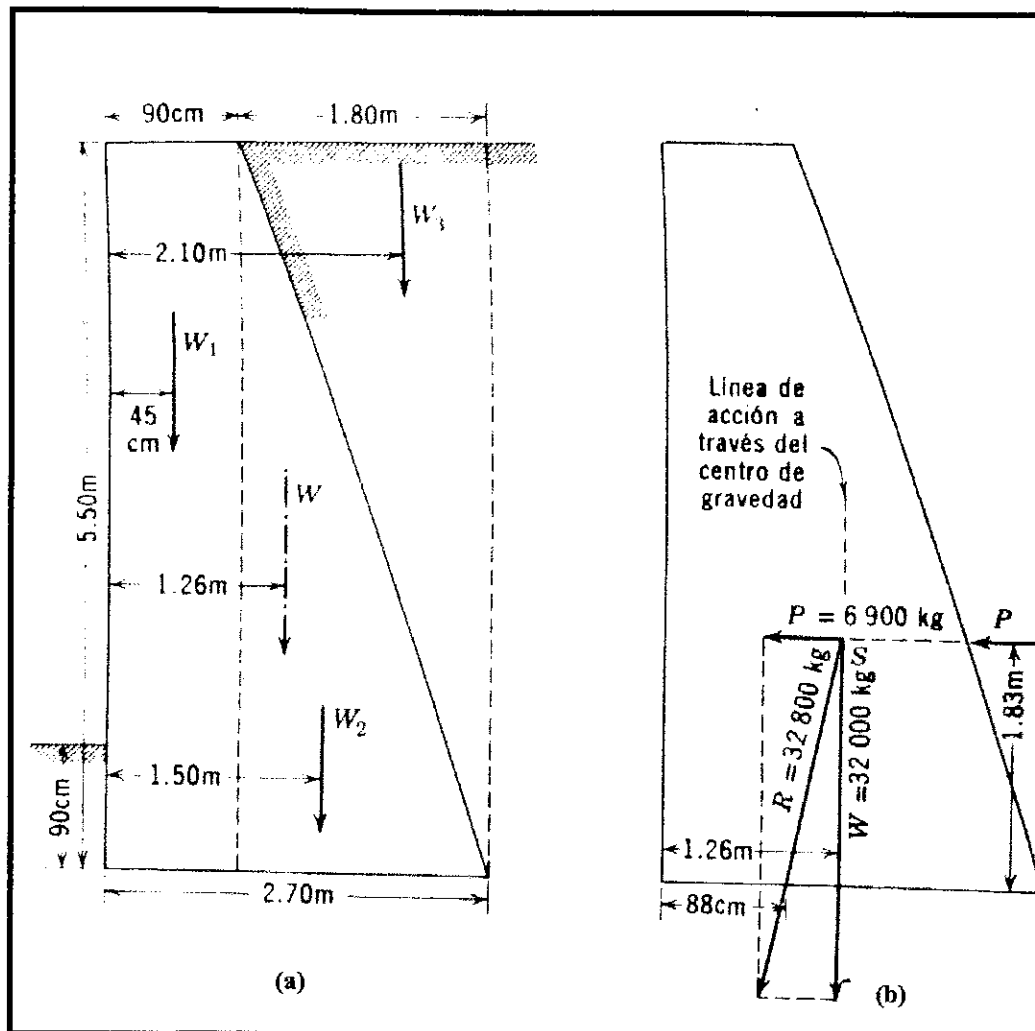
Para evitar la falla por volteo, el momento de la fuerza horizontal con respecto al borde exterior no debe ser mayor que el momento de la fuerza vertical con respecto al mismo punto; observando al **Figura No. 21 a** $P X x$ no debe ser mayor que $W X y$. Es conveniente que la resultante del empuje y el peso del muro intersecte a la base dentro del tercio medio, para que la presión se ejerza sobre toda el área del terreno. El momento resistente dividido entre el momento de volteo nos define el factor de seguridad, considerándose como suficiente un valor de 2 para éste(5).

Figura No.21.



Si la presión sobre el borde exterior (f_1 en la **Figura No.21**) es mayor que la capacidad de carga del terreno, pueden tenerse asentamientos diferenciales o ruptura

Figura No.22. Dimensiones de la sección transversal del muro



Las fuerzas verticales son el peso de la mampostería y la porción triangular de material confinado que se marca como W_3 ; para encontrar la magnitud de W , la carga vertical total, así como la línea de acción que pase a través de su centro de gravedad, se considerará que el muro está compuesto de las áreas triangulares y rectangulares W_1 , W_2 y W_3 . Considérese como eje de momentos, la cara exterior del muro. En la **Tabla No.5** se dan los pesos, brazos de palanca y momentos (5).

Tabla No.5. Datos para resolver el ejemplo.

Sección	Peso (kg)	Brazo de palanca (m)	Momento (kg-m)
W ₁	0.40 X 5.50 X 2,400 = 12,000	0.45	12,000 X 0.45 = 5,400
W ₂	[(1.80 X 5.50)/2] X 2,400 = 12,000	1.50	12,000 X 1.50 = 18,000
W ₃	[(1.80 X 5.50)/2] X 1,600 = 8,000	2.10	12,000 X 0.45 = 16,800
Peso total, W = 32,000			Suma de momentos = 40,200

(5)

La suma de momentos de las componentes debe ser igual al momento del total, por lo tanto, se llaman x a la distancia del centro de gravedad de W a la cara exterior del muro; entonces $32,00 \times x = 40,200$ kg-m, y $x = 1.26$ m. Con ésto, se ha determinado la línea de acción de W , la fuerza total hacia abajo.

El empuje de material confinado, por metro lineal de muro, se encuentra por medio de la fórmula:

$$P = 0.286 \frac{wh^2}{2}$$

$$P = 0.286 \frac{(1600 \times 1.50^2)}{2} = 6,900 \text{ kg}$$

El empuje es una fuerza horizontal que actúa sobre un metro de muro de contención en un punto situado a una tercera parte de su altura a partir de la base, o sea a 1.83 m (183 cm) de la parte inferior del muro, como se muestra en la **Figura No.22 b**.

Para encontrar la resultante de la presión de tierras y la fuerza vertical de 32,000 kg, se prolongarán las líneas de acción hasta que se intersectan en el punto S (ver **Figura No.22 b**). En este punto se construye un paralelograma de fuerzas y se encuentra a escala el valor de la resultante, que es de 32,800 kg. Dicha resultante pasa por la base del muro a una distancia de 47 cm del centro (por fuera del tercio medio), o sea a 88 cm del borde exterior. Nótese que sus componentes vertical y horizontal son 6,900 kg. y 32,000 kg., respectivamente.

Para la revisión del volteo del muro, el valor del momento de volteo es $6,900 \times 1.83 = 12,627 \text{ kg-m}$ y el momento resistente es $32,000 \times 1.26 = 40,320 \text{ kg-m}$. El factor de seguridad contra el volteo será entonces de $40,320 \div 12,627 = 3.2$, el cual es aceptable. La distancia γ , 88 cm es menor que $d/3$, o sea 90 cm (ver **Figura No.20 d**); esto indica que la resultante intersecta a la base fuera del tercio medio. La presión f_1 en bordes exterior del muro se encuentra entonces por medio de la siguiente fórmula:

$f_1 = 2 \times (P/3yb)$ (el principio del tercio medio se detalló anteriormente en la página 33).

Entonces, como se está revisando una longitud de muro de un metro, $b = 1$ y

$$f_1 = 2 \times \frac{(32,000)}{(3 \times 0.88 \times 1)} \text{ o sea, } f_1 = 21,240 \text{ kg/m}^2$$

Este es el valor más grande de la presión sobre cualquier parte del terreno y, como es menor que la cantidad de $29,300 \text{ kg/m}^2$, que se dio como dato, no existe ningún peligro de ruptura o asentamiento del muro.

La fuerza horizontal que tiende a causar el deslizamiento es de 6,900 kg; si se supone que el terreno es arenoso. El coeficiente de fricción será de 0.4 (como se mencionó en la sección “**estabilidad de muros de contención**” en la página 35) y la fuerza que resiste al deslizamiento, será $0.4 \times 32,000 = 12,800 \text{ kg}$. El factor de seguridad contra deslizamiento es $12,800 \div 6,900 = 1.86$, el cual se considera adecuado.

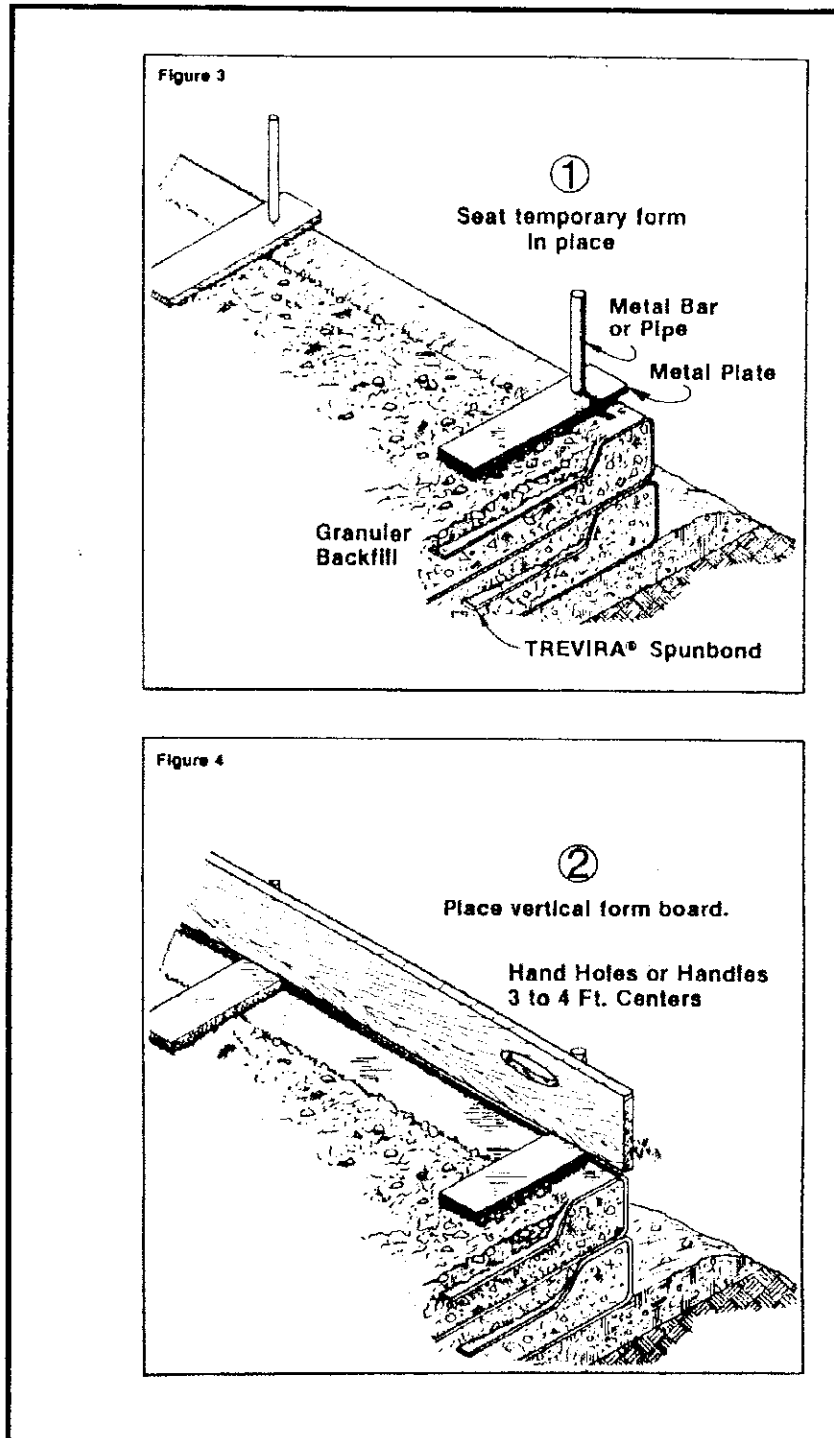
Como la revisión ha demostrado que la sección transversal supuesta es adecuada con respecto al volteo, los asentamientos y el deslizamiento, no se requiere ninguna modificación en las dimensiones.

B. GEOTEXTIL

Los diseños dependerán de las condiciones del terreno, geometría, propiedades del relleno y las propiedades del geotextil escogido. El espesor de las camas, puede variar entre 6-18 pulgadas. El largo de la base de traslape del geotextil es regularmente nominal a la resistencia de arrastre y se determina por la longitud requerida para resistir la falla por deslizamiento (12 d).

1. **Muros y malecones empinados:** Los muros y malecones empinados necesitan el soporte del geotextil o geomalla por toda su vida útil de diseño. Por eso la durabilidad del refuerzo es muy importante. La esencia de la construcción es muy simple, comprendiendo la colocación del relleno seleccionado incorporando camas de refuerzo horizontal de geotextil o geomalla. Una vez se ha completado una sustentación de relleno, el refuerzo se enrolla desde afuera hacia adentro, sobre la superficie del relleno. Debe asegurarse que el refuerzo se lleva lo suficientemente hacia atrás de la cara del muro, para garantizar una longitud de unión adecuada, tal y como lo determinan las propiedades del refuerzo y del relleno (ver **Figura No.23**). Especial atención debe prestarse a evitar que se derrumbe el relleno de la cara del muro. Esto puede lograrse usando elementos duros amarrados al refuerzo (en forma de formaleta) ver (**Figura No.23**), o si se desea, es posible encapsular la siguiente cama de relleno con el mismo geotextil. En este caso, se deja un sobrante de geotextil lo suficientemente grande para envolver la siguiente cama de relleno y extenderlo hacia atrás para asegurar un anclaje adecuado. Los taludes que se cubrirán con vegetación, se pueden construir sin ningún tipo de formaleta para sostener las caras del relleno durante el llenado. Sin embargo pueden quedar caras irregulares tal y como lo demuestra la **Figura No.24**. Para lograr una apariencia plana y alineada, debe construirse una formaleta con andamio como el de la **Figura No.25**, en la cual puede soportarse el geotextil cuando se hace el relleno. Las formaletas generalmente son necesarias para construir taludes planos si la pendiente excede de 45°. El resultado puede observarse en la **Figura No.26 (2)**.

Figura No.23. Secuencia de construcción de muros y malecones.



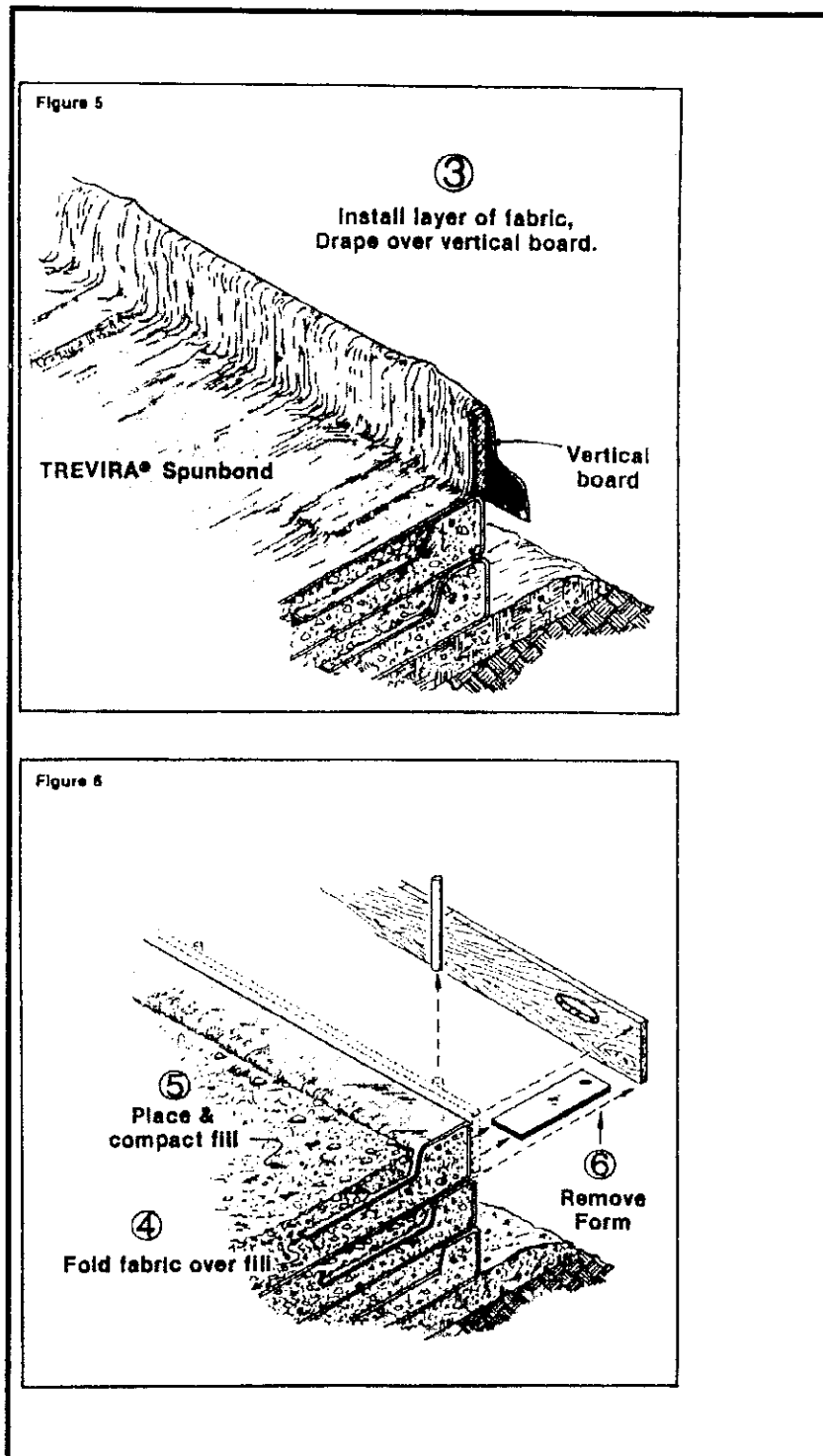
Continuación Figura No. 23

Figura No.24. Muros con caras irregulares.



Figura No.25. Construcción de formaletas y andamios en la construcción de muros.

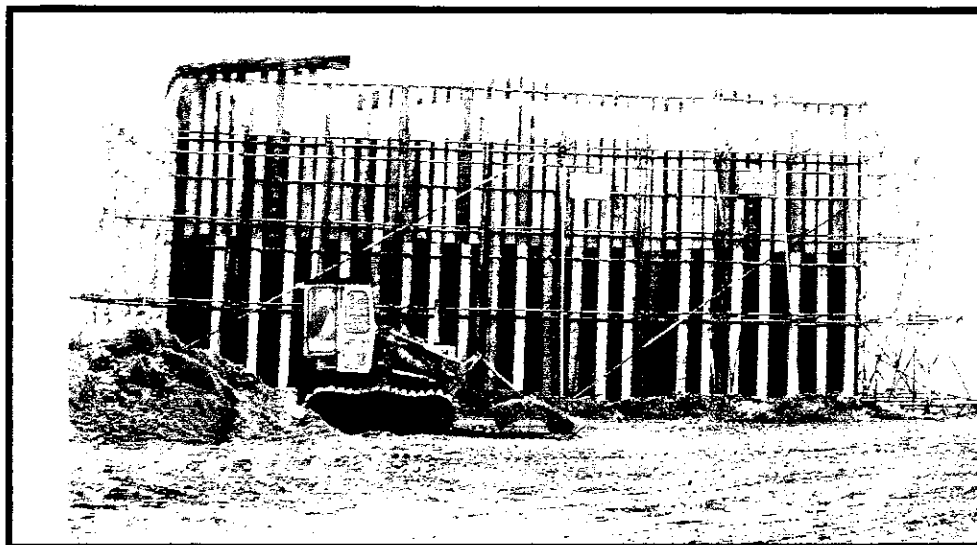
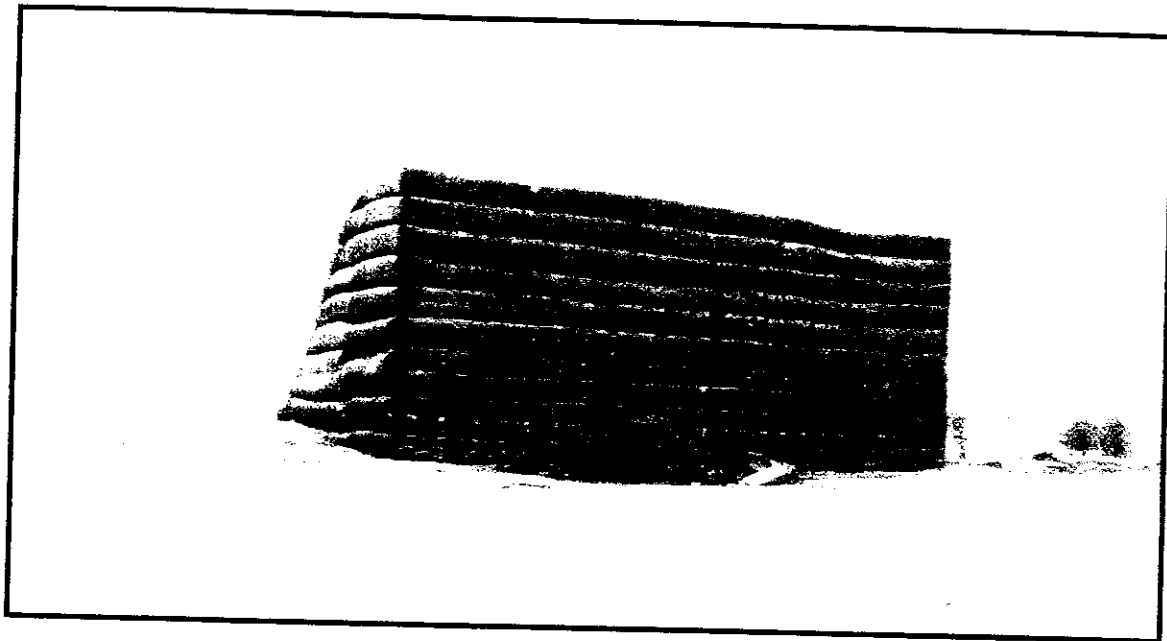


Figura No.26. Muros con caras alineadas.



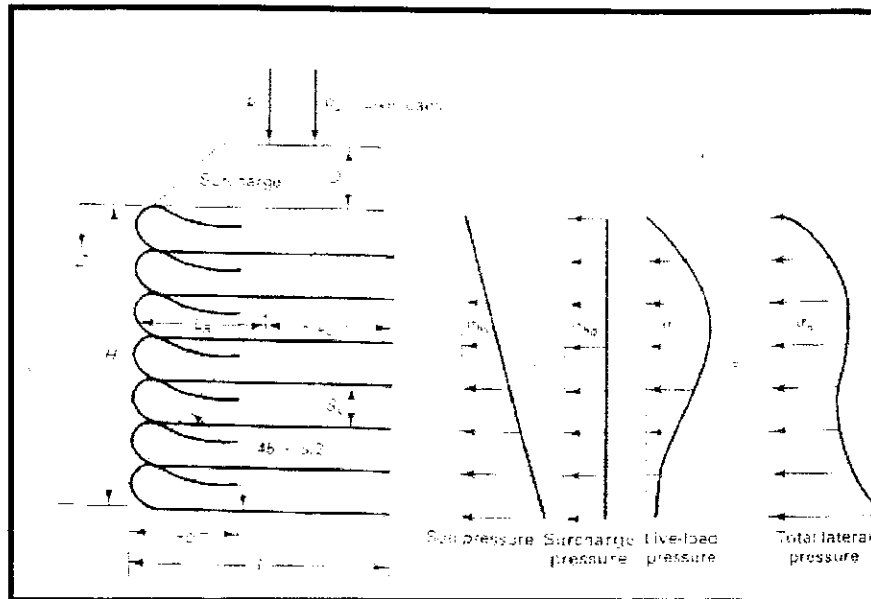
2. Método de diseño

Existen dos diferentes propuestas para el diseño de muros de geotextil. Uno utilizado por Broms y el otro utilizado por el U.S. Forest Service, Steward et al., y Whitcomb y Bell. El segundo método sigue el trabajo que Lee et al. hicieron sobre suelos reforzados con tiras metálicas. Este método fue originalmente adaptado para muros de geotextiles por Bell et al. El proceso de diseño se describe a continuación:

- a. Se debe revisar la estabilidad interna para determinar el espaciamiento, longitud y traslape del geotextil.
- b. Se debe verificar la estabilidad externa contra volteo, deslizamiento, y falla en la base.
- c. Consideraciones misceláneas incluyendo detalles de las caras del muro (3).

Para determinar el espesor de las camas del geotextil, se asume que las presiones del suelo están distribuidas linealmente usando K_a como condición para el relleno y K_o para las sobrecargas. Se utiliza la teoría elástica para cargas vivas de Boussinesq en suelos de relleno. Como se demuestra en la **Figura No.27**, resultan las siguientes presiones de suelo (3).

Figura No.27. Conceptos y teoría de las presiones en el suelo para muros de geotextil



$$\sigma_{hs} = K_a \gamma z$$

$$\sigma_{hq} = K_a q$$

$$\sigma_{hl} = P(x^2 z / R^3)$$

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hl}$$

donde:

σ_{hs} = la presión debida al suelo,

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ = el coeficiente de presión activa del suelo,

ϕ = el ángulo de resistencia de corte del suelo de relleno,

γ = el peso unitario del suelo de relleno,

z = la profundidad desde la superficie hasta la capa que se analiza,

σ_{hq} = presión debida a la carga por sobrepeso,

$q = \gamma D$ = la carga por sobrepeso en la superficie del suelo, donde γ = el peso unitario del suelo de sobrecarga,

D = la profundidad del suelo de sobrecarga,

σ_{hl} = la presión debida a carga viva,

P = la(s) carga(s) concentrada(s),

x = la distancia horizontal de la carga al muro,

R = la distancia radial desde el punto de carga en el muro donde la presión está siendo calculada (3)

Los cálculos de σ_{hs} y σ_{hq} son directos, pero σ_{ht} presenta problemas, particularmente para cargas producidas por camiones con varios ejes. En este caso debe sobreponerse el cálculo cara cada llanta (3).

Para obtener la ecuación del espesor de las camas, se toma un cuerpo libre cualquiera a cualquier profundidad en el diagrama de presiones laterales y después se suman las fuerzas horizontales, y resulta:

$$\sigma_h S_v = T_{allow} FS$$

$$S_v = T_{allow} \sigma_h FS$$

donde:

S_v = el espesor de la cama,

T_{allow} = el esfuerzo permisible en la tela determinado por la siguiente ecuación (ver

Tabla No.6)

$$T_{allow} = T_{ult} \left[\frac{I}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD}} \right] **$$

T_{allow} = esfuerzo de tensión permisible

T_{ult} = esfuerzo de tensión último

FS_{ID} = factor de seguridad para daño de instalación

FS_{CR} = factor de seguridad para arrastre

FS_{CD} = factor de seguridad para degradación química

FS_{BD} = factor de seguridad para degradación biológica

Tabla No.6. Valores de factor de seguridad parciales recomendados para utilizar en la ecuación anterior ()**

Area de aplicación	Varios factores de seguridad			
	Daño de instalación	Arrastre	Degradación química	Degradación biológica
Muros	1.1-2.0	2.0-4.0	1.0-1.5	1.0-1.3

**Si se desea coconer otras áreas de aplicación puede consultarse la fuente (3), pag. 159.

σ_h = la presión lateral total en la profundidad en consideración,

FS = el factor de seguridad global (usar de 1.3 a 1.5 cuando se usa T_{allow} determinado anteriormente) (3).

El mismo acercamiento se puede tomar para obtener la longitud de empotramiento de las capas de geotextil en la zona de anclaje, L_e . Nótese que estos valores se deben añadir a la longitud *no actuante* L_R del geotextil detrás del plano de falla para obtener la longitud total, L , que es:

$$L = L_e + L_R$$

donde:

$$L_R = (H - z) \tan(45 - \phi/2)$$

y,

$$S_v \sigma_h FS = 2\tau L_e$$

$$= 2(c + \sigma_v \tan \delta) L_e$$

$$= 2(c + \gamma z \tan \delta) L_e$$

$$L_e = \frac{S_v \sigma_h FS}{2(c + \gamma z \tan \delta)}$$

donde:

τ = el esfuerzo de corte del suelo al geotextil,

L_e = longitud de empotramiento requerida (mínimo 3 pies o 1.0 metro),

S_v = el espesor de la cama,

σ_h = la presión lateral total en la profundidad en consideración,

FS = el factor de seguridad global (usar de 1.3 a 1.5),

c = la cohesión del suelo (0 si es suelo granular),

γ = el peso unitario del suelo de relleno,

z = la profundidad desde la superficie del suelo,

δ = el ángulo de resistencia al corte entre el suelo y el geotextil.

Finalmente, la longitud de traslape L_o se obtiene de una forma similar a la anterior, con unos pocos cambios. La distancia z se debe medir desde el centro de la cama, y σ_h no es tan grande como se ilustra en la **Figura No.25**. Está establecido que el esfuerzo en elementos de refuerzo es máximo cerca del plano de falla y disminuye

aceleradamente para ambos lados. Como una aproximación se puede tomar $0.5\sigma_h$ y resulta la siguiente ecuación:

$$L_o = \frac{S_v \sigma_h FS}{4(c + \gamma z \tan \delta)}$$

donde L_o es el traslape requerido (mínimo 3 pies o 1 metro) (3).

Después se debe considerar la estabilidad externa del muro de geotextil, que incluye volteo, deslizamiento, y fallas en la base, éstos se calculan como cualquier sistema de retención y puede tratarse como muro de gravedad o de cajón (3).

Las consideraciones misceláneas se refieren a otros detalles tales como: detalles en las caras; conexiones de caras (si es aplicable); métodos de costura (si se necesita); drenaje detrás, delante o debajo de los muros; erosión sobre y en el frente del muro; defensas, cercas o estacado; y otros (3).

3. Ejemplo de diseño de un muro de geotextil

a. **Ejemplo:** Diseñe un muro de geotextil de 12 pies de alto que tiene que cargar con un área de almacenamiento equivalente a una carga muerta de 200 lb./pie². El muro soportará un relleno con suelo granular con las siguientes propiedades: $\gamma = 110$ lb./pie³ ; $\phi = 36^\circ$; $c = 0$ lb./pie². Se pretende utilizar un geotextil de membranas tejidas en tiras, con un esfuerzo de tensión último a lo ancho de la parte ancha de 250 lb./pul. y un ángulo de fricción con el suelo $\delta = 24^\circ$. Se usará un factor global de seguridad $FS = 1.3$ conjuntamente con factores parciales de seguridad para el área de aplicación específica.

b. **Solución:**

(1) **Determinación de la presión horizontal en función de la profundidad z.**

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\ &= \tan^2[45^\circ - (36/2)^\circ] \\ &= 0.26 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \sigma_{hs} + \sigma_{ha} \\ &= K_a \gamma z + K_a q \\ &= (0.26)(110)(z) + (0.26)(200) = 29z + 52 \end{aligned}$$

y los esfuerzos permitidos del geotextil con el siguiente factor parcial de seguridad:

$$\begin{aligned}
 T_{\text{allow}} &= T_{\text{ult}} \left[\frac{1}{FS_{\text{ID}} \times FS_{\text{CR}} \times FS_{\text{CD}} \times FS_{\text{BD}}} \right] \\
 &= 250 \left[\frac{1}{1.5 \times 3.0 \times 1.25 \times 1.1} \right] \\
 &= 250/6.19 \\
 &= 40.4 \text{ lbs./pul.} \\
 &= 485 \text{ lbs./pie}
 \end{aligned}$$

Utilizando la siguiente ecuación para profundidades variantes, se calcula el espaciamiento entre las capas del geotextil:

$$\begin{aligned}
 S_v &= T_{\text{allow}} / (\sigma_h FS) \\
 &= \frac{485}{[29(12) + 52]1.3} \\
 &= 0.93 \text{ pies}
 \end{aligned}$$

= 11.2 pul.; tratar de usar espaciamientos de 12 pul., pero chequear a $z = 11$ pies.

A $z = 11$ pies:

$S_v = 1.00$ pie = 12 pul., es aceptable; probar si el espaciamiento puede abrirse a 18 pul. a $z = 9$ pies.

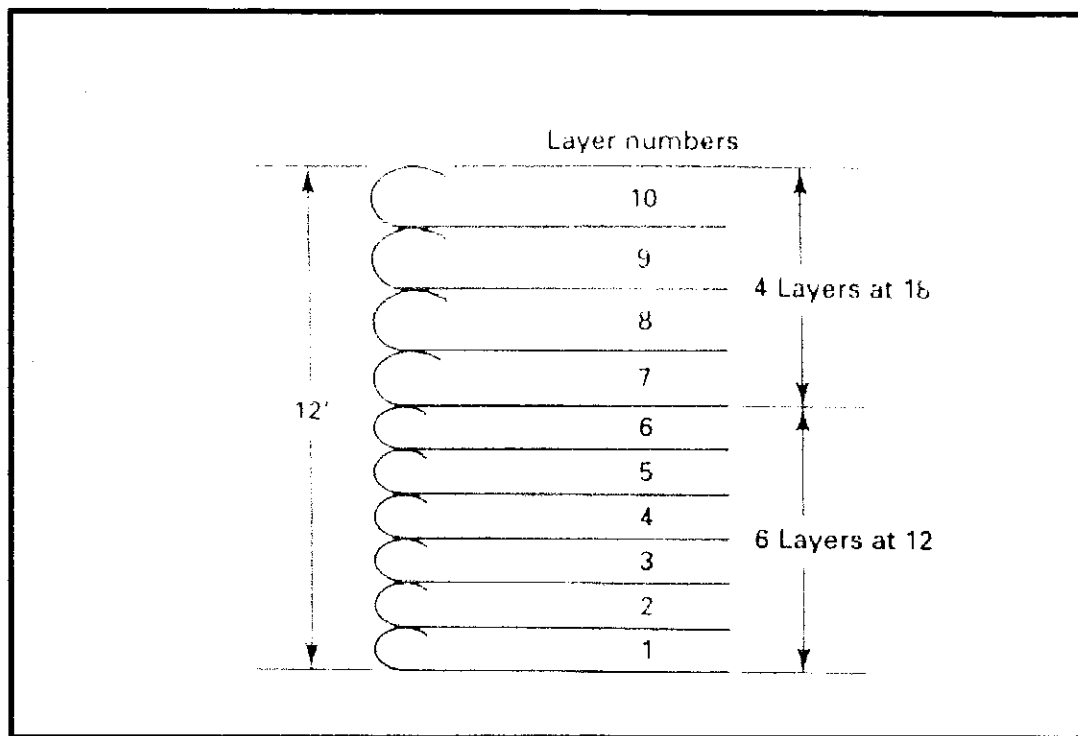
A $z = 9$ pies:

$S_v = 1.19$ pie = 14.3 pul., no es aceptable; mantener a 12 pul. y probar nuevamente a $z = 6$ pies.

A $z = 6$ pies:

$S_v = 1.65$ pie = 19.8 pul., es aceptable; abrir espaciamientos de 18 pul. y utilizarlos hasta la parte de arriba de la pared (3)

Por lo tanto las camas son espaciadas como se muestra en la **Figura No.28**.

Figura No.28

(2) **Determinación de la longitud (L) de la capa de geotextil**

Se utiliza la siguiente ecuación para L_e usando $\delta=24^\circ$ de la **Tabla No.7** para membranas tejidas en tiras, en arena de canto rodado, que es un suelo SP. Nótese que L_R utiliza el plano de fallas de Rankine y se calcula de la ecuación $L_R = (H - z) \tan[45 - (\phi/2)]$.

$$L_e = \frac{S_v \sigma_h(FS)}{2(c + \gamma z \tan \delta)}$$

$$= \frac{S_v(29z + 52)1.3}{2(0 + 110z \tan 24^\circ)}$$

$$= \frac{S_v(29z + 52)}{75z}$$

$$L_R = (H - z) \tan[45 - (36/2)] = (12 - z)(0.509).$$

Ver la **Tabla No.8** para los resultados del ejemplo.

Tabla No.7. Angulos de fricción suelo-geotextil y sus porcentajes de eficiencia en suelos no cohesivos seleccionados.

Tipo de geotextil	Arena para hacer concreto $\phi = 30^\circ$	Arena de canto rodado $\phi = 28^\circ$	Arena con finos $\phi = 26^\circ$
Tejido, monofilamento	26° (84%)	-----	-----
Tejido, membrana en tiras	24° (77%)	24° (84%)	23° (87%)
No tejido, unido por calor ("heat bonded")	26° (84%)	-----	-----
No tejido, punzado con aguja ("needle punched")	30° (100%)	26° (92%)	25° (96%)

Nota: Los valores mencionados anteriormente, nunca deben utilizarse en un diseño final. Los geotextiles y el suelo deben ser individualmente evaluados y probados dependiendo de las condiciones particulares del proyecto(3)

Tabla No.8. Resultados del ejemplo de un diseño de un muro de geotextil

Capa No.	Profundidad z (pies)	Espaciado S _v (pies)	L _e (pies)	L _{e min} (pies)	L _R (pies)	L (pies)	
10 (arriba)	1.5	1.5	1.27	3.0	5.34	8.3	Uso 10
9	3.0	1.5	0.92	3.0	4.58	7.6	10
8	4.5	1.5	0.81	3.0	3.82	6.8	10
7	6.0	1.5	0.75	3.0	3.05	6.1	10
6	7.0	1.0	0.48	3.0	2.54	5.5	10
5	8.0	1.0	0.47	3.0	2.04	5.1	10
4	9.0	1.0	0.46	3.0	1.52	4.5	5
3	10.0	1.0	0.45	3.0	1.02	4.0	5
2	11.0	1.0	0.45	3.0	0.51	3.5	5
1 (abajo)	12.0	1.0	0.44	3.0	0.00	3.0	5

(3)

Nótese que los valores de L_e son muy pequeños (que es típico en el caso de los muros de geotextiles) y debe usarse el valor mínimo de 3.0 pies. También cuando se le añade al valor de L_R para la longitud total, se debe aproximar a una medida conveniente. En este caso el geotextil debió ser usado paralelo al muro, requiriendo (10 pies + 1.5 pies + 3.0 pies) 14.5 pies de ancho de geotextil, el cual es un tamaño conveniente. Por lo tanto el esfuerzo de 250 lbs./pul., a lo ancho de la parte ancha, debe estar en dirección de la textura del geotextil, que algunas veces es la dirección más débil en telas tejidas. Si se ha considerado un geotextil no tejido, deberá usarse el esfuerzo de la dirección de máquina cruzada (3).

(3) Chequeo de la longitud de traslape L_o para ver si es menor que el valor recomendado de 3.0 pies, utilizando la siguiente ecuación:

$$L_o = \frac{S_v \sigma_h(FS)}{+(c - \gamma z \tan \delta)}$$

$$= \frac{S_v(29z - 52)1.3}{+(0 - (110)z \tan 24^\circ)}$$

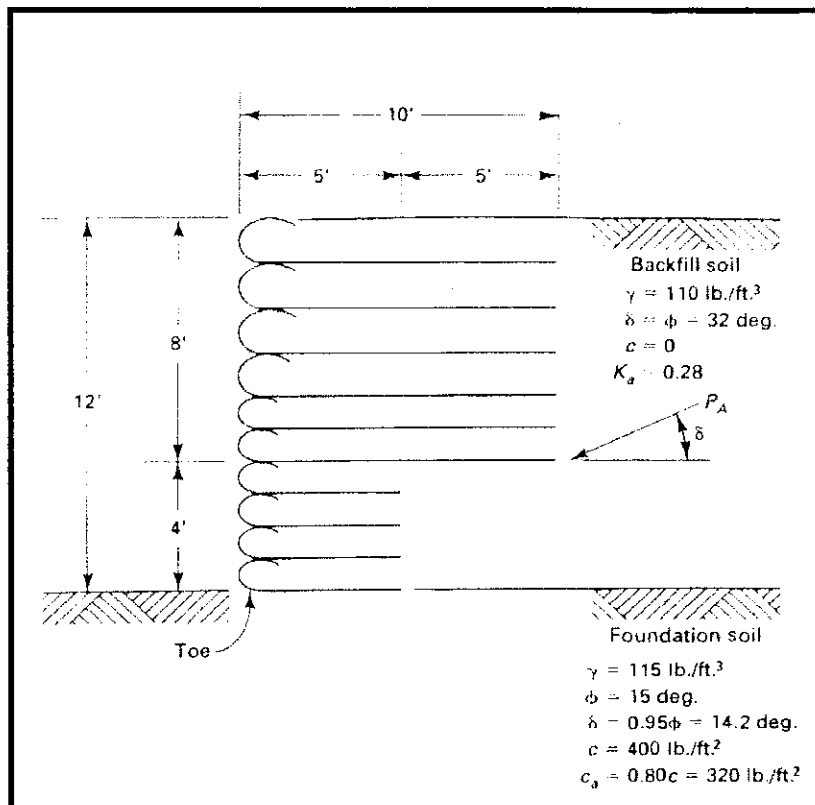
el cual es máximo en la capa superior a $z = 1.5$ pies.

$$L_o = \frac{1.5(29(1.5)z - 52)1.3}{+(110)(1.5) \tan 24^\circ}$$

= 0.63, es aceptable usar 3 pies.

(4) Ya que se ha proporcionado la estabilidad interna del muro, la atención se centra en la estabilidad externa. Se utilizan los conceptos estándares de ingeniería geotécnica (ver la siguiente **Figura No.29**).

Figura No.29



(3)

$$\begin{aligned}
 P_a &= 0.5\gamma H^2 K_a \\
 &= 0.4(110)(12)^2(0.28) \\
 &= 2218 \text{ lb./pie}
 \end{aligned}$$

$$P_a \cos 32^\circ = 1181 \text{ lb./pie}$$

$$P_a \sin 32^\circ = 1175 \text{ lb./pie}$$

Ahora, para volteo, los momentos se toman en el nivel del pie del muro para formar un factor de seguridad.

$$\begin{aligned}
 FS_{OT} &= \frac{\sum \text{momentos resistentes}}{\sum \text{momentos actuantes}} \\
 &= \frac{w_1 x_1 + w_2 x_2 + P_a \sin \delta (10)}{P_a \cos \delta (4)} \\
 &= \frac{(12)(5)(110)(2.5) + (8)(5)(110)(7.5) + (1175)(10)}{(1881)(4)} \\
 &= 8.1 > 3.0, \text{ el cual es aceptable.}
 \end{aligned}$$

Para deslizamiento, se asumen fuerzas horizontales en la parte de abajo del muro para formar otro factor de seguridad.

$$\begin{aligned}
 FS_S &= \frac{\sum \text{momentos resistentes}}{\sum \text{momentos actuantes}} \\
 &= \frac{\left[c_a + \left[\frac{w_1 + w_2 + P_a \sin \delta}{5} \right] \tan \delta \right] 5}{P_a \cos \delta} \\
 &= \frac{\left[320 + \left[\frac{6600 + 4400 + 1175}{5} \right] \tan 14.2^\circ \right] 5}{1881}
 \end{aligned}$$

$FS_S = 2.5 < 3.0$, no es aceptable, por lo tanto, la capa inferior de geotextil debe ser alargada; probar 10 pies.

$$= \frac{\left[320 + \left[\frac{6600 + 4400 + 1175}{10} \right] \tan 14.2^\circ \right] 10}{1881}$$

= 3.3 > 3.0 aceptable, y ya que la cama inferior y las cuatro camas superiores son de 10 pies, se hacen todas de 10 pies.

Finalmente debe chequearse la falla en la base, utilizando la teoría de capacidad de apoyo en cimientos poco profundos.

$$\begin{aligned} P_{ult} &= cN_c + qN_a + 0.5\gamma BN_\gamma \\ &= (400)(10.98)(0.95) + 0 + (0.5)(11.5)(10)(2.65)(0.7) \\ &= 4172 + 1067 \\ &= 5239 \text{ lb./pie}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{act} &= (110)(12) + 400 \\ &= 1720 \text{ lb./pie}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} FS_{bc} &= P_{ult}/P_{act} \\ &= 5239/1720 \\ &= 3.05 > 3.0, \text{ que es aceptable.} \end{aligned}$$

Ahora el diseño está completo. Este usa 10 camas de tela (las seis camas inferiores de 12 pul. y las cuatro superiores de 18 pul.), las cuales son de 14.5 pies cada una (10 pies + 1.5 pies + 3 pies), de los cuales habrá seis pul. extras de longitud para el traslape en las seis camas inferiores, puesto que la altura de sus caras es solamente un pie.

C. TABLESTACAS

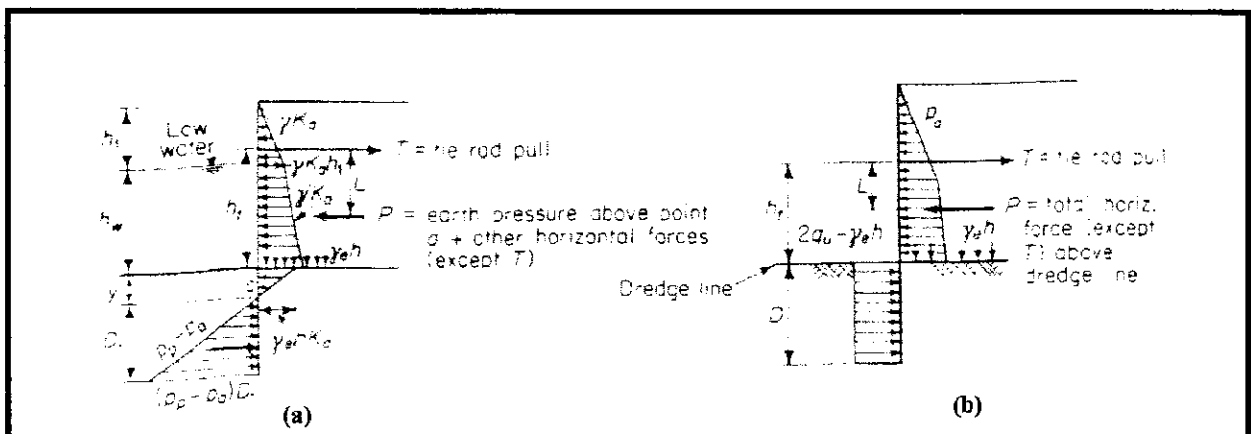
1. Procedimiento general:

a. Se recopila la información que principia con la topografía del terreno y las dimensiones de diseño. Las dimensiones son: elevación de la parte alta del muro, el nivel máximo del agua, el nivel medio de mareas y el nivel bajo del agua.

b. A continuación deben analizarse las condiciones del subsuelo. Se determinan por medio de un análisis o prueba de penetración para suelos granulares, y para suelos cohesivos, por medio de un análisis de esfuerzo de compresión no confinado.

- c. Después se selecciona el tipo de muro descrito al principio de la sección de tablestacas.
 - d. Se determina la presión del suelo y la presión que generan las sobrecargas.
 - e. Se determina la profundidad de penetración de las tablestacas.
 - f. Se calcula el esfuerzo de pandeo.
 - g. Se diseña la sección.
 - h. Se diseñan los tensores.
 - i. Se diseñan los muertos (8).
2. Para propósitos de esta tesis se seleccionará un muro de tablestacas anclado. Se utilizará el *método de análisis por extremo libre*. Este método asume que:
 - a. La tablestaca está perfectamente rígida comparada con el suelo que la rodea.
 - b. La presión del suelo que actúa sobre la tablestaca puede determinarse por la teoría de Rankine o de Coulomb.
 - c. La tablestaca es libre de rotar pero no se le permite movimiento lateral al nivel del anclaje (8).
 3. Al asumir estos puntos el problema se convierte en simple estática, dividiendo el análisis para dos tipos de suelos:

Figura No.30. Diseño de tablestacas ancladas por el método de extremo libre



a. **Para suelos granulares (Ver Figura 30 a):**

(1) Se seleccionan valores apropiados para presiones de suelo, activas y pasivas.

(2) Se calculan las sobrecargas en el nivel de dragado $\gamma_e h$.

(3) Se localiza el punto de presión cero:

$$y = \gamma_e h k'_a / (p_p - p_a).$$

(4) Con la fórmula de sumatoria de momentos en el anclaje:

$$LP - \frac{1}{2}(p_p - p_a)D_1^2 (h_t + y + \frac{2}{3} D_1) = 0, \text{ se determina } D_1.$$

(5) Se determina la tensión en el tensor:

$$T = P - \frac{1}{2}(p_p - p_a) D_1^2$$

(6) Se determina el momento máximo flexionante en el punto en donde el corte = 0, como en el caso ordinario de un miembro a flexión.

(7) Se selecciona la sección de la estaca para el momento máximo o se usa la teoría de reducción de momentos de Rowe.

(8) Se añade del 20% al 30% a D_1 para proporcionar un margen de seguridad, o se divide P_p dentro de un factor de seguridad de 1.50 a 2.0 en los pasos 3 y 4 (8).

$k'_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ = el coeficiente de presión activa del suelo,

ϕ = el ángulo de resistencia de corte del suelo de relleno,

γ_e = el peso unitario del suelo de relleno,

h = la profundidad desde la superficie hasta la profundidad de dragado,

D_1 = la profundidad del suelo de sobrecarga,

P = la presión horizontal arriba del punto a ,

p_p = la presión pasiva,

p_a = la presión activa,

y = la distancia donde la presión es cero,

L = la distancia desde el punto de presión horizontal hasta el punto de sumatoria de momentos.

b. **Para suelos cohesivos (ver Figura 30 b)**

- (1) Se seleccionan valores apropiados para la presión activa del suelo P_a
- (2) Se calculan las sobrecargas en el nivel del dragado $\gamma_e h$.
- (3) Se evalúa el esfuerzo de compresión no confinado q_u del suelo cohesivo.

- (4) Con la fórmula de sumatoria de momentos en el anclaje:

$$LP - (2q_u - \gamma_e h)D (h_t + \frac{1}{2} D) = 0$$

se determina D .

- (5) Se determina la tensión del tensor:

$$T = P - (2q_u - \gamma_e h)D$$

- (6) Se determina el momento máximo en el punto donde el corte es cero.

- (7) Se selecciona la sección de la estaca para el momento máximo o se utiliza la teoría de reducción de momentos de Rowe.

- (8) Se añade del 20% al 40% a D o se usa del 50 al 75% de q_1 en los pasos 4 y 5.

4. **Estabilidad de las tablestacas en suelos cohesivos.**

- a. La altura de la tablestaca está limitada por el esfuerzo inicial de compresión no confinado del suelo cohesivo debajo del nivel de dragado.

- b. La tablestaca fallará si se excede este límite de altura. Rowe define la estabilidad S como:

$$S = c/\gamma_e h$$

c = a la cohesión del suelo que se encuentra debajo del nivel de dragado.

γ_e = el peso unitario efectivo del suelo sobre el nivel de dragado = peso unitario húmedo sobre el nivel del agua, y peso de empuje unitario debajo del nivel del agua.

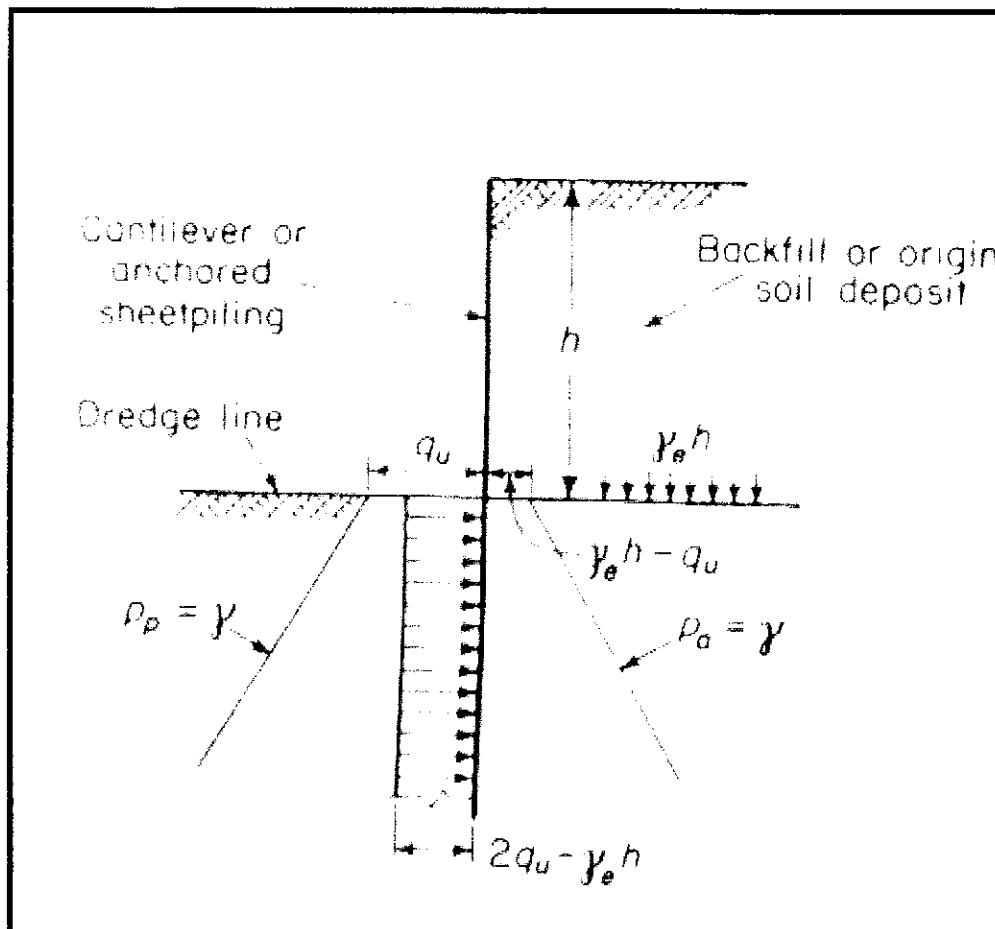
h = la altura del suelo sobre el nivel de dragado, incluyendo la altura de la sobrecarga equivalente, si existiera alguna.

q_u = el esfuerzo de compresión no confinado del suelo que se encuentra debajo del nivel de dragado = $2c$.

γ = el peso unitario del suelo que se encuentra debajo del nivel de degradado (8).

c. La presión inicial pasiva del suelo p_p actuando en el lado izquierdo de la estaca es igual a $(q_u - \gamma z)$ y la presión inicial activa del suelo actuando del lado derecho es igual a $(\gamma_e h - q_u - \gamma z)$, donde z es igual a cualquier profundidad medida desde la línea de dragado (Ver **Figura No.31**) (8).

Figura No.31. Estabilidad de las tablestacas en suelos cohesivos.



La resistencia pasiva neta es igual a:

$$(q_u - \gamma z) - (\gamma_e h - q_u + \gamma z) = 2q_u - \gamma_e h = 4c - \gamma_e h$$

d. La tablestaca falla cuando la altura h es tal que la resistencia pasiva neta se convierte en cero. Entonces,

$$4C - \gamma_e h = 0$$

$$S = c/\gamma_e h = 0.25$$

e. Para incluir el efecto de adhesión c_a entre el suelo cohesivo y la tablestaca la ecuación se modifica así:

$$S = c/\gamma_e h * \sqrt{1 + (c_a/c)}$$

donde c_a = adhesión del muro. Para propósitos de diseño $\sqrt{1 + (c_a/c)}$ puede tomarse como 1.25. Por lo tanto $S = 0.3$. Cualquier tablestaca que ha de hincarse en suelos cohesivos debe tener un mínimo de coeficiente de estabilidad igual 0.3 por el factor de seguridad deseado.

5. Teoría de reducción de momentos de Rowe

Los factores más significantes para tablestacas ancladas en suelos granulares son (Rowe, 1972, Terzaghi, 1954):

- a. La densidad relativa del suelo.
- b. La flexibilidad relativa de la estaca, la cual se expresa en términos del coeficiente de flexibilidad.

$$\rho = H^4/EI$$

donde:

H = altura total de la estaca

EI = modulo de elasticidad y el momento de inercia de la estaca.

c. Para suelos cohesivos los factores más significativos son (Rowe, 1954 y 1958):

- (1) El coeficiente de estabilidad

$$S = c/\gamma_e h * \sqrt{1 + (c_a/c)} = 1.25(c/\gamma_e h)$$

- (2) El coeficiente de flexibilidad

$$\rho = H^4/EI$$

- (3) Altura relativa de la estaca α .

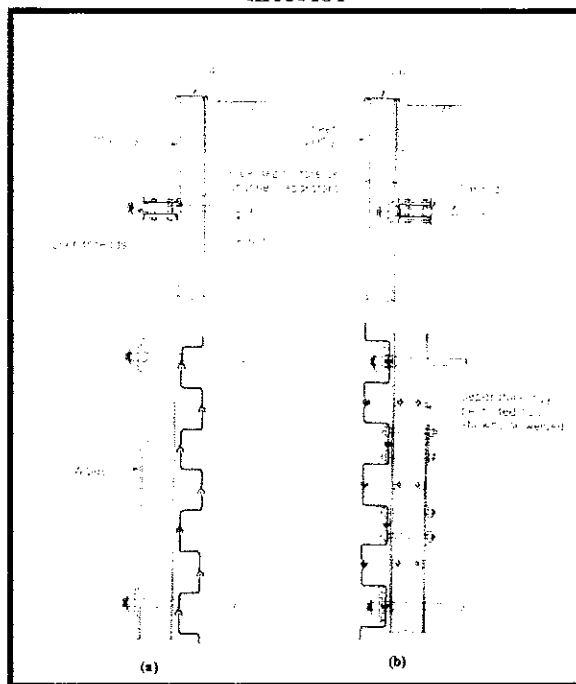
α es la relación entre la altura de la estaca sobre el nivel del dragado y la altura total de la estaca (8).

En el **Anexo No.1** se muestran las gráficas de la relación entre el momento flexionante existente en las tablestacas ancladas y los factores S , ρ y α . Los ejes verticales indican el factor de reducción de momentos, el cual es la relación entre el momento a ser utilizado en el diseño y el momento máximo calculado por el método de extremo libre (8).

6. Vigas de amarre y tensores

En el sistema de tablestacas ancladas, una viga de amarre entre tensores es un miembro a flexión cuya función es recibir la reacción horizontal del tablestacado y transferirlo a los tensores (ver **Anexo No.4** y **Anexo No.5**). Usualmente consiste de un par de canales estructurales ubicados con el alma en posición horizontal (ver **Figura No.32**). Para muros altos de tablestacas, los canales se pueden reforzar con platinas. Los canales se espacian una distancia suficiente entre las caras posteriores de los mismos, para dejar libres los extremos cortados de los tensores. Deben usarse separadores para conectar el par de canales (8).

Figura No.32. Localización de las vigas de amarre: (a) cara exterior y (b) cara interior



Los tensores son barras cuadradas o redondas hechas de acero estructural, y usualmente tienen extremos cortados para evitar reducción en el área neta. Deben proveerse torniquetes en cada tensor para poder apretarlo en caso de que esté flojo (8).

En la mayoría de los casos las vigas de amarre son miembros que trabajan a flexión pura y el tensor a tensión pura. Es recomendable que los tensores se construyan a un ángulo de 90° con respecto a las tablestacas. De esta manera las vigas de amarre no sufrirán esfuerzos axiales ni de pandeo.

a. Localización de las vigas de amarre entre tensores

Las vigas de amarre se pueden colocar en la cara interior o exterior de las tablestacas. Si se construyen en el interior, es necesario dejar una provisión para transferir la reacción de la tablestaca a la(s) viga(s) de amarre. Usualmente cada estaca está perneada a la viga de amarre (8).

Salvo que se desee una cara pareja en el estacado, la localización más económica para colocar las vigas es generalmente sobre el nivel bajo del agua y en la cara posterior del tablestacado. Cuando se colocan de esta manera, las vigas deben tener drenes y los tensores deben recubrirse con pintura anticorrosiva (8).

b. Soporte de los tensores

Si existe suelo suave debajo de los tensores aún a gran profundidad, éste se consolidará con el peso del relleno y consecuentemente habrá un asentamiento. Un pequeño asentamiento provocará que los tensores se pandeen por el peso del suelo que se encuentra sobre ellos. Para poder eliminar el esfuerzo generado por dicho pandeo, se puede utilizar uno de los siguientes métodos:

(1) Soportar los tensores con pilotes verticales a intervalos de 20-30 pies. Los pilotes deben hincarse en suelo firme debajo del estrato compresible.

(2) Instalar un tubo y colocar el tensor dentro de él. El diámetro interno del tubo debe ser mayor que el asentamiento total previsto, para que el tensor se encuentre siempre libre dentro del tubo, cuando éste y el suelo se asienten.

c. **Tensión en el tensor**

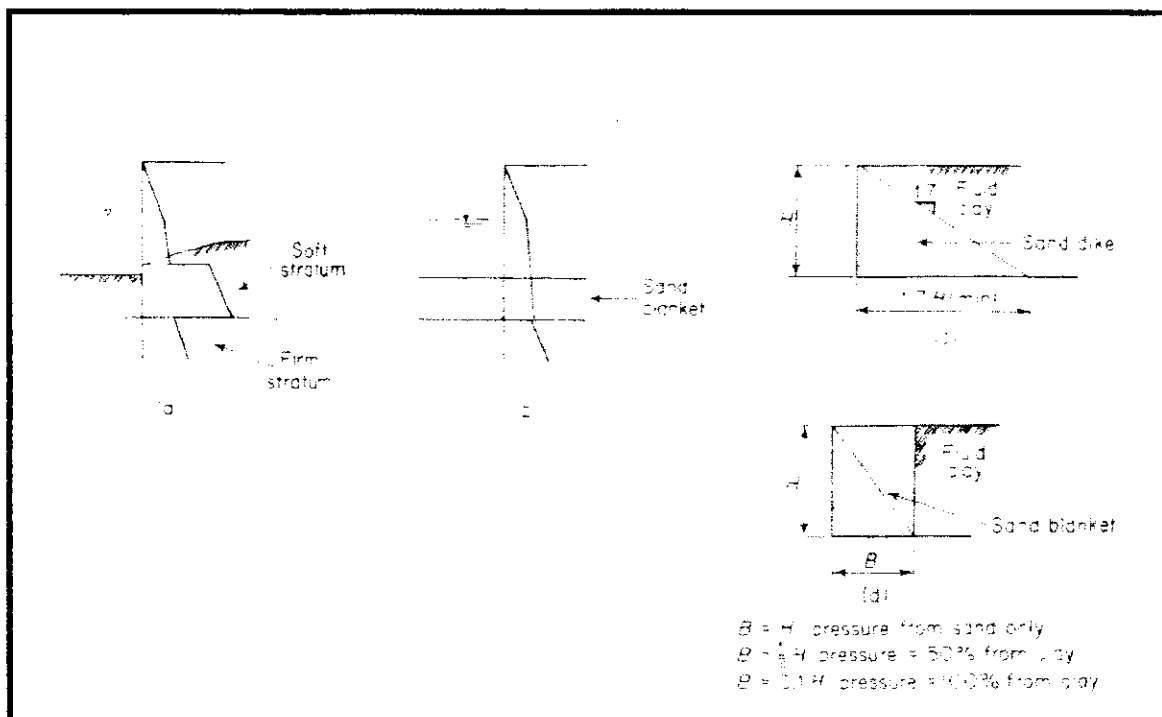
El tensor generalmente está sometido a tensiones mayores que las calculadas con el **método de extremo libre**. Para propósitos de diseño, los valores determinados deben incrementarse, por lo menos 30% en el tensor, y de 50-100% en las conexiones y empalmes, que es donde existen concentraciones de esfuerzos. La tensión en los tensores también es más alta para tablestacas en suelos cohesivos en donde el coeficiente de estabilidad es menor de 0.5.

7. **Métodos para reducción de presión lateral**

Cuando las tablestacas se someten a grandes presiones laterales, debe considerarse la posibilidad de lograr un diseño económico reduciendo la magnitud de estas presiones. Algunas de las causas y los métodos de reducción de presiones laterales se describen a continuación:

a. Si la capa o estrato original superior del suelo es suave, ejerce gran presión en las tablestacas debido al peso del relleno. Este estrato puede removerse y cambiarse por una capa de suelo granular (Ver **Figura No. 33 a**)

Figura No.33. Métodos para reducir presiones



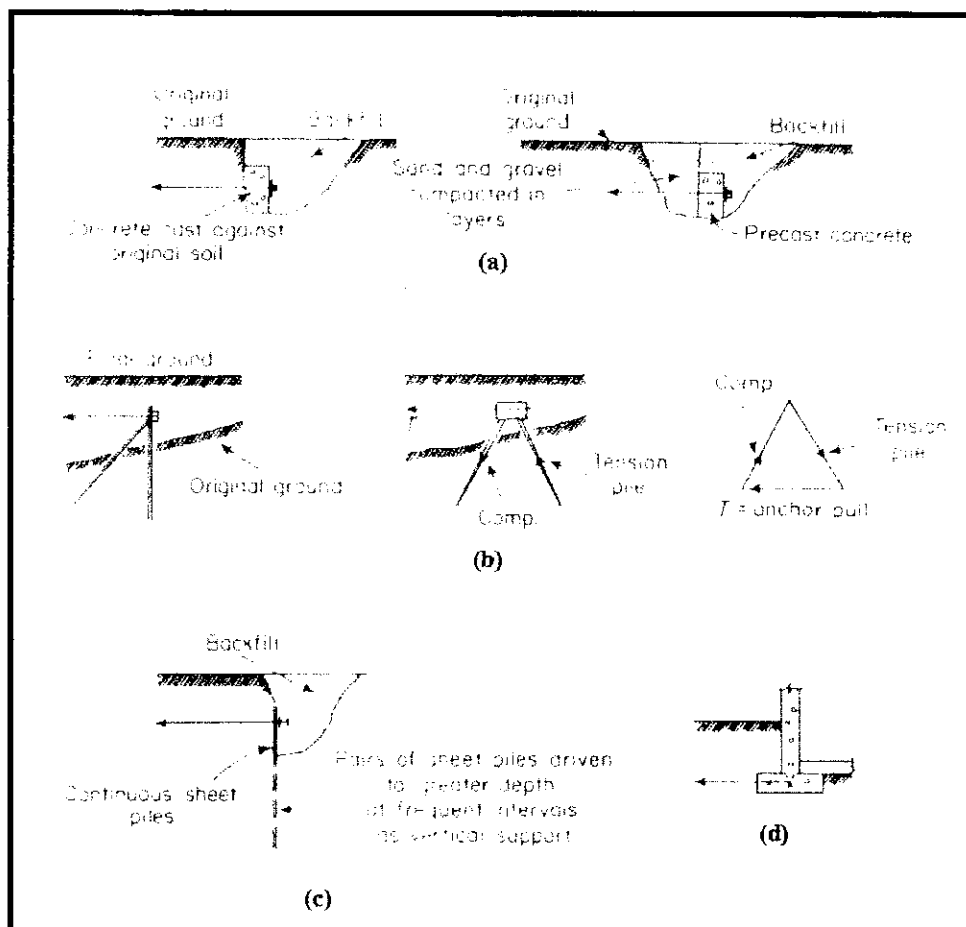
b. Si los suelos granulares son costosos en el lugar de construcción, y por lo tanto debe utilizarse suelo cohesivo como relleno, la magnitud de la presión lateral puede reducirse haciendo una capa bituminosa de arena. La relación entre la magnitud de la presión lateral y el tamaño de la capa de arena se muestra en la **Figura No.33 c y d**.

c. De existir sobrecargas muy pesadas (trenes, rieles de grúas, etc.) cerca de las tablestacas, las presiones se pueden eliminar soportando las cargas directamente mediante pilotes de apoyo.

8. Tipos de anclaje

Las reacciones que se producen en los tensores, pueden transmitirse a uno de los siguientes tipos de anclaje (ver **Figura No.34**) (8).

Figura No.34. Tipos de anclaje: (a) muertos, (b) puntales, c) tablestacas y (d) estructuras existentes



a. **Muertos (vigas de anclaje, etc.)**

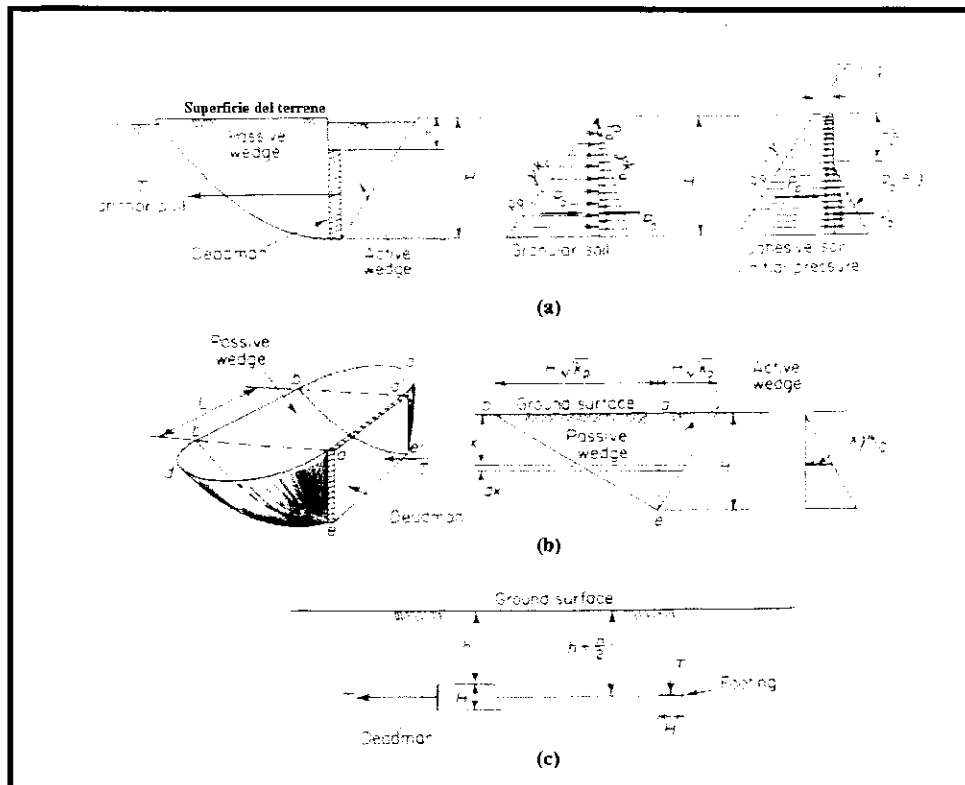
Los muertos son bloques cortos o vigas continuas de concreto, los cuales obtienen su resistencia de la presión pasiva del suelo. Este tipo de anclaje es recomendable para cuando se puede instalar debajo del nivel original del suelo (ver **Figura 34 a**) (8).

(1) **Capacidad de los muertos**

Los muertos se pueden construir cerca de la superficie del suelo o a gran profundidad, y en longitudes pequeñas o como una viga continua (8).

(a) **Muertos continuos cerca de la superficie del suelo:** Si el espesor de la parte alta del muerto h es menor de 0.33 a 0.50 del espesor de la parte baja H (ver **Figura No.35**), la capacidad puede calcularse asumiendo que la parte alta se extiende hasta la superficie del suelo.

Figura No.35. Capacidad de los muertos: (a) muertos continuos cerca de la superficie de suelo, (b) muertos cortos cerca de la superficie del suelo y (c) muertos a grandes profundidades debajo de la superficie.



Por lo tanto

$$T_{ult} = P_p - P_a \quad \text{donde}$$

T_{ult} = capacidad última del muerto (lb/pie)

P_p = presión pasiva total del suelo (lb/pie)

P_a = presión activa total del suelo (lb/pie)

Las magnitudes P_p y P_a se pueden determinar rápidamente por la **teoría de presiones de suelo** (ver **Figura No. 35 a**), basándose en que la fricción y la adhesión entre el muerto y el suelo es 0 (8).

Para muertos en suelos cohesivos, la distribución de P_p y P_a inmediatamente después de la aplicación del tirón de anclaje es referida como *presión inicial*. Se muestra en el lado derecho de la **Figura No. 35 a** (8).

Nótese que a una profundidad $2c/\gamma$ la presión activa del suelo es asumida 0. Esta profundidad es donde se generan grietas por tensión. Mientras el tiempo pasa las magnitudes y sus distribuciones tienden a cambiar lentamente. En el diseño de muertos en suelos cohesivos, debe tomarse en cuenta un factor de seguridad conservativo (8).

(b) **Muertos cortos cerca de la superficie del suelo:**

La **Figura No. 35 b** muestra un muerto con una longitud L sujeto a una fuerza tensionante T . Experimentos han demostrado que en el instante de falla, el levantamiento de la superficie del suelo estaría delimitado por el área $adb a'b'c'$, la cual es más larga que el muerto. La superficie de deslizamiento para ambos lados, es una superficie curva $abde$ y $a'b'd'e'$. La resistencia al deslizamiento de estas superficies curvas es indudablemente menor que la resistencia a lo largo de las superficies verticales abe y $a'b'e'$. La presión total del suelo (perpendicular abe) en suelos granulares es

$$\int_0^H [(H-x)/H] (H \sqrt{K_p} + H \sqrt{K_a}) dx \quad \gamma K_0 = 1/6 K_0 \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \quad (\text{ecuación **})$$

por consiguiente, la capacidad última total de un muerto en suelos granulares cerca de la superficie del suelo es

$$T_{ult} \leq L(P_p - P_a) + 1/3(K_0 \gamma \sqrt{K_p} + K_a) H^3 \tan \phi$$

donde:

L = longitud del muerto (pies)

P_p, P_a = presiones totales pasiva y activa, respectivamente (lb/pie)

K_0 = coeficiente de presión de la tierra en reposo. Se puede tomar como 0.4 para el diseño de muertos.

γ = peso unitario del suelo (lbs/pie³)

K_p, K_a = coeficientes de presión del suelo pasivo y activo respectivamente

H = altura del muerto

ϕ = ángulo de fricción interna

En suelos cohesivos, el segundo término de la **ecuación **** se debe remplazar por la resistencia cohesiva resultando:

$$T_{ult} \leq L(P_p - P_a) + q_u H^2$$

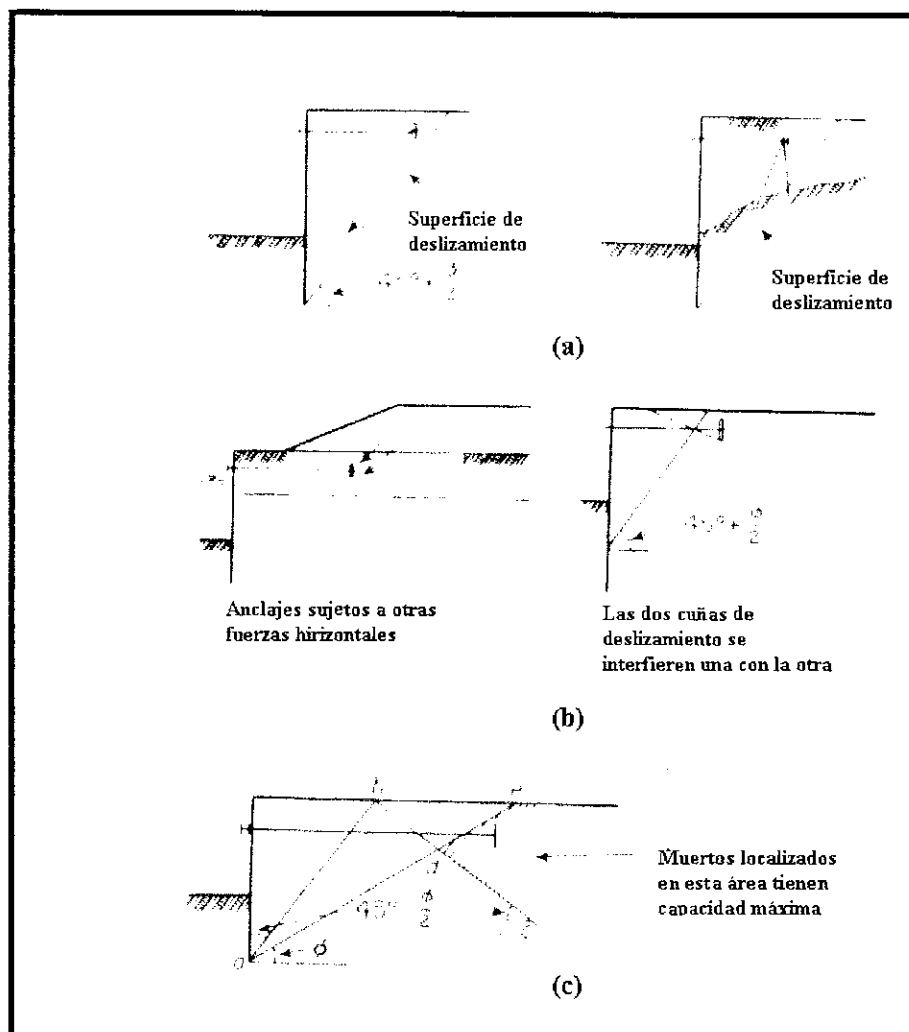
donde q_u = esfuerzo de compresión no confinado del suelo (lbs/pie²) (8).

(c) **Muertos a grandes profundidades:** La capacidad última de un muerto a grandes profundidades debajo de la superficie del suelo ($h > H$) (ver **Figura No. 37 c**) es aproximadamente igual la capacidad de soporte de una zapata cuya base está localizada a una profundidad que corresponde a la altura media del muerto (Terzaghi, 1943) (8).

9. Localización del anclaje

El anclaje es inservible si se coloca dentro de la cuña de deslizamiento del relleno (**Figura No.37 a**). La capacidad del muerto se deteriora si se coloca en un suelo inestable o si la cuña activa del relleno interfiere con la pasiva frente al muerto (ver **Figura No.37 b**). En el último caso, la reducción en la capacidad del muerto se debe de determinar (8).

Figura No.37. Localización de los muertos: (a) no ofrece resistencia, (b) eficiencia deteriorada y (c) capacidad máxima



Los muertos no deben construirse en suelos inestables. La capacidad máxima de un muerto está disponible cuando:

(a) Las cuñas de deslizamiento del relleno activas y pasivas, no se interfieren entre sí.

(b) El muerto está localizado debajo de la pendiente de la línea que comienza de la base de la tablestaca a un ángulo ϕ con la horizontal, siendo ϕ el ángulo de fricción interna (8).

Para satisfacer estos dos requerimientos, el muerto se debe localizar en el área sombreada delimitada por las líneas *ae* y *bc* (ver Figura No.32 c) (8).

b. **Puntales**

Son pilotes de madera o concreto que se hincan en forma de un marco "A". Este tipo de anclaje se utiliza cuando el suelo firme se encuentra a grandes profundidades (ver **Figura No.34 b**) (8).

c. **Tablestacas**

Tablestacas cortas se hincan para formar un muro continuo y obtienen su resistencia de la presión pasiva del suelo. Para proveer una mejor estabilidad durante su instalación, deben hincarse pares de estacas a mayor profundidad y a intervalos frecuentes (ver **Figura No.34 c**) (8).

d. **Estructuras existentes**

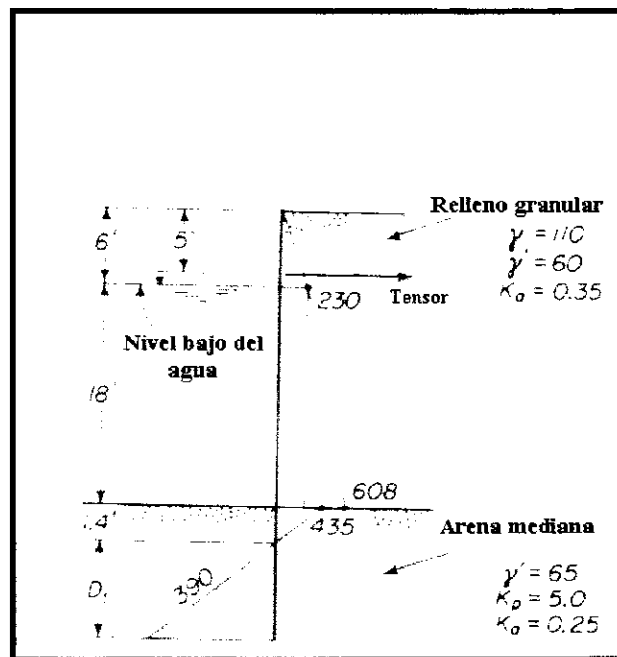
Los tensores pueden conectarse a fundiciones pesadas y grandes tales como edificios, muros de retención, cimientos de grúas, etc. (ver **Figura No.34 d**) (8).

10. **Ejemplo de diseño de un muro de tablestacas**

A continuación se presenta un ejemplo para ilustrar el diseño de tablestacas ancladas con suelo granular por medio del método de extremo libre.

a. **Cálculo de la presión de la tierra (ver Figura No.38)**

Figura No.38



$$110 \times 6 = 660 \times 0.35 = 230 \text{ psf}$$

$$60 \times 18 = 1080 \times 0.35 = 378 \quad \therefore 230 + 378 = 608$$

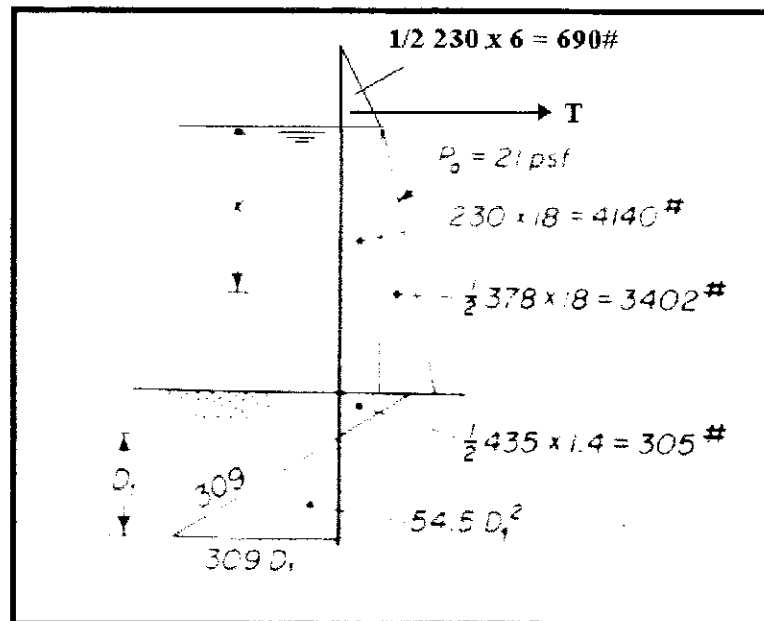
$$660 + 1080 = 1740 \times 0.25 = 435$$

$$P_p' - P_a' - \gamma' (K_p - K_a) = 65(5.0 - 0.25) = 309 \text{ psf}$$

$$y = 435/309 = 1.4'$$

b. Tomar sumatoria de momentos al nivel del anclaje.

Figura No.39



$$690 \times (-1) = (-690)$$

$$4140 \times 10.0' = 41,400$$

$$3402 \times 13.0' = 44,200$$

$$305 \times 19.5' = 5,940$$

$$690 + 4140 + 3402 + 305 = 8,537\#$$

$$41,400 + 44,200 + 5,940 = 91,540 - 690 = 90,840\#'$$

$$154.5 (D_1)^2 (20.4 + 2/3 D_1) = 90,840$$

$$(D_1)^3 + 30.6 (D_1)^2 = 882$$

$$\text{Resolver } D_1 \quad D_1 = 5.0'$$

$$\text{Penetración total requerida} = (1.4 + 5.0) \times 1.2 = 7.7', \text{ utilizar } 8'$$

$$\text{Altura total de la tablestaca} = 6 + 18 + 8 = 32'$$

c. **Tensión en el tensor.**

$$T = 8537 - 154.5 (D_t)^2 = 4677, \quad \text{hay un aumento del 30\%}$$

$4677 \times 1.3 = 1600^{\#}$ utilizado para el diseño de un tensor y una viga de amarre.

d. **Momento máximo**

$$4677 = 690 + 230X + \frac{1}{2}(21)X^2$$

$$X^2 + 21.9X - 380 = 0$$

$X = 11.4'$ substituyendo X se obtiene:

$$690 \times 13.4' = 9,150$$

$$11.4 \times 230 = 2620 \times 11.4/2 = 14,950$$

$$\frac{1}{2}(21)(11.4)^2 = 1367 \times 11.4/3 = 5,200$$

$$690 + 2620 + 1367 = 4677 = T$$

$$T \times 12.4 = 4677 \times 12.4 = 57,900$$

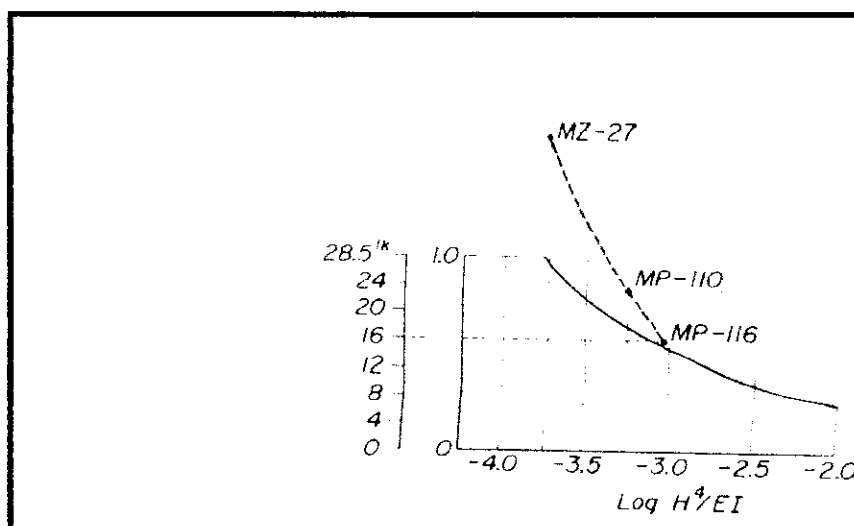
$$9,150 + 14,950 + 5,200 = -29,400$$

$$M_{max} = 57,900 + (-29,400) = 28,500^{\#}$$

$28,500^{\#} \times [12/18,000] = 19.0^{\#}$ = al módulo de sección requerido si no se desea una reducción de momentos (reducción de momentos en el paso 5).

e. **Selección de la sección de la estaca por medio de la gráfica de Reducción de Momentos de Rowe.**

Figura No.40



(1) Seleccionar la curva de reducción de momentos que corresponde a la densidad relativa del suelo. En este caso, la curva para arena media se plotea por interpolación.

(2) Dibujar la escala para el momento en el eje vertical de tal manera que el momento máximo (28.5^{lk}) quede en la parte superior de la gráfica.

(3) Determinar los valores del $\log H^4/EI$ para varias secciones (ver Tabla No.9):

$$H^4 = (32)^4 = 1,049,000$$

$$E = 29(10)^6$$

Tabla No.9.

Sección de la estaca	MZ - 27	PM - 110	MP -116	
I (por pie)	184	65.4	40.0	
$\rho = H^4/EI$	0.000196	0.000552	0.000904	
logp	$\bar{4}.29 = -3.71$	$\bar{4}.74 = -3.26$	$\bar{4}.96 = -3.04$	
Capacidad del momento (lk)	45.3	23.0	16.0	= Módulo de sección x 18/12

(4) Plotear el log ρ y la capacidad de momento para cada sección. MP-110 es adecuada para el momento de pandeo. La MP-116 tiene refuerzo de reserva. La MZ-27 está sobrada. Cualquier sección debajo de la curva será inadecuada.

f. Tensores

Tratar un espaciamiento de $8'-0''$

$$T = 8 \times 6.1 = 48.8^{\text{k}} \quad \text{a} \quad 20^{\text{ksi}} = 2.44^{\text{lb}} \quad \text{neto} \quad \text{utilizar } 1 \frac{3}{4}''\phi \quad \text{a} \quad 2 \frac{1}{4}''\phi$$

g. Vigas de amarre

$$M \cong 1/9 (4.677)8^2 = 33.3^{\text{lk}}$$

$$33.3^{\text{lk}} \times (12/20) = 20.0^{\text{lb}} \quad \text{requerido. Utilizar costaneras de } 2-9 \text{ L} \quad 13.4$$

h. Muerto

$$f_c' = 3000 \text{ psi}$$

para arena mediana sobre el nivel del agua:

$$\gamma = 110 \text{ pcf}$$

$$K_p = 5.0$$

$$K_a = 0.30$$

$$F_s = 1.5$$

$$6100 = (1.5) \times (1.2) \gamma (K_p - K_a) H^2 = 36.7(4.7)H^2$$

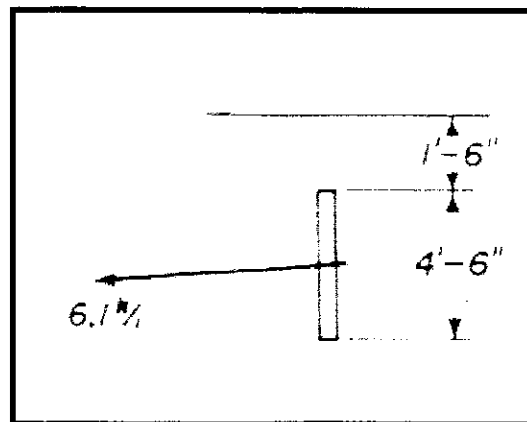
$$H = 5.95'$$

Utilizar muerto continuo con 6'-0" de profundidad.

$$\text{Pandeo longitudinal } M = 1/9(6.1)(8)^2 = 43.3^{\text{lk}}$$

$$V = 4 \times 6.1 = 24.4^{\text{k}}$$

Figura No.41



$$d = \sqrt{(43.3)/(0.236 \times 4.5)} = 6.4'' \text{ requeridas. Utilizar } 12'' \text{ de espesor. } t = 9.5''$$

$$v = (24,400)/(54 \times (7/8)^* \times 9.5) = 55 \text{ PSI OK}$$

$$A_s = 43.3 \times (1.44 \times 9.5) = 3.17^{\text{in}^2} \text{ requeridas.}$$

$$\Sigma 0 = 24,400/(210^* \times (7/8)^* \times 9.5) = 14.1'' \text{ requeridas. Utilizar 6 varillas \#7 longitudinal.}$$

$$\text{El pandeo transversal } M \cong 1/2(6.1)(4.5/4) = 3.43 \text{ lk/'}$$

$$V \cong 3.05 \text{ k/'}$$

$$A_s = 3.43/(1.44 \times 9) = 0.27^{\text{in}^2} \text{ requerida}$$

$$\Sigma 0 = 3050/(210^* \times (7/8)^* \times 9) = 1.86'' \text{ requeridas}$$

$$A_s \text{ m\u00ednimo} = 0.002 \times 9.5 \times 12 = 0.23^{\text{in}^2}. \text{ Utilizar varillas \#5 a cada } 12''.$$

*indica el valor permitido en el C\u00f3digo ACI 1956.

D. GAVIONES

1. Criterios para cálculo

Para determinar el valor del empuje, se utiliza la teoría de *Coulomb*, para lo cual se tiene:

- a. La superficie de rotura es plana.
- b. La fuerza de rozamiento interno se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura.
- c. La cuña de terreno entre la superficie de rotura y el muro se considera indeformable.
- d. Se desarrollan un esfuerzo de rozamiento entre el muro y el suelo en contacto, lo cual hace que la recta de acción del empuje activo se incline en un ángulo δ respecto de la normal a el parámetro interno del muro.
- e. La rotura se analiza como bidimensional tomando una franja unitaria del muro considerando la estructura como continua e infinita (20).

Para no sobredimensionar la estructura, dado que el gavión es permeable, se puede omitir el empuje hidrostático. La estructura es armada por la malla que tiene una gran resistencia a la tracción manteniéndose la flexibilidad de la obra. Las configuraciones más utilizadas son las ilustradas en las **Figuras No.15 a** y **Figura No.15 b**. La **Figura No.15 c** puede ser utilizada en sustitución de la **Figura No.15 b** en caso de grandes alturas. El muro con escalones externos a igualdad de volumen posee una mayor estabilidad. Es conveniente inclinar el muro contra el terreno en un ángulo α , generalmente de 6° pudiéndose alcanzar los 10° . De esta forma disminuye el coeficiente de empuje activo (20).

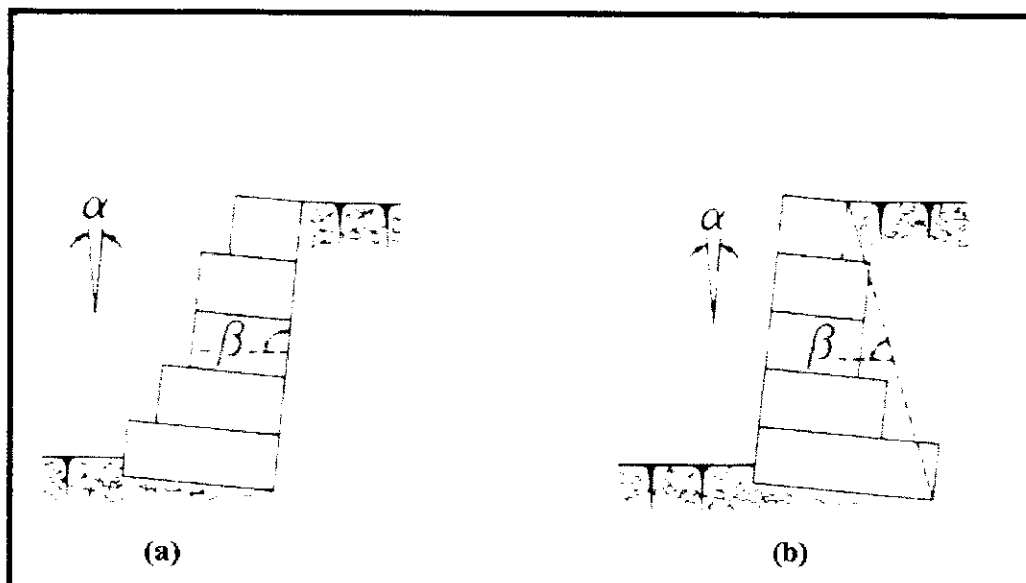
2. Cálculo de empuje

Se adopta en el cálculo el estado límite activo del terreno. El método de *Coulomb* se basa en el estudio del equilibrio de una cuña de suelo indeformable, sobre la cual actúa el peso propio, la fuerza de rozamiento y eventualmente la cohesión. Esta cuña activa, se produce cuando hay un desplazamiento de la estructura de contención, lo cual sucede sólo si la misma es deformable como en el caso de los gaviones. En el caso de

muros muy rígidos se desarrollan empujes mayores que los correspondientes al empuje activo(20).

En el caso de muro con caras verticales internas, la superficie de empuje es la propia cara interna del muro (ver **Figura No.43 a**). En el caso de muros con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro (ver **Figura No.43 b**) (20).

Figura No.43. Superficies de empuje



Queda así determinado el ángulo β formado por el plano de empuje y la horizontal (20).

Para efectos de conocer el valor de empuje es necesario el valor de la fricción interna del suelo φ y la cohesión c . En la **Tabla No.10** se indican los valores orientativos de φ (20).

Tabla No.10. Valores tipo para el ángulo de fricción interna, obtenidos a partir de ensayos de corte, en diversos tipos de roca y suelos (Hoek y Bray)

PROPIEDADES DE SUELOS Y ROCAS					
TIPO	MATERIAL	PESO ESPECIFICO (t/m ³)	ANGULO DE FRICCIÓN		
			MATERIAL	GRADOS	
NO COHESIVO	ARENA	Gruesa y seca	1.44	Compacta, bien graduada, uniforme	40-45
		Fina y seca	1.60	Uniforme, gruesa, arena fina o sueita	35-40
		Húmeda	1.84	Arena sueita bien graduada	35-40
		Muy húmeda	1.92	Arena fina seca	30-35
	GRAVA	Común mixta	1.76	Común mixta	35-40
		Fluvial	2.24	Grava	40
		Suelta	1.84	Compacta arenosa	40-45
		Arenosa	1.92	Suelta arenosa	35-40
	ROCA SUELTA	Granito	1.60-2.00	Piedra partida o en fragmentos	35-45
		Basalto	1.76-2.24	Yeso fragmentado	35-45
		Calcareo	1.28-1.92	Folhelho fragmentado	30-35
		Yeso	1.00-1.28		
	ARCILLA	Seca	1.76	Bolques de arcilla seca	30
		Húmeda	1.84	Bolques de arcilla húmeda	40
Saturada		1.92	Arcilla compacta	10-20	
Marga arenosa		1.60	Arcilla blanda	5-7	
Marga		1.76	Material calcareo de zona de deslizamiento	20-27	
Con grava		2.00	Material de falla	14-22	
COHESIVO	COBERTURA	Suelo superficial	1.36		
		Suelo seco	1.44	Suelo de cobertura	30-35
		Suelo húmedo	1.60		
		Suelo saturado	1.68		
	MACIZO ROCOSO	Granito	2.61	Granito	30-50
		Quarzita	2.61	Quarzita	30-45
		Arenisca	1.95	Arenisca	30-45
		Caliza	3.17	Caliza	30-50
		Pórfido	2.58	Pórfido	30-40
		Folhelho	2.40	Folhelho	27-45
Yeso	1.76	Yeso	30-40		

(20)

Debe considerarse que tanto la fricción como la cohesión, se alteran cuando se modifica la humedad del terreno. Dado que ambos parámetros influyen sensiblemente en la determinación del empuje activo, debe cuidarse mucho cual es el valor adoptado. Suele ser conveniente gran influencia sobre el valor final de empuje (20).

Para terraplenes compactados, puede adoptarse un valor de $\phi = 30^\circ$. Tras el muro se admite una distribución uniformemente variada de presiones, con lo cual el empuje toma una configuración triangular (20).

El empuje activo es calculado en función del peso del terreno y de la altura del muro, siendo su valor reducido debido al coeficiente de empuje activo K_a .

Como se dijo, el valor del coeficiente de empuje activo depende del ángulo β ya mencionado, de ε que es el ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, de ϕ ángulo de fricción interna del terreno, de γ ángulo de fricción entre el muro y el terreno (20).

En los muros en gaviones, se puede asumir $\delta = \varphi$. Si tras el muro hay un geotextil $\delta = 0.9\varphi$. Estos valores favorables, se deben a la alta rugosidad de la estructura de gaviones que aumenta sensiblemente la fricción (20).

δ determina también el ángulo entre la dirección de empuje y la normal a su plano de aplicación. El valor del coeficiente de empuje K_a es determinado por la expresión:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \varphi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi - \delta)\text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\varphi - \delta)\text{sen}(\varphi - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Para facilitar el cálculo, el coeficiente K_a se encuentra tabulado en las gráficas del **Anexo No.2** en las cuales se consideran cuatro valores de β normalmente usados en la práctica y diferentes valores de φ y ε . Para valores intermedios de β es posible interpolar (20).

El empuje activo está determinado por la expresión:

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2c \sqrt{K_a} \text{ [t/m]}$$

en la cual:

γ_s = peso específico del suelo

c = cohesión

$H = [h + (b-a) \text{tg}\alpha]$, altura de actuación del empuje, siendo:

h = altura del muro

b = base del muro despreciando los escalones externos

a = ancho del muro en la cima (20).

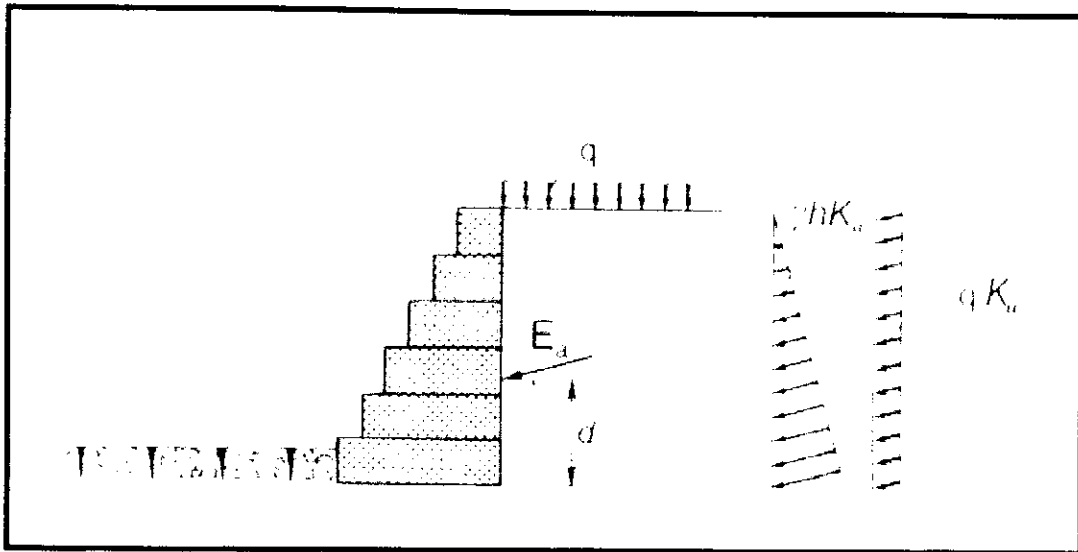
Debe recordarse la consideración hecha por la cohesión. En el caso de sobrecarga sobre el terraplén, siendo q el valor de la misma, ésta es asimilada a un relleno de altura h_s , de las mismas características del terreno siendo $h_s = q/\gamma_s$. Luego el empuje (**Figura No.44**). Será:

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a [1 + (2h_s/H)] - 2cH\sqrt{K_a}$$

Normalmente con sobrecargas debido a vehículos, se adopta:

$$q = 1.5 \text{ a } 2.0 \text{ t/m}^2$$

Figura No.44. Distribución del empuje en presencia de una carga uniforme



La altura del punto de aplicación del empuje es de difícil evaluación y varía bastante en la práctica. Normalmente puede producirse a una altura comprendida entre $0.5H$ y $0.33H$ (20).

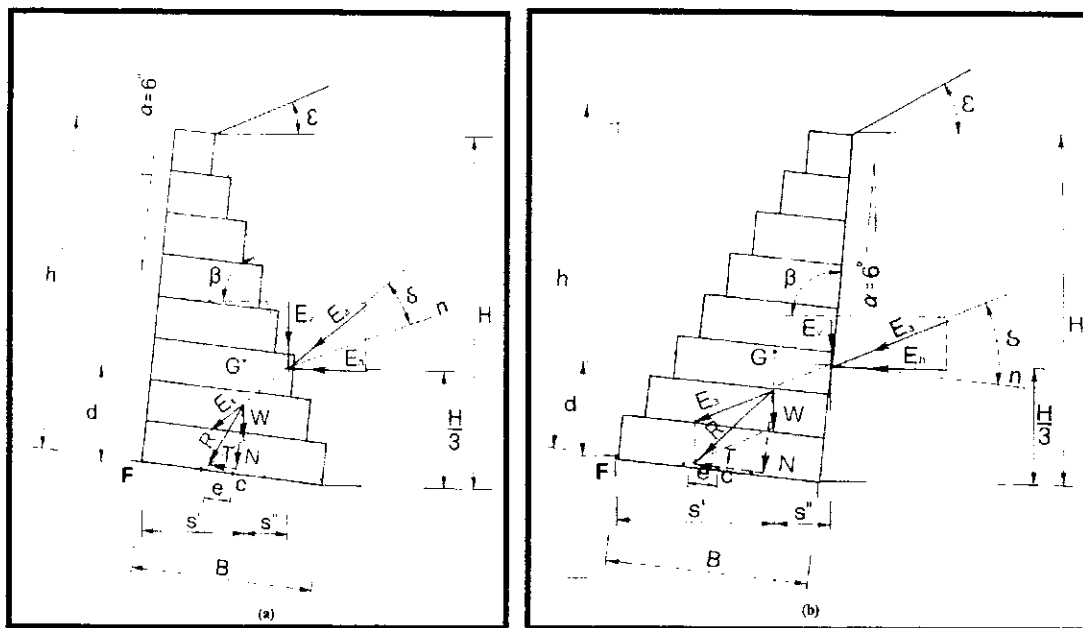
Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y sobrecarga (20).

Normalmente se considera a $0.33H$ (ver **Figura No.45 a y b**). Con sobrecargas se tiene:

$$d = \frac{H}{3} \frac{(H + 3h_s) - B \operatorname{sen} \alpha}{(H + 2h_s)}$$

En la cual d es la altura de aplicación del empuje activo, medida en forma vertical desde la horizontal que pasa por el punto de rotación F y B es la base del muro. Si no hay sobrecarga $d = H/3 - \beta \operatorname{sen} \alpha$, si $\alpha = 0$, $d = H/3$ (20).

Figura No.45. Determinación de la altura del punto de aplicación del empuje y de fuerzas estabilizantes y desestabilizantes.



3. Criterios de verificación de la estabilidad

Se debe calcular:

- Seguridad del desplazamiento
- Seguridad del volteo
- Carga sobre el terreno
- Verificación en secciones intermedias
- Seguridad de rotura global

Las fuerzas estabilizantes y desestabilizantes son indicadas en los diseños que sigue para muros con escalones internos (**Figura No.45 a**) y externos (**Figura No.45 b**) (20).

Al enterrar un muro aparece un estado de empuje pasivo que es conveniente despreciar para estar del lado de la seguridad (20).

4. Verificación de la seguridad al deslizamiento

Se considera el plano ortogonal que pasa por la base del muro, se tiene:

$$\eta' = \frac{F_{en} \operatorname{tg} \varphi + F_{eh}}{F_d}$$

en la cual:

F_{en} = Fuerza estabilizante normal

F_{eh} = Fuerza estabilizante horizontal

F_d = Fuerza desestabilizante

$$\eta' = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \operatorname{tg} \phi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + cB}{E_h \cos \alpha} \geq 1.5$$

en la cual:

W = Peso propio de la estructura. Depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacíos (n) alrededor de 0.3, es decir, 30% con lo cual tendremos γ_g según la relación de la **Figura No.46** o la expresión:

$$\gamma_g = \gamma_p (1-n)$$

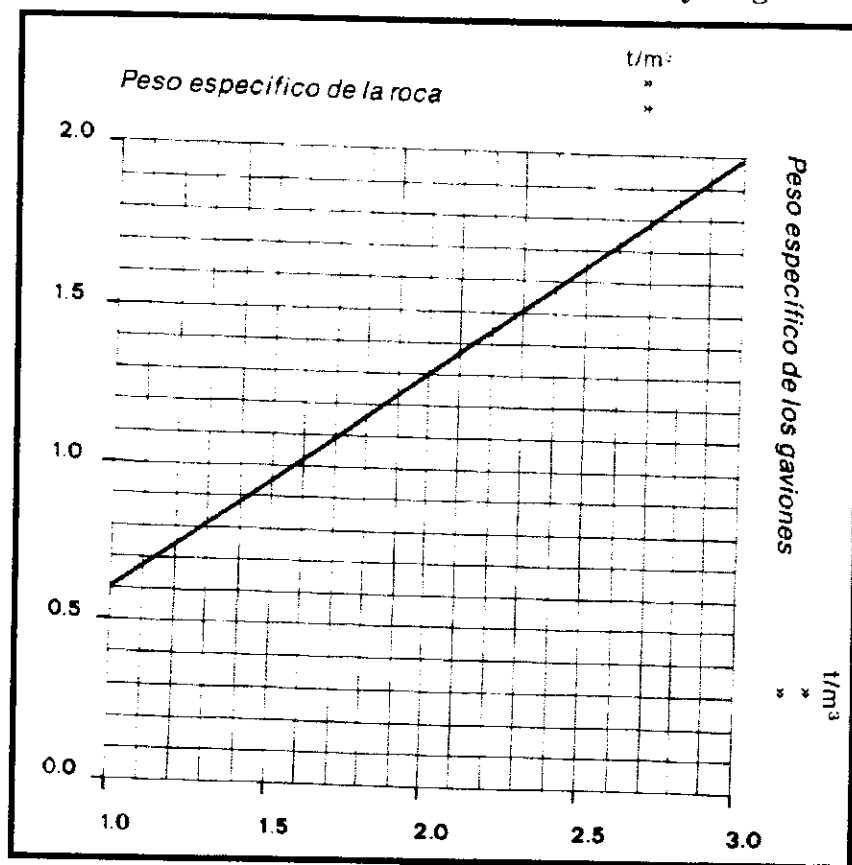
γ_p se obtiene de la **Tabla No.11** en la cual son relacionados los pesos específicos por diferentes tipos de roca (20).

Tabla No.11. Peso diferente para diferentes tipos de rocas.

TIPO DE ROCA	PESO ESPECIFICO (t/m ³)
Basalto	2.9
Granito	2.6
Caliza compacta	2.6
Traquita	2.5
Guijarro de río	2.3
Arsénica	2.3
Caliza tierna	2.2
Toba	1.7

(20)

Figura No.46. Relación peso específico de la roca y los gaviones.



Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra partida de cantera se considera igual a 1.7 t/m^3 .

$E_v = E_a \text{ sen } (90 - \delta - \beta)$; componente vertical de empuje activo

$E_h = E_a \text{ cos } (90 - \delta - \beta)$; componente horizontal del empuje activo.

c = Cohesión (es conveniente despreciarla)

B = Ancho de la base del muro.

α = Inclinación del muro

Para la verificación del deslizamiento, se ha transformado la fuerza normal en horizontal multiplicándola por el coeficiente f . Este valor es el coeficiente de fricción de suelo del gavión (20).

En pruebas realizadas por la MACCAFERRI y otras hechas por el I.C.E. (Instituto Costarricense de Electricidad) se han obtenido para terrenos cohesivos, valores de rozamiento altos de 0.7 a 0.75. En este valor interviene la cohesión, sin la cual el

coeficiente será menor. En las mismas mediciones se comprobó que el coeficiente de rozamiento entre un gavión y una superficie de hormigón es $f = 0.64$ (20).

Por seguridad adopta siempre el mismo valor $f = \operatorname{tg}\varphi$ independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre suelo y suelo (20).

5. Verificación de la seguridad al volteo

Se considera como fuerza estabilizante, el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante, la componente horizontal del empuje activo. Se tiene:

$$M_v = E_a d; \text{ momento resistente}$$

$$M_r = Ws' + E_{vs}; \text{ momento resistente}$$

en las cuales:

d = distancia entre el punto de rotación y el punto de aplicación del empuje activo medida sobre la vertical.

$$s = B \cos \alpha - \frac{H(H + 3hs)}{3(H + 3hs) \operatorname{tg} \beta}; \text{ distancia entre el punto de rotación y el punto}$$

de aplicación de empuje medida sobre la horizontal.

$$s' = X_g \cos \alpha + Y_g \operatorname{sen} \alpha \quad \text{en la cual:}$$

X_g y Y_g : son las coordenadas del centro de gravedad del muro referidas a un sistema de ejes cuyos origen coincide con el punto F .

El coeficiente de volteo será:

$$\eta'' = M_r/M_v \geq 1.5 \quad (20).$$

6. Verificación de las tensiones transmitidas al terreno

El valor de la tensión resultante, debe mantenerse por debajo de la tensión admisible del terreno. Este valor puede calcularse aplicando las expresiones de **Terzaghi**, **Hansen**, **Meyerhoff**, etc. También pueden usarse las tablas que dan la resistencia del tipo de suelo (**Tabla No. 12**), y para arenas y arcillas en función del SPT (**Tabla No.13**) (20).

Tabla No. 12. Resistencias en función del tipo de suelo

TENSIONES ADMISIBLES BASICAS PARA TERRENOS DE SOPORTE		kg/cm²
a. Roca viva, maciza sin laminaciones, fisuras o signos de descomposición, tales como: gneis, granito, basalto.		100
b. Rocas laminadas, con pequeñas fisuras estratificadas tales como: esquistos		35
c. Depósitos compactos y continuos de rocas y piedras de diversos tipos		10
d. Suelo cementado		8
e. Grava compacta o mezclas compactas de arena y grava		5
f. Grava suelta o mezclas de arena y grava. Arena gruesa compacta.		3
g. Arena suelta gruesa. Arena fina compacta.		2
h. Arena fina suelta		1
i. Arena dura		3
j. Arcilla compacta		2
k. Arcilla medianamente compacta		1
l. Arcilla blanda		*
m. Arcilla muy blanda		*
n. Rellenos		*
o. Otros suelos no incluidos en esta tabla.		*

* Se exigen estudios especiales o experiencias locales (20).

Tabla No. 13. Resistencias para arenas y arcillas en función del TEP (Test estandar de Penetración, en inglés SPT)

ARENAS		
Resistencia a la penetración N (golpes/30 cm) SPT - Standard Penetration Test	Compacidad	Tensión admisible (kg/cm² fund. dir.) Zapatas 3 x 3 m
0-4	Muy suelta	----
4-10	Suelta	0.8
10-30	Media	0.8-3.0
30-50	Compacta	3.0-5.0
11	Muy compacta	5.0
ARCILLAS		
Resistencia a la penetración N (golpes/30 cm) SPT - Standard Penetration Test	Consistencia	Tensión admisible (kg/cm² fund. dir.) Zapatas 3 x 3 m
2	Muy blanda	0 - 0.45
2-4	Blanda	0.45-0.90
4-8	Media	0.90-1.80
8-15	Compacta	1.80-3.60
15-30	Muy compacta	3.60-7.20
30	Dura	7.20

(20)

Debido a la alta flexibilidad de los gaviones es posible admitir que la resultante caiga fuera del núcleo central de inercia, sin llegar a valores en la tensión de tracción, ya que se reduce la sección de trabajo de la base (20).

La excentricidad real será:

$$e' = (B/2) - e \text{ (para } e > B/6)$$

$$\sigma_1 = (2N/3e')[t/m^2]$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{(B - 3e')}{3e'} [t/m^2]$$

Se considera conveniente que $\sigma_2 \leq 2 t/m^2$ en tracción y σ_1 no deba sobrepasar la tensión admisible del terreno (20).

7. Verificación de secciones intermedias

Es necesario verificar las secciones intermedias del muro en las cuales se tiene:

Momentos actuantes $M = M_r - M_b$, tensión de corte T y esfuerzo normal N . Dadas las características de resistencia a la tracción de los gaviones, la tensión máxima actuante cuando hay una excentricidad.

$$e = (B/2) - (M/N), \text{ vale:}$$

$$\sigma_{max} = N/(0.8x)$$

$$\text{En la cual } x = [(B/2) - e]/0.4$$

Este valor representa la parte de la sección que está trabajando a la compresión. Los valores de M , N y T , deben ser estudiados como se indicó al tratar la verificación del muro completo (20).

El valor σ_{max} no debe superar al admisible:

$$\sigma_{adm} = 50\gamma_g - 30 [t/m^2]$$

La tensión tangencial vale: $\tau = T/B [t/m^2]$ y deberá ser menor a:

$$\tau_{adm} = (N/B) \operatorname{tg}\varphi^* + c_g [t/m^2]$$

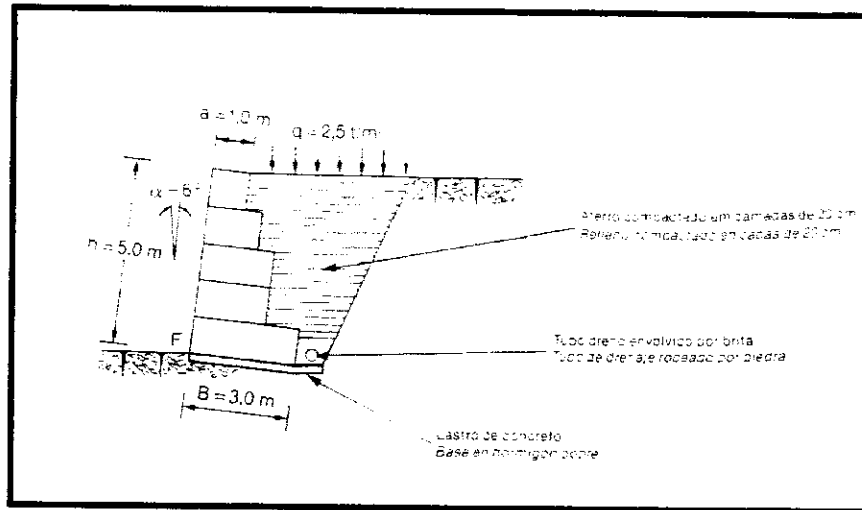
En la cual $\varphi^* = 25 \gamma_g - 10$, con γ_g expresado en $[t/m^3]$ y $c_g = (0.03P_u - 0.05) 10 [t/m^2]$, siendo P_u el peso de la red metálica (kg/m^3). Para gaviones estándar de $h = 1.0$ vale $8.6 kg/m^3$ y para gaviones de $h = 0.5$ m es de $12.0 kg/m^3$. Esto confirma la conveniencia de colocar gaviones de $h = 0.5$ m en el tercio inferior de los muros de gran altura. Debido a

la resistencia de la malla, las secciones intermedias casi siempre dan valores favorables, con respecto a la sección completa (20).

8. **Ejemplo del diseño de un muro de gaviones.**

a. **Ejemplo:** Verificar la estabilidad del muro de contención de gaviones ilustrado en la **Figura No.47**, siendo el peso específico de la piedra de relleno de los gaviones 2.43 t/m^3 y las características del terreno a contener $\gamma^s = 1.8 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$ y $c = 0 \text{ t/m}^2$. El suelo de la base, es una arcilla arenosa con una capacidad de soporte de 2.0 kg/cm^2 y $\varphi = 27^\circ$. El muro tiene una inclinación contra el terreno de 6° , teniendo una altura total medida paralelamente a la cara externa del mismo de 5.0 m . El talud sobre el muro es horizontal y sobre el mismo actúa una carga de 2.5 t/m^2 (20).

Figura No.47. Sección transversal.



b. **Solución:**

$$\beta = \arctg \frac{h}{B-a} + \alpha = \arctg \frac{5}{3-1} + 6^\circ \therefore \beta = 74.20^\circ$$

conocidos:

$\beta = 74.20^\circ$; $\varphi = 30^\circ$ y $\varepsilon = 0^\circ$, se obtiene del ábaco de la Figura No. 20 (gráficas pag 7)

$$K_a = 0.43$$

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a [1 + (2h_s/H)] - 2cH\sqrt{K_a}$$

$$\text{donde } H = [h + (B - a)\text{tg}\alpha]\text{cos}\alpha = [5 + (3 - 1)\text{tg } 6^\circ]\text{cos } 6^\circ \therefore H = 5.18 \text{ m y}$$

$$h_s = q/\gamma_s = 51.39 \text{ m}$$

$$\therefore E_a = \frac{1}{2} \times 1.8(5.18)2 \cdot 0.43 (1 + [(22 \times 1.39)/5.18] - 0) \quad \therefore E_a = 15.96 \text{ t/m}$$

$$d = \frac{H(H + 3h_s)}{3(H + 2h_s)} - B \operatorname{sen} \alpha = \frac{5.18(5.18 + 3 \times 1.39)}{3(5.18 + 2 \times 1.39)} - 3.0 \operatorname{sen} 6^\circ = 1.71 \text{ m}$$

$$\gamma_g = \gamma_p (1-n) = 2.43(1-0.3) \quad \therefore \gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$$

$$W = \text{área de la sección del muro. } \gamma_g = 9.5 \times 1.7 \quad \therefore W = 16.15 \text{ t/m}$$

$\delta = \varphi = 30^\circ$, admitiendo no tener filtro geotextil entre el muro y el relleno posterior (20).

(1) Verificación de la seguridad al deslizamiento

Las fuerzas aplicadas al sistema son:

$$W = 16.15 \text{ t/m}$$

$$E_v = E_a \operatorname{sen}(90^\circ + \delta - \beta) = 15.96 \operatorname{sen}(90^\circ + 30^\circ - 74.20^\circ) \quad \therefore E_v = 11.44 \text{ t/m}$$

$$E_h = E_a \cos(90^\circ + \delta - \beta) = 15.96 \cos(90^\circ + 30^\circ - 74.20^\circ) \quad \therefore E_h = 11.13 \text{ t/m}$$

$$\therefore \eta' = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \operatorname{tg} \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha}{E_h \cos \alpha}$$

$$\eta' = \frac{[(16.5 + 11.44) \cos 6^\circ + 11.13 \operatorname{sen} 6^\circ] \operatorname{tg} 27^\circ + (16.15 + 11.44) \operatorname{sen} 6^\circ}{11.13 \cos 6^\circ}$$

$$\eta' = 1.58 > 1.5$$

(2) Verificación de la seguridad al vuelco

El momento volcador vale:

$$M_v = E_h d = 11.13 \times 1.71 = 19.03 \text{ tm/m}$$

El momento resistente vale:

$$M_r = Ws' + E_v s$$

donde

$$s = B \cos \alpha - \frac{[H(H + 3h_s)]}{[3(H + 2h_s)] \operatorname{tg} \beta} \quad \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{1}{\operatorname{tg} 74.2^\circ} = \frac{1}{3 \cos 6^\circ} - \frac{5.18(5.18 + 3 \times 1.39)}{3(5.18 + 2 \times 1.39)}$$

$$s = 2.41 \text{ m}$$

$$s' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$$

siendo X_g y Y_g coordenadas del centro de gravedad del muro:

$$X_g = 1.06 \text{ m} \text{ y } Y_g = 2.03 \text{ m}$$

$$s' = 1.06 \cos 6^\circ + 2.03 \sin 6^\circ = 1.27 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$M_r = Ws' - E_v s = 16.15 \times 1.27 + 11.44 \times 2.41 = 48.08 \text{ tm/m}$$

$$n'' = \frac{M_r}{M_v} = \frac{48.08}{19.03} = 2.53 > 1.5$$

(3) Verificación de las tensiones en el suelo

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_r - M_v}{N}$$

donde:

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_r \sin \alpha = (16.15 + 11.44) \cos 6^\circ + 11.3 \sin 6^\circ = 28.6 \text{ t/m}$$

$$e = \frac{3}{2} - \frac{48.08 - 19.03}{28.6} = 0.48 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.5 \text{ m}$$

Por lo tanto, la resultante cae dentro del núcleo central y las tensiones valen:

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} (1 + \frac{6e}{B}) = \frac{28.6}{3} (1 + \frac{6 \times 0.48}{3}) = 18.68 \text{ t/m}^2 = 1.87 \text{ kg/cm}^2 < 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} (1 - \frac{6e}{B}) = \frac{28.6}{3} (1 - \frac{6 \times 0.48}{3}) = 0.38 \text{ t/m}^2 = 0.04 \text{ kg/cm}^2 < 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

Para este caso, como para la mayoría, las verificaciones de estabilidad de las secciones intermedias verifican satisfactoriamente. A título ilustrativo, será verificada la sección que surge despreciando el gavión de base (20).

(4) Verificación de la sección intermedia

$$\beta = 81.96; \varphi = 30^\circ \text{ y } \varepsilon = 0 \therefore K_a = 0.38$$

$$H = [4 + (2-1) \operatorname{tg} 6^\circ] \cos 6^\circ = 4.08 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times 1.8(4.08)^2 \cdot 0.38 \left(1 + \frac{2 \times 1.39}{4.08}\right) = 9.57 \text{ t/m}$$

$$d = \frac{4.08 (4.08 - 3 \times 1.39)}{3 (4.08 - 2 \times 1.39)} = 2 \operatorname{sen} 6^\circ = 1.42$$

$$\gamma_g = 1.7 \text{ y } W = 6.5 \times 1.7 = 11.05 \text{ t/m}; \quad \varphi = \delta = 30^\circ$$

$$E_v = 5.9 \text{ t/m}$$

$$E_h = 7.53 \text{ t/m}$$

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha = 17.64 \text{ t/m}$$

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha = 5.71 \text{ t/m}$$

$$2 = \frac{2 \cos 6^\circ - \frac{4.08 (4.08 - 3 \times 1.39)}{3 (4.08 - 2 \times 1.39)} \times \frac{1}{\operatorname{tg} 81.96^\circ}}{3} = 1.76 \text{ m}$$

$$X_g = 0.86 \text{ m}; \quad Y_g = 1.73 \text{ m}$$

$$s' = 0.86 \cos 6^\circ + 1.73 \operatorname{sen} 6^\circ = 1.04 \text{ m}$$

$$M_r = 11.05 \times 1.04 + 5.9 \times 1.76 = 21.88 \text{ tm/m}$$

$$M_v = 7.53 \times 1.42 = 10.69 \text{ tm/m}$$

$$M = M_r - M_v = 11.19 \text{ tm/m} \quad \eta'' = \frac{M_r}{M_v} = 2.05 > 1.5$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N} = \frac{2}{2} - \frac{11.19}{17.64} = 0.36 \text{ m}$$

$$x = \frac{(B/2 - e)}{0.4} = \frac{(2 - 0.36)}{0.4} = 1.6 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{0.8x} = \frac{17.11}{0.8 \times 1.6} = 13.78 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 40 + 50(\gamma_g - 1.4) = 40 + 50(1.7 - 1.4) = 55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$\tau = T/B = 5.71/2 = 2.85 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{adm} = N \operatorname{tg} \varphi^* / B + c_g$$

$$\varphi^* = 25\gamma_g - 10 = 25 \times 1.7 - 10 = 32.5^\circ$$

$$c_g = (0.03 P_u - 0.05) 10 = (0.03 \times 08.6 - 0.05) 10 = 2.08 \text{ t/m}^2$$

P_u vale 8.6 kg/m³ para gaviones de altura 1.0 m, malla 8 X 10

$$\varnothing 2.70 \text{ mm. } \therefore \tau_{adm} = 17.64 \operatorname{tg} 32.5^\circ / 2 + 2.08 = 7.69 \text{ t/m}^2$$

$$\tau < \tau_{adm}$$

(20).

VII. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS METODOS

A. METODO DE TABLESTACAS

1. Tablestacas de acero

a. **Ventajas**

(1) Resistentes a la presión del suelo o agua después que éstas han sido colocadas sin usar refuerzos adicionales.

(2) Rigidez para evitar pandeo cuando está siendo hincada.

(3) A prueba de filtraciones.

(4) Las piezas son de fácil fabricación (13 a).

b. **Desventajas**

(1) No se puede hincar en cualquier tipo de suelo. Si el estrato que se encuentra debajo del estrato compacto es generalmente débil o compresible, hay que hincar la tablestaca a una profundidad mayor hasta encontrar suelo firme (13 a).

(2) Tienden a dañarse por efectos de abrasión, erosión u oxidación (13 a).

(3) Las tablestacas de acero en voladizo, están sujetas a grandes deflexiones laterales (8).

2. Tablestacas de PVC

a. **Ventajas**

(1) Duraderos (22).

(2) Fuertes (22).

(3) Resistentes a la intemperie (22).

(4) Son livianos (22).

(5) No permiten que haya lixiviación de químicos o preservantes hacia el agua o hacia la tierra. No se deteriora ni en aguas frescas o saladas. Este material no puede ser carcomido por xilófagos marinos, o ser destruido por descomposición, óxido, corrosión galvánica o, condiciones de suelo alcalinas o altamente ácidas (22).

(6) Este tipo de tablestaca está disponible en PVC 100 % reciclado el cual es más económico que el virgen(22).

b. **Desventajas**

(1) No son aplicables para cualquier tipo de suelo, como por ejemplo roca (22).

(2) Las tablestacas de PVC no se producen localmente, es necesario importarlas. Por lo tanto se eleva el costo y el tiempo de transporte (22).

(3) Tiene un límite de altura de construcción entre 16-20 pies (22).

B. **METODO DE GEOTEXTIL**

1. **Ventajas**

a. No exigen mano de obra calificada, ni equipo pesado.

b. Tienen características filtrantes constantes y definidas.

c. Aceleran el avance de la obra ya que no requieren de otro material mas que la tela, el suelo y en algunos casos madera.

d. No tiene problemas de corrosión (3). Son materiales químicamente inertes (19).

e. Dadas las posibilidades de sembrar césped sobre el geotextil, éste presenta un solución ecológica (3).

f. El relleno puede contener finos (3).

2. **Desventajas**

a. No es recomendable aplicar sobrecargas arriba de 20 kN/m^2 , ya que se trata de construcciones blandas (19).

b. La protección de la superficie del geotextil contra la radiación UV debe ser garantizada a manera de evitar una reducción de la estabilidad por motivo de rebaja en la resistencia del mismo (19). Para prevenir la degradación contra UV, el muro debe estar recubierto con mortero a presión ("*shotcrete*") o asfalto, los cuales no son atractivamente estéticos (3).

c. Es susceptible a la degradación por oxidación producida por exposición calorífica (altas temperaturas) (3).

d. Puede existir degradación por hidrólisis, particularmente si está en contacto con líquidos altamente alcalinos (3).

e. Otros procesos que pueden degradar el geotextil son el ozono (en algunos climas), roedores, termitas y posiblemente una combinación de cualquiera de los anteriormente descritos (3).

f. El arrastramiento o deslizamiento en la base es potencialmente un problema (3).

C. CONCRETO

1. **Ventajas**

- a. Duradero.
- b. Se puede construir en cualquier tipo de suelo.
- c. Resistente a los golpes.

2. **Desventajas**

- a. Requiere mano de obra especializada.
- b. Requiere de formaleta para su construcción.
- c. Tiempo largo de construcción.
- d. Por su peso pueden haber asentamientos perceptibles.

D. GAVIONES

1. **Ventajas**

a. Los gaviones representan una solución extremadamente válida desde el punto de vista técnico y económico para la construcción de obras de contención, para cualquier ambiente, condición climática y aún de zonas de muy difícil acceso.

b. Gran flexibilidad que permite que la estructura se adapte a las deformaciones del terreno manteniendo su estabilidad y eficiencia (20).

c. Elevada resistencia debido al gran peso de la obra, la fricción entre las piedras, su resistencia a la compresión y la elevada tensión de tracción que es soportada por la malla (con baja deformación) (20).

d. La puesta en obra es extremadamente sencilla y económica y no requiere equipo ni mano de obra especializada (20).

e. Se integra armónicamente con el paisaje, permitiendo el desarrollo de vegetación, sin que ésto traiga inconvenientes, asegurándose por el avance de la naturaleza la estructura construida (20).

f. Algunos gaviones son más durables y resistentes a la corrosión, ya que están revestidos de un material plástico.

2. **Desventaja**

a. Si no está debidamente revestido, permite infiltración de agua (20).

b. No puede construirse sobre ellos una cubierta de concreto (de usarse como embarcadero, quedaría una superficie rústica) (20).

VIII. CONCLUSIONES

- A. El método de concreto funciona como cualquier muro de contención. Necesita formaleta, fundición y desencofrado de la formaleta. Para que llegue a su resistencia máxima, debe esperarse el fraguado del concreto. Por lo tanto, es un método lento de construcción.
- B. Los métodos rápidos son gaviones, geotextil y tablestacas. El método de geotextil puede prolongar el tiempo de construcción debido a que hay que compactar cada cama y generalmente se rellena a mano (paleado). En el método de tablestacas (si se usan ancladas) se puede prolongar el tiempo cuando se utilizan muertos para el anclaje. Estos hay que fundirlos y después, rellenar y compactar la capa de suelo que se encuentra sobre ellos. Existen otros tipos de anclaje que aceleran el tiempo de ejecución, tales como el ancla tipo "*mantarraya*". Este anclaje no se analizó en este trabajo.
- C. El método de tablestacas en voladizo es sumamente rápido de construir, pero no se recomienda para alturas muy elevadas. Pueden sufrir desplazamientos muy grandes en la parte superior, generalmente a la altura de la cubierta, y por consiguiente surgir agrietamientos en la superficie.
- D. El método de tablestacas es el más costoso por metro cuadrado de superficie de muro, debido al alto precio de las tablestacas.
- E. El método de geotextil es el más económico. No hay que hacer mayor gasto en otros materiales ya que únicamente utiliza el geotextil y el suelo existente para su construcción. En algunos casos, es necesario utilizar madera como formaleta para que las caras del muro queden completamente parejas. No es necesario apuntalar la formaleta.

Este método es recomendable para malecones de poca altura que se encuentran en aguas poco profundas y poco caudalosas.

F. Los métodos de concreto y tablestacas ancladas pueden utilizarse para la construcción de malecones de grandes alturas (+/- 50 pies). Recomendable para aguas profundas.

G. Para lugares donde las corrientes de agua y/u oleajes son fuertes, es recomendable construir malecones de concreto, tablestacas y/o gaviones. Estos métodos son resistentes, no se erosionan ni se degradan.

H. Los cuatro métodos principales para la construcción de malecones descritos en éste trabajo son amigables para con el medio ambiente (se considera el método de tablestacas de material de PVC).

I. Las tablestacas de acero, son de gran resistencia y permiten la construcción de muros de gran altura, pero son pesadas, poco maniobrables y se necesita de grúas para su movilización e hincado.

J. Las tablestacas de acero pueden oxidarse si no se les da el mantenimiento y/o tratamiento adecuado.

K. Las tablestacas de PVC son 100% reciclables.

L. Las tablestacas de PVC son livianas y fáciles de maniobrar. Se pueden hincar con facilidad utilizando métodos sencillos tales como pequeños martinets, martillos de mano, martillos de aire (compresor) adaptados, etc.

IX. BIBLIOGRAFIA

LIBROS Y TESIS

1. Ingold, T.S. Reinforced Earth. Thomas Ltd. Londres:1982. 141 pp.
2. Ingold, T.S. & Miller, K.S. Geotextiles Handbook. Thomas Telford. Londres: 1988. 151 pp.
3. Koerner, R.M. Designing with Geosynthetics. Tercera edición. Prentice Hall. New Jersey: 1994. 783 pp.
4. Merritt, F. Manual del Ingeniero Civil. Volumen III. McGraw Hill. México: 1988. Segunda edición. Sección 23.
5. 5, H. Diseño simplificado de concreto reforzado. Editorial Limusa. México: 1976 317 pp.
6. Quinn, A.D. Design construction of ports and marine structures. McGraw Hill Book Compnay. Segunda edición. Nueva York.: 1972. 611 pp.
7. Ramírez Ramila, C.E. Los geotextiles como alternativa ante problemas de ingeniería civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. Julio de 1986. 96 pp.
8. Teng, W.C. Foundation Design. Civil Engineering and Engineering Mechanics Series. Prentice-Hall, Inc. New Jersey: 1962. 466 pp.
9. Tschebotarioff, G.P. Foundations, Retaining and Earth Structures. The Art of Design and Construction and Its Scientific Basis in Soil Mechanics. Segunda edición. McGraw-Hill Book Company. Nueva York: 1979. 642 pp.

DICCIONARIOS

10. Diccionario de la Real Academia Española. Tomo II. Vigésima edición. Real Academia Española. Madrid: 1984.
11. Webster's Third New International Dictionary. Volumen I. Encyclopedia Britannica, Inc. London: 1981.

ARTICULOS

12. Design and performance of Earth retaining structures.

Proceedings of a Conference. Geotechnical Special Publication. (25). American Society of Civil Engineers (ASCE). Nueva York: Junio 18-21, 1990.

- a. Duncan, J.M., et.al. "*Behavior and Design of Gravity Earth Retaining Structures*". Pag. 251-277.
- b. Gazetas, G., Dakoulas, P. & Dennehy, K. "*Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls*". Pag. 232-250.
- c. Munfakh, G.A. "*Innotative Earth Retaining Structures: Selection, Design & Performance*". Pag. 85-118.
- d. Keller, G.R. "*Alternative Wall and Reinforced Fill Experiences on Forest Roads*". Pag. 155-169.
- e. O'Rourke, T.D. & Jones, C.J.F.P. "*Overview of Earth Retention System: 1970-1990*". Pag. 22-49.
- f. Schnore, A.R. "*Selecting Retaining Wall Type and Specifying Proprietary Retaining Walls in NYSDOT Practice*" Pag. 119-124.
- g. Schroeder, W.L. "*Cellular Sheeptiles Bulkheads*". Pag. 190-216.
- h. Schlosser, F. "*Mechanically Stabilized Earth Retaining Structures in Europe*". Pag. 347-377.
- i. Steedman, R.S. & X. Zeng. "*The Seismic Response of Waterfront Retaining Walls*" . Pag. 872-886.

13. Piles and Foundations. Thomas Telford Limited. Londres: 1981

- a. Macley, F. "*The history and development of sheet piling*". Pag. 100-120.
- b. Cornfield, G.M. & D. Waite "*Sheet piling*" Pag. 90-99

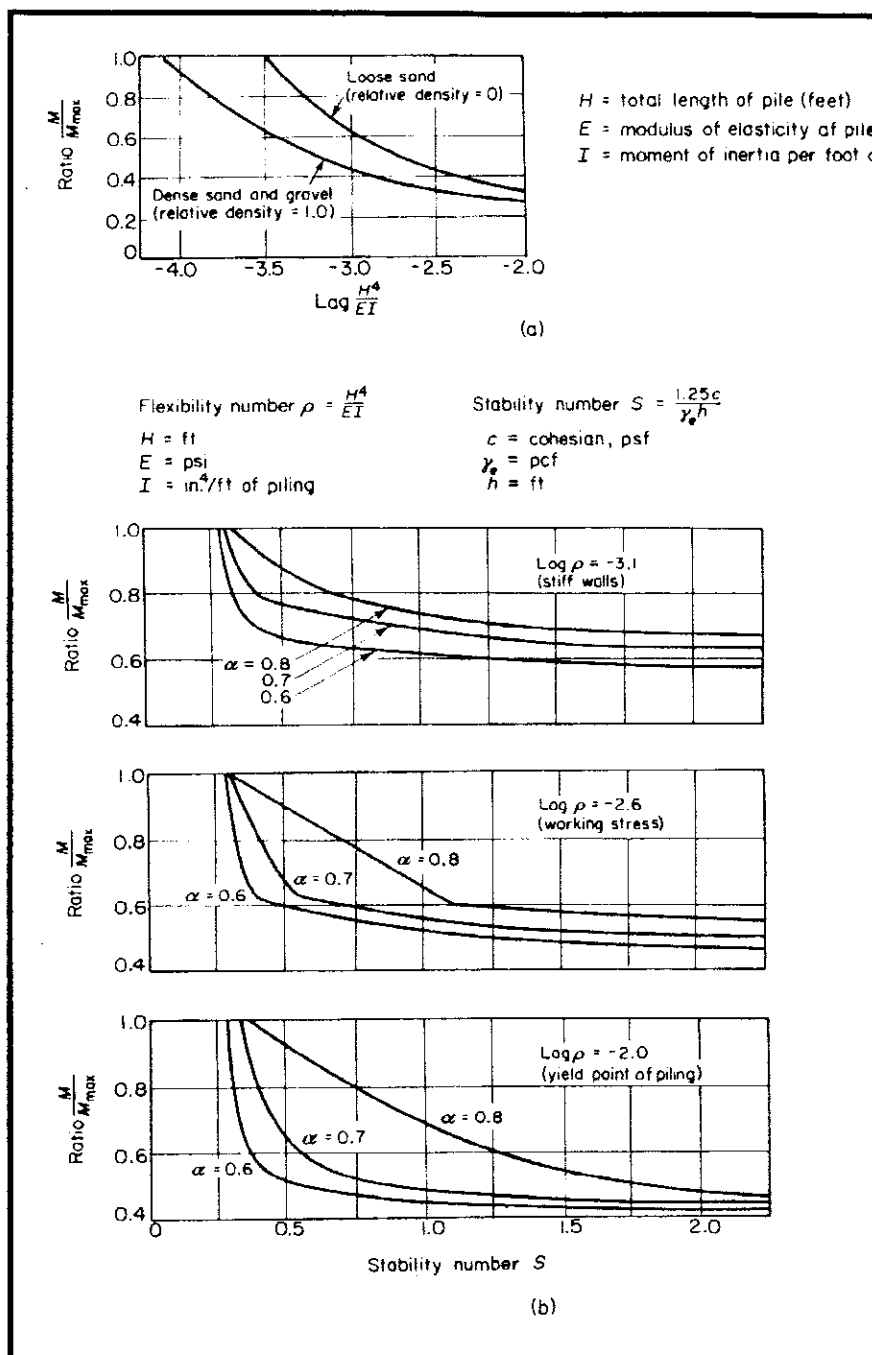
FOLLETOS INFORMATIVOS Y MANUALES

14. *Bethlehem V-STAR 50. H-Piles & Sheet Piling.* Bethlehem: Abril 1991.
15. *Bethlehem Hot-Rolled PLZ23 and PLZ25 Intermediate Sheet Piling Sections.* Bethlehem: Noviembre: 1993.
16. *Bethlehem Box Piles for High Modulus Applications.* Bethlehem: Septiembre:1990.
17. *C-LOC®. Simple, Affordable Erosion Control.*
Shore Guard Vinil Seawalls. Installation Guidelines. Enero: 1994.
18. *C-LOC®. Technical Bulletin. .*
19. *Diseño y Práctica. Manual Técnico para el empleo del geotextil en la planificación y realización de proyectos con el fieltro de filamentos continuos de polipropileno ligados mecánicamente Polyfelt TS.* Field Lining Services of Latin América: 1990. Secciones I-3-9, 12-2-13.
20. *Estructuras flexibles en gaviones en las obras de contención.*
MACCAFERRI/Gabiones. MACCAFERRI GABIOS DO BRASIL LTDA. Brasl: 1990.
21. *Shore Guard Vinil Seawalls. ShoreGuard Rigid Vinil Sheet Piling Product Data Sheeet.* Enero: 1994.
22. *Shore Guard Vinil Seawalls. ShoreGuard Rigid Vinil Sheet Piling Product Installation Guidelines.* Enero: 1994.
23. *TREVIRA®. Spundcond Engineering Fabric for Fabric Walls. Rev.* April, 1987. American Hoechst Corporation.

ANEXOS

ANEXO No.1

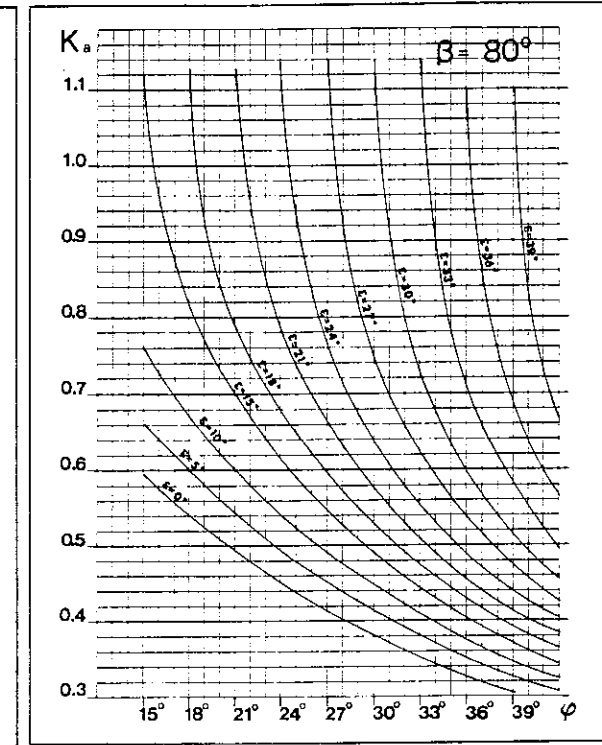
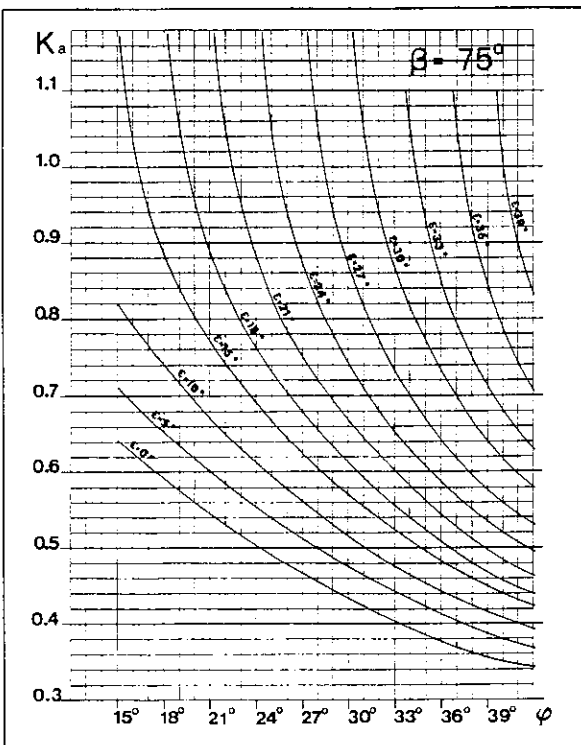
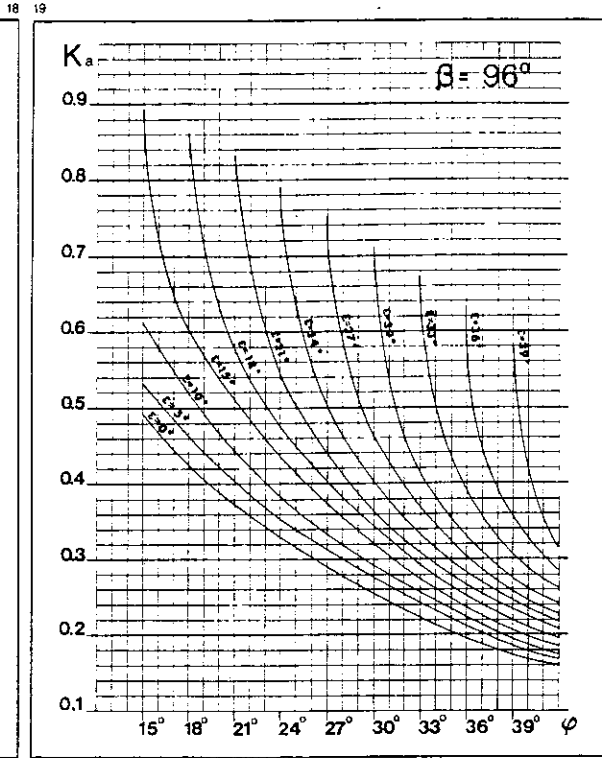
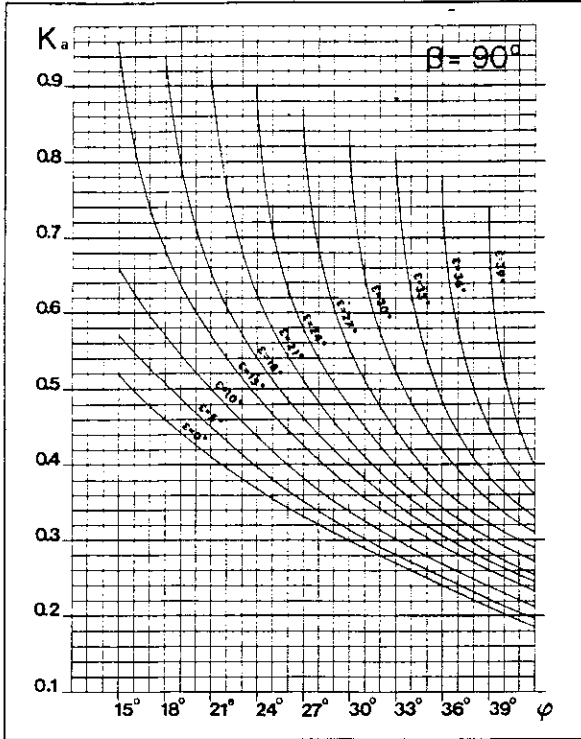
RELACIÓN ENTRE EL MOMENTO FLEXIONANTE EXISTENTE EN LAS TABLESTACAS ANCLADAS Y LOS FACTORES S , ρ Y α



ANEXO No.2

GRAFICAS PARA LA DETERMINACION DEL EMPUJE ACTIVO K_a

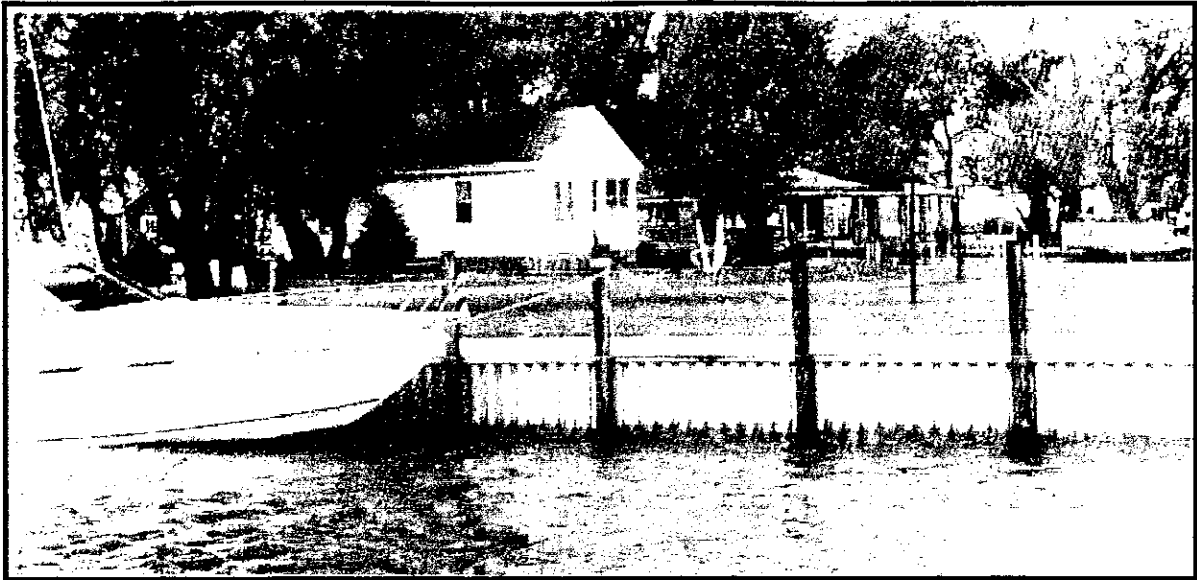
Figs. 18, 19, 20 e 21 - Abacos para determinação de K_a
 Figs. 18, 19, 20 y 21 - Abacos para la determinación de K_a



ANEXO No.3

APLICACIONES DE TABLESTACAS DE PVC

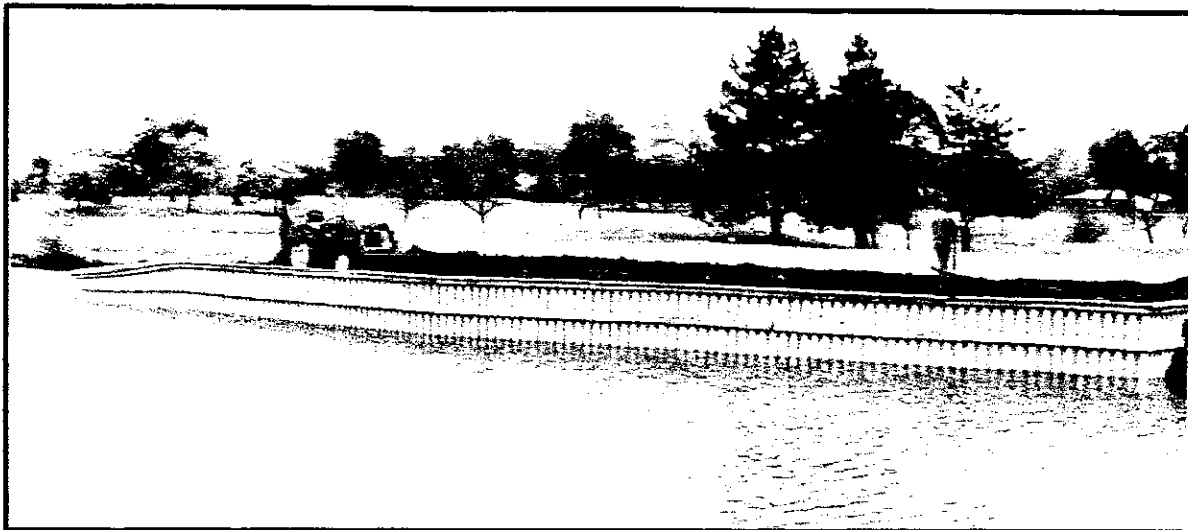
Vista de un muelle (malecón) de tablestacas de PVC.



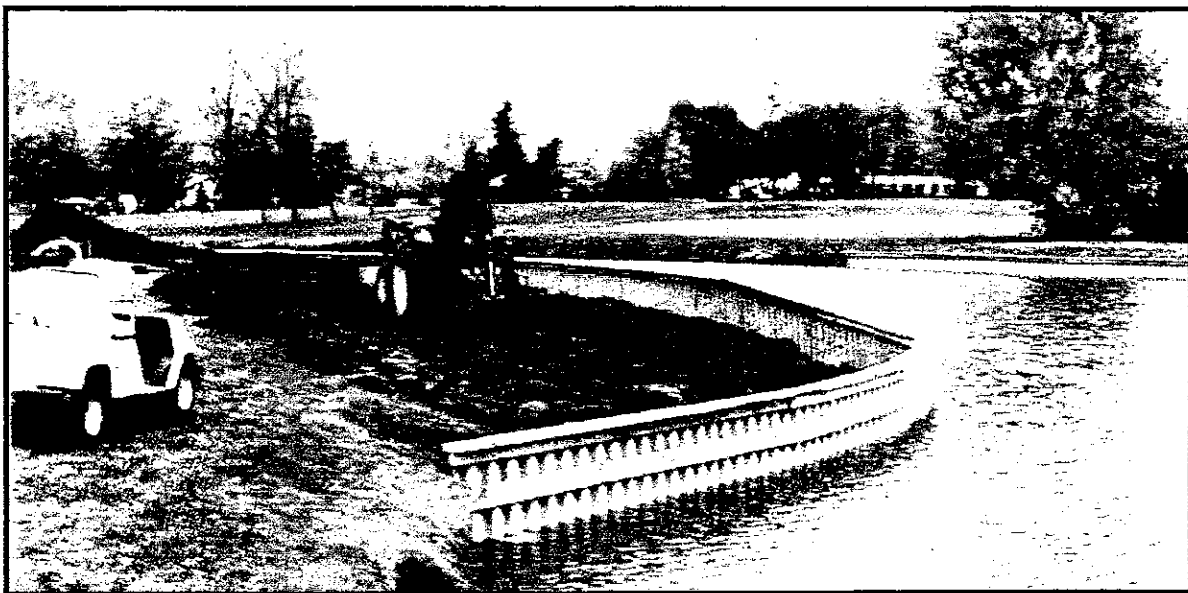
Antes (recuadro) y después de construido el malecón.



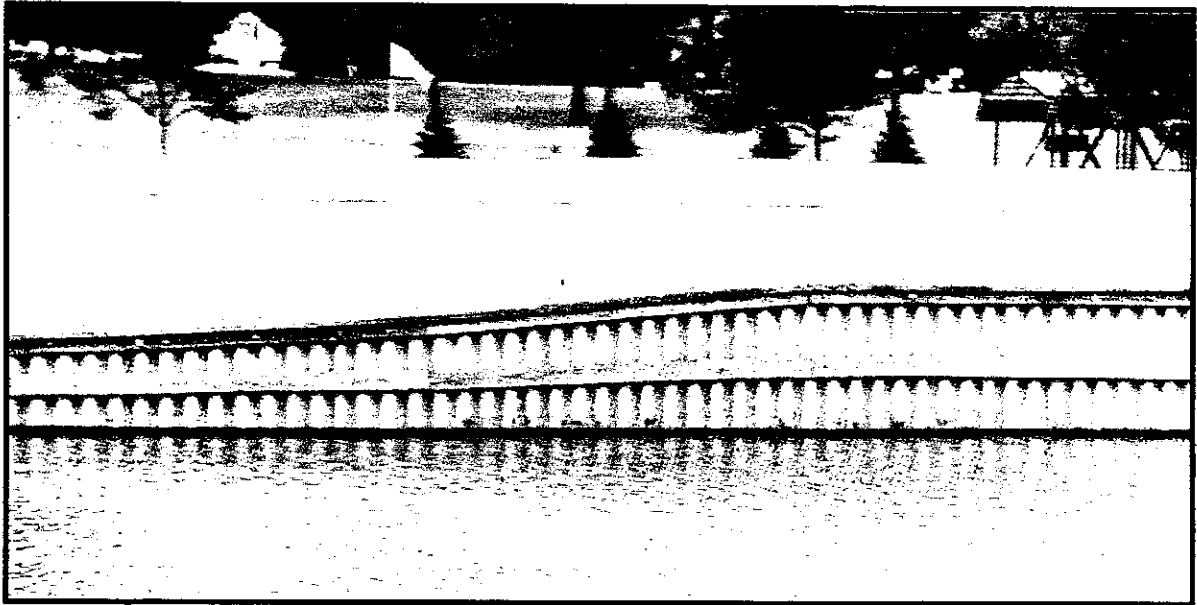
Vista frontal de un malec3n para campo de golf.



Vista posterior de la figura anterior.



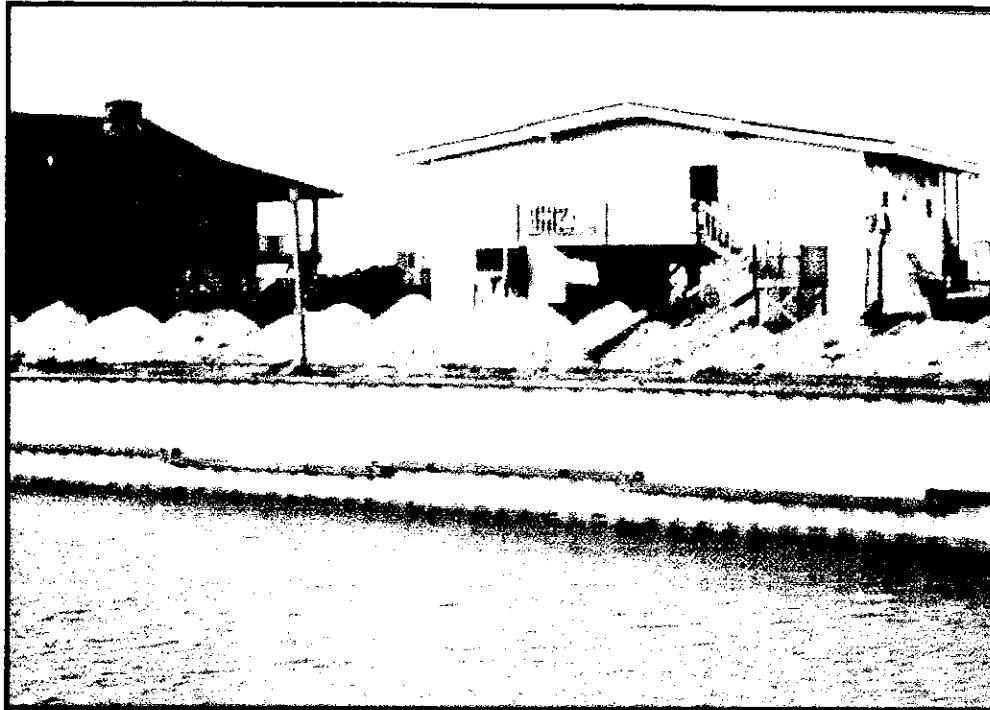
Campo de golf y malec3n terminados.



ANEXO No.4

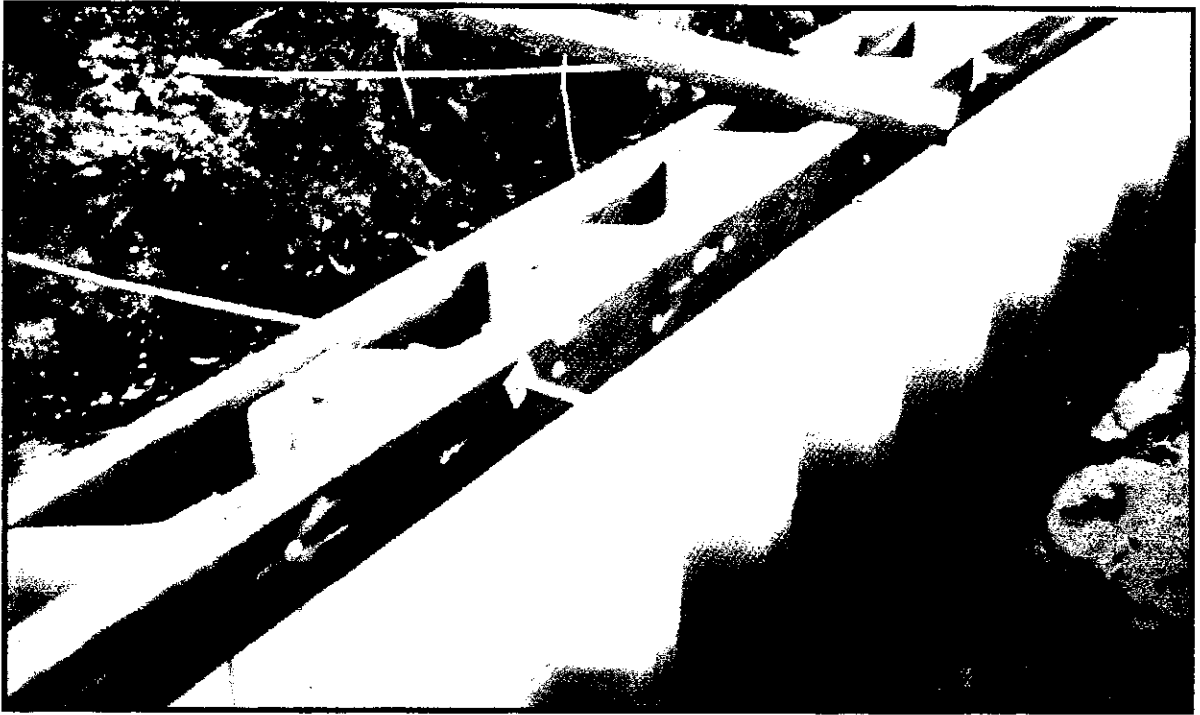
VIGAS DE AMARRE EN LOS MALECONES DE TABLESTACAS DE PVC

Una vista de las vigas de amarre en los malecones de tablestacas.



Vista de vigas de amarre y tensores en malecones de tablestacas.

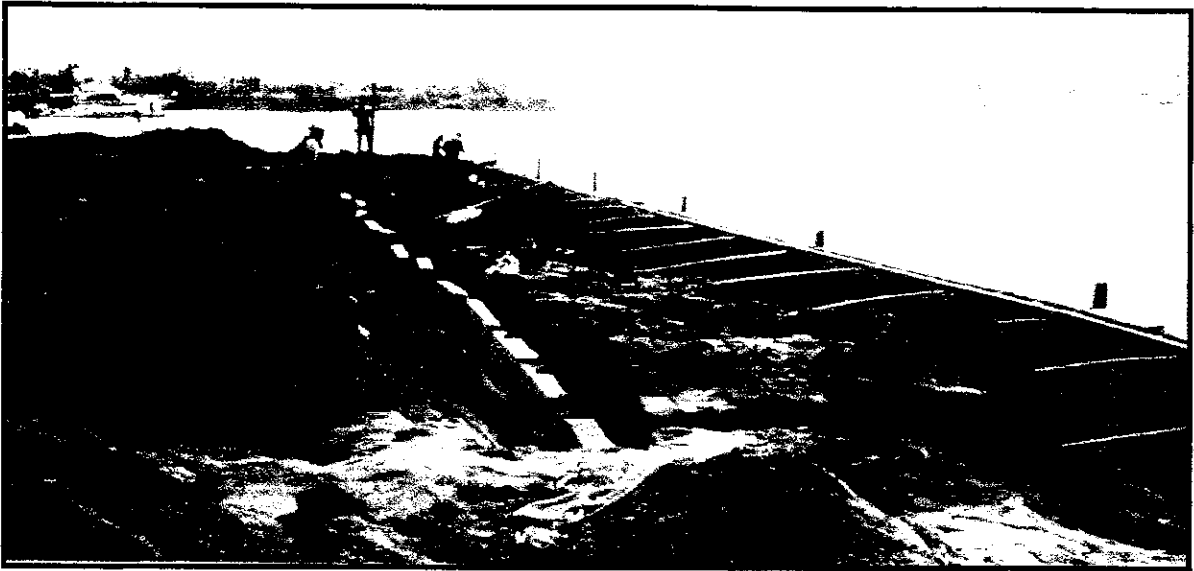




ANEXO No.5

CONSTRUCCION DE MUERTOS Y TENSORES EN TABLESTACAS

Vista de construcción de muertos y tensores para malecones de tablestacas.



ANEXO No.6

HINCADO DE TABLESTACAS

Uno de los métodos de hincado de tablestacas.
Este caso es pistola o martillo de aire a compresión.



