



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
"ACATLAN"

SISTEMA DE TIERRA ARMADA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:
FIDEL MEZA MUÑOZ

ASESOR: ING. CELSO BARRERA CHAVEZ

NAUCALPAN, EDO. DE MEXICO

SEPTIEMBRE 2006



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICADO A MIS PADRES Y HERMANOS.

GRACIAS A MIS PADRES:

Maria Rosa y Gerardo, por su amor, cariño, comprensión y apoyo en todo momento, por guiarme con fe de la mano de Dios y hacerme entender que todo en este mundo es fruto del esfuerzo y del trabajo, gracias padres porque sin duda esto es el reflejo de su inmenso amor, los amo.

GRACIAS A MIS HERMANOS:

Luis Gerardo y Javier porque ustedes siempre al igual que mis padres han estado a mi lado en los momentos dulces y difíciles hablando, motivando, amenizando y hasta peleando, pero siempre me han hecho ver que todo se logra si nos lo proponemos, gracias hermanos, los amo.

GRACIAS A MI FAMILIA:

A mis abuelos Loreto y Esperanza por su amor, sus sabios consejos y vivencias, a mis tíos y tías a mis primos y primas por su cariño y su presencia en los momentos necesarios..

GRACIAS A MI ASESOR:

Ingeniero Celso Barrera Chávez por ser mi profesor durante la carrera y mi guía en este trabajo de tesis, además de compartir una grata amistad.

CONTENIDO**“SISTEMA DE TIERRA ARMADA”**

Página.

➤	INTRODUCCIÓN.....	1
➤	CAPÍTULO 1.- ANTECEDENTES DE LA TIERRA ARMADA.....	4
1.1	ORIGEN DE LA TIERRA ARMADA.....	6
1.2	CONCEPTOS Y PRINCIPIOS BÁSICOS DE LA TIERRA ARMADA.....	7
1.2.1	PRINCIPIO DE LA TIERRA ARMADA.....	9
1.2.2	RELACIÓN SUELO-REFUERZO.....	12
1.3	COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES DE LA TIERRA ARMADA.....	13
1.3.1	LA FRICCIÓN DE LA TIERRA ARMADA.....	14
1.4	APLICACIONES DE LA TIERRA ARMADA.....	16
1.4.1	APLICACIÓN DE LA TIERRA ARMADA EN OBRAS CARRETERAS.....	16
1.4.1a	ESTRIBOS DE PUENTES.....	18
1.4.2	APLICACIÓN DE LA TIERRA ARMADA EN OBRAS FERROVIARIAS.....	22
1.4.3	APLICACIÓN DE LA TIERRA ARMADA EN OBRAS HIDRÁULICAS.....	24
1.4.4	APLICACIÓN DE LA TIERRA ARMADA EN OBRAS INDUSTRIALES.....	26
➤	CAPÍTULO 2.- ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN TRADICIONALES.....	29
2.1	TIPOS DE ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN.....	31
2.1.1	ESTRUCTURAS RÍGIDAS (MUROS).....	31
2.1.2	ESTRUCTURAS FLEXIBLES (ADEMES, TABLESTACAS Y TIERRA ARMADA).....	39
2.1.3	ELEMENTOS DE REFUERZO.....	44
2.2	TEORÍAS DE ANÁLISIS.....	46
2.2.1	TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS FRICCIONANTES.....	50
2.2.2	TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS COHESIVOS.....	58
2.2.3	TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS COHESIVOS-FRICCIONANTES.....	61
2.2.4	MÉTODO COULOMB PARA SUELOS FRICCIONANTES.....	64
2.2.5	MÉTODO COULOMB PARA SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES.....	65
2.2.6	MÉTODO EMPÍRICO DE TERZAGHI.....	67

➤	CAPÍTULO 3.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA TIERRA ARMADA.....	71
3.1	MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA ARMADA.....	72
3.1.1	MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO.....	72
3.1.2	MÉTODO DE LOS PLANOS DE FALLA.....	78
3.2	ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE LA TIERRA ARMADA.....	80
3.2.1	CÁLCULO DE PRESIONES ACTIVAS HORIZONTALES Y VERTICALES.....	81
3.2.2	FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA DEL REFUERZO.....	82
3.2.3	LONGITUDES DE LOS REFUERZOS.....	84
3.2.4	DISEÑO DE LOS REFUERZOS.....	84
3.3	SISTEMA DE TIERRA ARMADA EN ZONAS SÍSMICAS.....	88
➤	CAPÍTULO 4.- PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA DE TIERRA ARMADA.....	90
4.1	EXCAVACIÓN Y CADENA DE DESPLANTE.....	92
4.2	ESCAMAS.....	95
4.2.1	FABRICACIÓN DE ESCAMAS.....	98
4.2.2	DESMOLDE Y ACOPIO DE ESCAMAS.....	101
4.2.3	COLOCACIÓN DE ESCAMAS.....	104
4.2.4	NIVELACIÓN Y PLOMEADO DE ESCAMAS.....	110
4.3	ARMADURAS DE ALTA ADHERENCIA (REFUERZOS DE ACERO).....	111
4.3.1	ACOPIO DE ARMADURAS.....	112
4.3.2	TENDIDO DE ARMADURAS.....	113
4.4	MATERIAL DE RELLENO.....	116
4.4.1	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO.....	116
4.4.2	TENDIDO DEL MATERIAL DE RELLENO.....	117
4.5	CROQUIS DE UNA ESTRUCTURA DE TIERRA ARMADA.....	125
➤	CAPÍTULO 5.- COMPARATIVA ENTRE EL SISTEMA DE TIERRA ARMADA Y EL SISTEMA CONVENCIONAL DE MUROS DE RETENCIÓN.....	127
5.1	COMPARATIVA DE MATERIALES Y HERRAMIENTA, MANO DE OBRA Y MAQUINARIA ENTRE AMBOS SISTEMAS.....	129
5.2	COMPARATIVA DE PROCESOS CONSTRUCTIVOS ENTRE AMBOS SISTEMAS.....	132
5.3	DISEÑO DE UN MURO DE TIERRA ARMADA Y COMPARATIVA DEL COSTO CON UN MURO DE CONCRETO ARMADO YA CONSTRUIDO.....	136

Página.

➤ CONCLUSIONES.....	147
➤ BIBLIOGRAFÍA.....	150

INTRODUCCIÓN

Las necesidades actuales para la construcción de sistemas de retención de tierras de alturas considerables en tiempos reducidos y cuidando la parte financiera de la obra, lleva a la búsqueda de nuevas técnicas para la ejecución de un sistema que cumpla con estas exigencias.

Durante unas vacaciones en una playa del Mediterráneo un hombre francés llamado Henri Vidal, jugaba con la arena de la playa y se le ocurrió darle cohesión a los materiales granulares mediante elementos flexibles resistentes, es decir, construyo un montículo de capas intercaladas con arena y ramas, al terminar el montículo se recargo sobre él y se dio cuenta que no sufría ningún daño, el montículo construido era una estructura de Tierra Armada.

Fruto de su intuición combinada con un cuidadoso y metódico análisis científico, Vidal patentó este sistema en 1963.

Dicho sistema de Tierra Armada es una gran opción que cuenta con considerables ventajas y que compite con los sistemas tradicionales de retención.

El sistema en la actualidad y desde sus inicios es construido por la empresa Grupe TAI, este grupo ha ampliado el conocimiento de la Tierra Armada y a redactado importantes aportaciones como normas y códigos para el refuerzo de tierras.

El sistema ha sido mejorado conforme el transcurso del tiempo y las distintas investigaciones hasta llegar al actual sistema que se conoce y que parte del concepto de Henri Vidal.

El sistema consta de armaduras metálicas dispuestas a intervalos regulares en el terraplén que aglomeran estos granos de arena entre si gracias a su fricción, el terraplén reforzado de esta manera se convierte en su propia estructura de soporte y es suficiente con un paramento de revestimiento con elementos prefabricados para darle a la obra su aspecto exterior.

Por lo tanto, la Tierra Armada puede ser considerada una de las innovaciones tecnológicas más importantes en el campo de la Ingeniería Geotécnica. El sistema es aceptado, reconocido y recomendado en la actualidad en todo el mundo. Debido a su gran éxito desde su creación lo cual se puede observar en la siguiente tabla de fechas clave del sistema de Tierra Armada:

- 1963 - Patente base de la Tierra Armada.
- 1968 - Primera obra importante en una autopista francesa.
- 1970 - Lanzamiento de muros con paramento de escamas de concreto.
- 1976 - Las obras de Tierra Armada alcanzan 100, 000 m².
- 1977 - Primera obra con paramento inclinado en los EE.UU.
- 1979 - Publicación de recomendaciones para obras de Tierra Armada.
- 1993 - 10, 000, 000 m² de Tierra Armada por todo el mundo.

El sistema de tierra armada es aplicable principalmente a la construcción como área de la ingeniería, en distintas obras como: muros de contención, muros de desplante para obras en laderas, muros de presas, carreteras, obras marítimas, obras de hidráulica y sanitarias, obras industriales, obras ferroviarias y estribos para puentes.

En nuestro país México la técnica del sistema de tierra armada es relativamente nueva aunque cada vez es más frecuente su utilización.

La finalidad de este trabajo es establecer de manera clara los fundamentos en los cuales trabaja el sistema de retención de suelo de tierra armada, para poder hacer una comparativa desde el punto de vista constructivo de funcionalidad y económico con respecto a un sistema tradicional de muros de retención de concreto armado, para poder contar con una opción confiable a las exigencias actuales en obras de retención de suelos.

El trabajo cuenta con cinco capítulos que desarrollan el objetivo de establecer los fundamentos del sistema de Tierra Armada y realizar una comparativa con un sistema tradicional de muros de retención de tierras; en el primer capítulo se establecen la concepción del sistema de Tierra Armada, los elementos que lo componen y sus usos en los distintos trabajos de la ingeniería; el capítulo dos

da a conocer los tipos de estructuras de retención tradicionales, sus características y conceptos básicos como de diseño; el tercer capítulo describe los procedimientos de diseño del sistema de Tierra Armada; el capítulo cuatro puntualiza minuciosamente el procedimiento constructivo del sistema de Tierra Armada; en el quinto y último capítulo se realiza la comparativa del sistema de Tierra Armada y el sistema de muros convencional desde el punto de vista constructivo de funcionalidad y económico.

CAPÍTULO

1

ANTECEDENTES DE LA TIERRA ARMADA

1 – ANTECEDENTES DE LA TIERRA ARMADA.

Los sistemas de retención se han utilizado desde tiempos remotos, eran contruidos rudimentariamente de mampostería con materiales que se consiguieran fácilmente en la zona, como rocas y piedras, la unión o cementante de estos materiales eran de tierra con agua (lodo). Con el transcurso del tiempo y las innovaciones descubiertas por el hombre en su afán de mejorar los materiales y los procesos constructivos se uso la caliza y la arcilla, dando lugar al cemento, que mezclado con arenas, gravas y agua obtenemos el concreto simple, para darle un funcionamiento flexible al concreto simple se refuerza con acero teniendo así el conocido “concreto armado o reforzado”, del cual, en su mayoría los sistemas de retención están contruidos. Este sistema de construcción tiene varios inconvenientes, entre ellos el gran costo de la obra, los tiempos de construcción, los grandes desperdicios de materiales, la limitante económica de construir muros de retención de una altura máxima de 3 metros, una basta área de trabajo, entre otras.

Las necesidades actuales para la construcción de sistemas de retención de alturas considerables (mayores a 3 metros) en tiempos reducidos y cuidando la parte financiera de la obra, lleva a la búsqueda de nuevas técnicas para la ejecución de un sistema que cumpla con estas exigencias, técnica que un hombre francés llamado Henri Vidal descubrió a principios de los años 60’s.

Henri Vidal, cuenta que durante unas vacaciones en una playa del Mediterráneo, jugando con la arena de la playa se le ocurrió darle cohesión a los materiales granulares mediante elementos flexibles resistentes, es decir, construyo un montículo de capas intercaladas con arena y ramas, al terminar el montículo se recargo sobre él y se dio cuenta que no sufría ningún daño. Después de la experimentación, Henri Vidal llego a la conclusión de que las fuerzas que evitaron que el montículo se derrumbara al recargarse, eran fuerzas de fricción ejercidas por la arena contra las ramas, por lo que el montículo contruido era un “SISTEMA DE TIERRA ARMADA”.

El sistema de tierra armada ha sido mejorado conforme el transcurso del tiempo y las distintas investigaciones hasta llegar al actual sistema que se conoce y que parte del concepto de Henri Vidal.

La tierra armada es un sistema que puede resultar económico y funcional siempre que se respeten sus conceptos básicos, como el funcionamiento de cada uno de los elementos que lo componen y en que obras de ingeniería puede ser utilizado para poder explotarlo a su máximo.

1.1 – ORIGEN DE LA TIERRA ARMADA.

En el año de 1964 se construyó la primera estructura de tierra armada, el muro Pragnère, para ese año Henri Vidal inventor del sistema de tierra armada ya había investigado teórica y experimentalmente en modelos de laboratorio a escalas menores a las reales. Para marzo de 1965 Henri Vidal ofreció la primera conferencia del sistema de tierra armada.

Fue después del muro de Pragnère en 1964 y la primera conferencia de tierra armada en 1965 cuando el Laboratorio Central de Ponts et Chaussées (LCPC) comenzó a interesarse sobre el tema y en 1967 a base de modelos bidimensionales comenzó a realizar sus primeras investigaciones con el afán de verificar las técnicas de diseño de muros de tierra armada.

Ingenieros del laboratorio (LCPC) confiados con los resultados arrojados por los estudios sobre la tierra armada propusieron el sistema para la elaboración de terraplenes, para la construcción de una carretera en la zona de Niza (Francia), dichos terraplenes eran de alturas considerables en taludes inestables, optando por la tierra armada dado que tiene una interesante flexibilidad y soporta deformaciones sin perder su integridad, solucionándoles el problema. Las investigaciones siguieron en modelos a escala reducida y posteriormente a escala natural.

Por consecuencia para 1968 y 1969 se construían varios muros de tierra armada, dándose un área total de paramentos exteriores de 5630.00m².

1.2 – CONCEPTOS Y PRINCIPIOS BÁSICOS DE LA TIERRA ARMADA.

El sistema de tierra armada es una tecnología sumamente innovadora desde su descubrimiento en los años 60's, en el área de la ingeniería.

Surge con la necesidad de dar estabilidad a una determinada cantidad de masa de suelo a desnivel y debido a su estudio e investigación continua aporta soluciones confiables para problemas complejos, además cuenta con grandes ventajas con respecto a los sistemas tradicionales, entre dichas ventajas se encuentran:

- Rapidez de ejecución.
- Buena flexibilidad.
- Buen comportamiento a las deformaciones.
- Basta resistencia a esfuerzos estáticos y dinámicos.
- Estética.
- Economía.

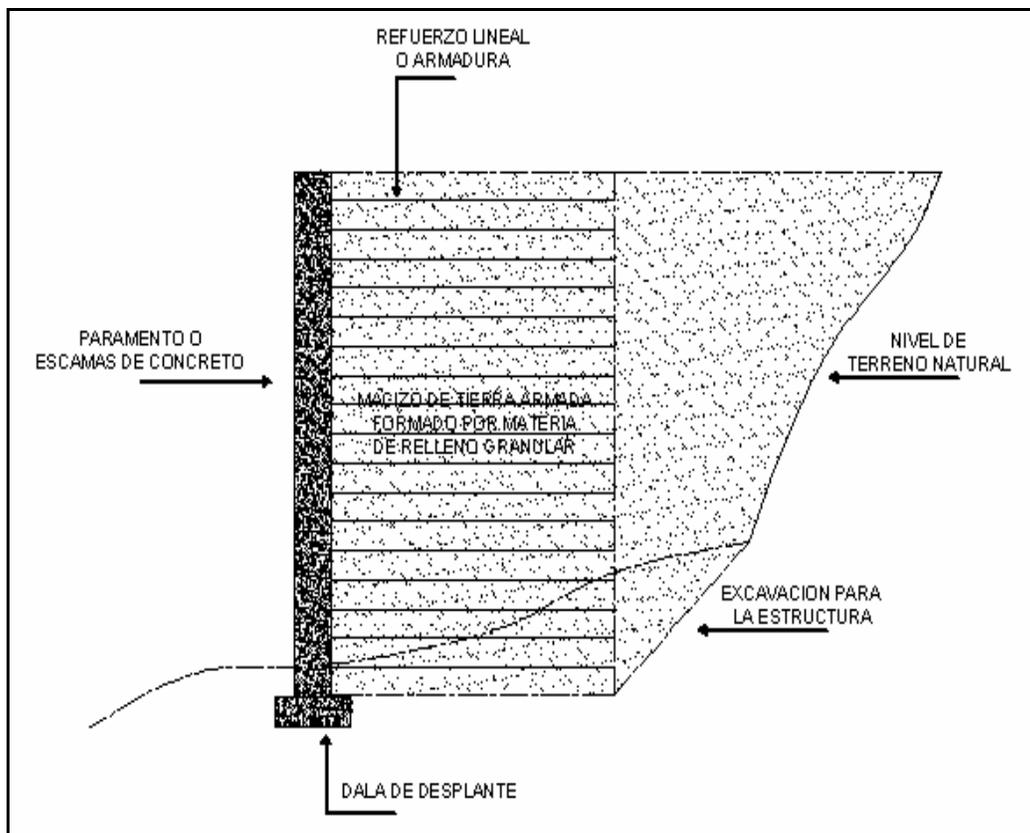
Un suelo granular bien compactado resiste corte y compresión, sin embargo no puede soportar tensión ni sostenerse por si mismo sin un debido confinamiento. La tierra armada ofrece darle a un suelo granular tensión y confinamiento para permanecer estable, con la ayuda de elementos lineales.

El sistema de tierra armada combina tres elementos (Fig. 1):

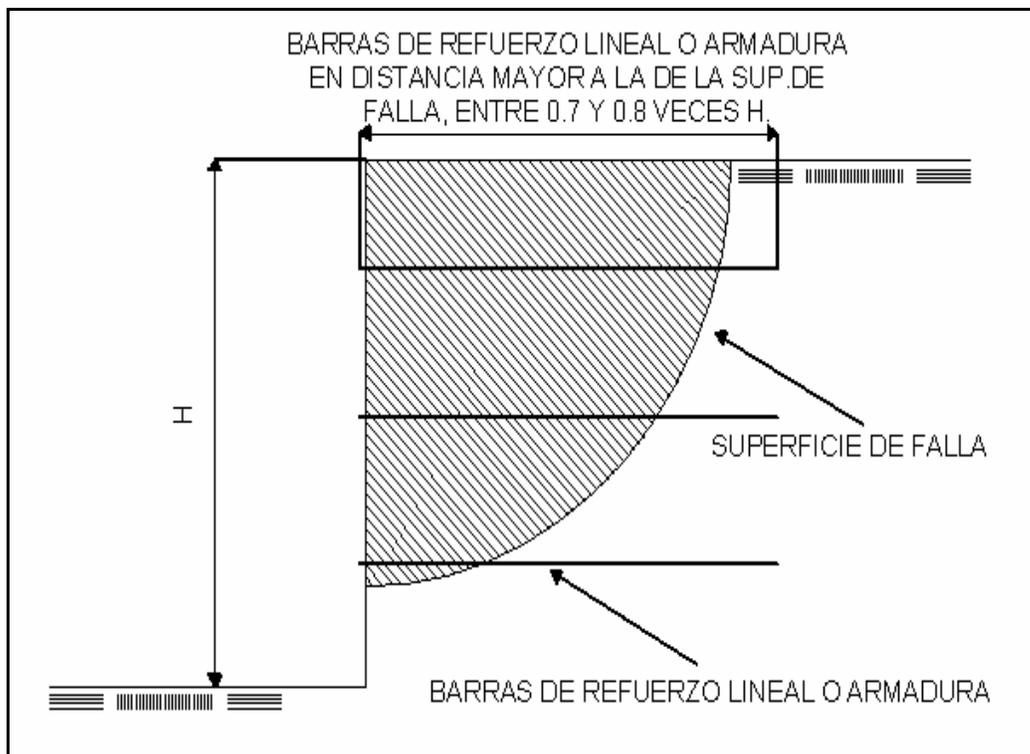
- Material de relleno granular.
- Barras de refuerzo lineal o armaduras.
- Escama de concreto o paramento.

Las tiras de refuerzo de los muros de tierra armada deben encontrarse a una longitud más allá de la superficie de falla, esto es entre 0.7 y 0.8 veces la altura del muro (Fig. 2).

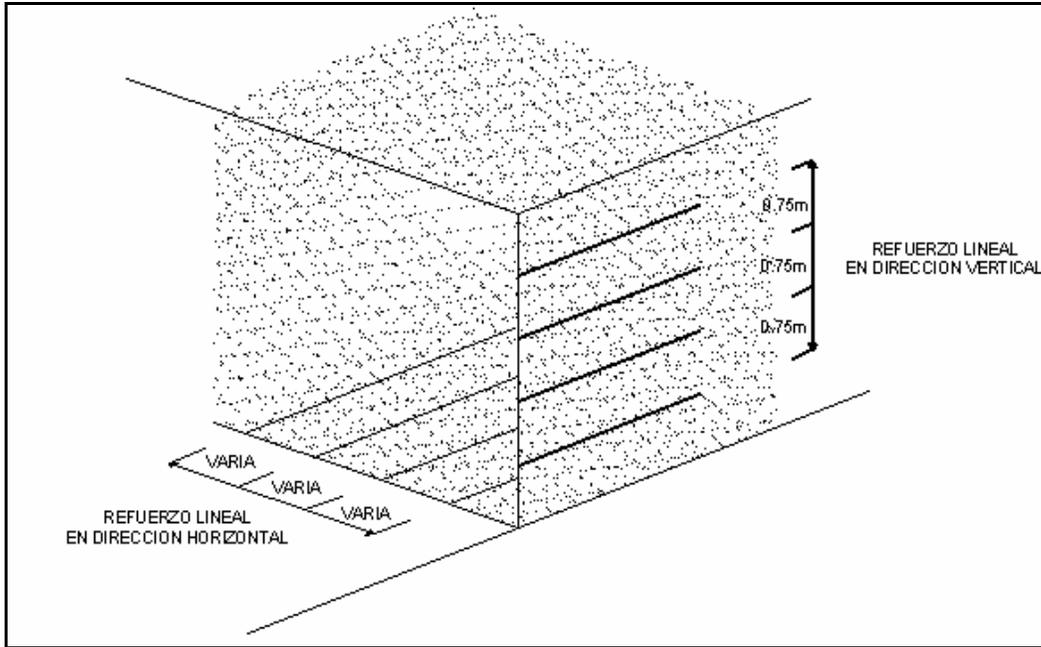
El espaciamiento de los refuerzos debe ser de 0.75m en dirección vertical y en dirección horizontal varia dependiendo del diseño del sistema (Fig. 3).



(Fig. 1) Elementos que componen un muro de Tierra Armada.



(Fig. 2) Colocación de refuerzos mayor a la superficie de falla.



(Fig. 3) Espaciamiento vertical y horizontal de los refuerzos.

1.2.1 – PRINCIPIO DE LA TIERRA ARMADA.

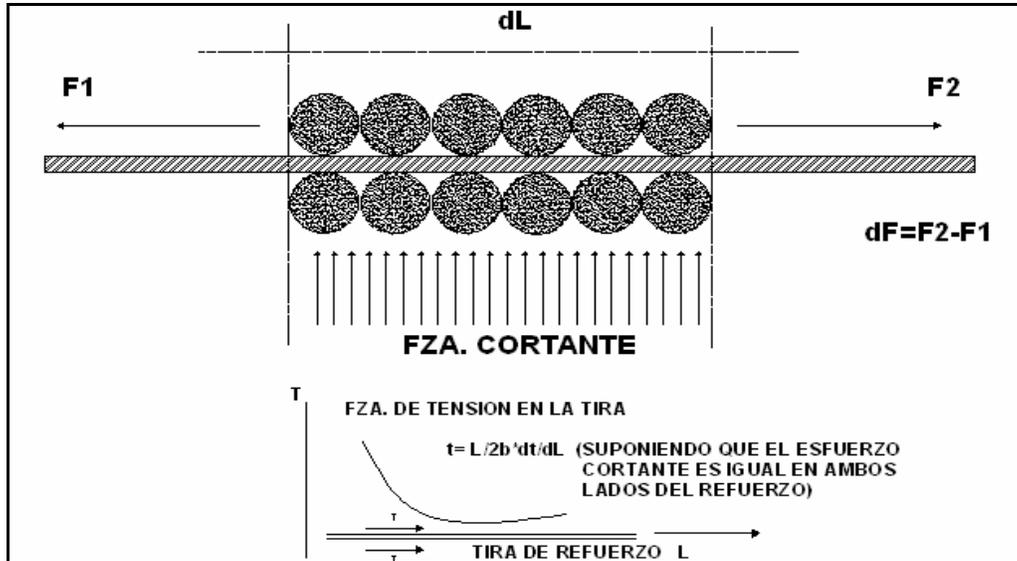
La clave fundamental de la estabilidad de una estructura de tierra armada es la fricción que se ejerce entre el suelo y los elementos de refuerzo, si dicha estructura se diseña y se construye de manera correcta puede soportarse por si misma sin que el material granular se desparrame en dirección de los refuerzos o lateralmente.

La fuerza de tensión desarrollada dentro de la masa de suelo granular pone a trabajar a los elementos de refuerzo de acero ya que a estos es transmitida por medio de la fricción ejercida entre ambos elementos (suelo-refuerzo), así, la masa en conjunto en toda la dirección de los refuerzos se comporta con una cohesión proporcional a la tensión ejercida por la armadura.

Los resultados obtenidos en modelos de tierra armada indican que para un cierto refuerzo la fuerza de tensión varia de un extremo al otro siendo distinta en toda su longitud (Fig. 4). En el extremo del refuerzo que va anclado al tablero la tensión dependerá del número de refuerzos que estén sujetos a dicha escama, mientras que en el extremo libre la fuerza de tensión es cero. Por lo tanto si los refuerzos están muy cercanos entre si la tensión en los tableros es cero y las escamas no serian necesarias, de otra manera, si los

refuerzos están muy separados entre si la fuerza de tensión en el punto de anclaje es muy considerable. Con esto podemos concluir que los elementos fundamentales de un muro de tierra armada son el suelo y los refuerzos, por su parte las escamas vienen a ser un elemento de segundo orden.

Cuando el refuerzo tiene un equilibrio local nos dice que hay variaciones en la fuerza de tensión ejercida en ambos extremos lo que nos provoca esfuerzos cortantes (τ) en ambos lados del refuerzo.



(Fig. 4) Variación de fuerzas de tensión y de los esfuerzos cortantes en el refuerzo.

Suponiéndose que el esfuerzo es igual en ambos lados se puede expresar como:

$$T = 1/2b \cdot dT/dL$$

Donde:

T = Fuerza de tensión en el punto de considerado del refuerzo.

L = Abcisa del punto en cuestión.

b = Anchura del refuerzo.

dT = Diferencial del a fuerza de tensión T .

dL = Diferencial de la abcisa del punto en cuestión.

La deformabilidad del refuerzo es vital para la distribución de las tensiones a lo largo de su longitud.

Las deformaciones y esfuerzos ubicados en la interfase de suelo-refuerzo ha sido objeto de distintos estudios, una aproximación se obtiene de una prueba de corte simple entre el suelo y el refuerzo con un aparato de corte directo.

Por otro lado, el esfuerzo cortante (τ) esta relacionado con el esfuerzo normal (σ) aplicado al refuerzo a través del coeficiente de fricción entre el suelo y el refuerzo, el cual depende de muchos factores como se observa en la siguiente desigualdad:

$$\tau / \sigma < f (\sigma, D_r, \rho)$$

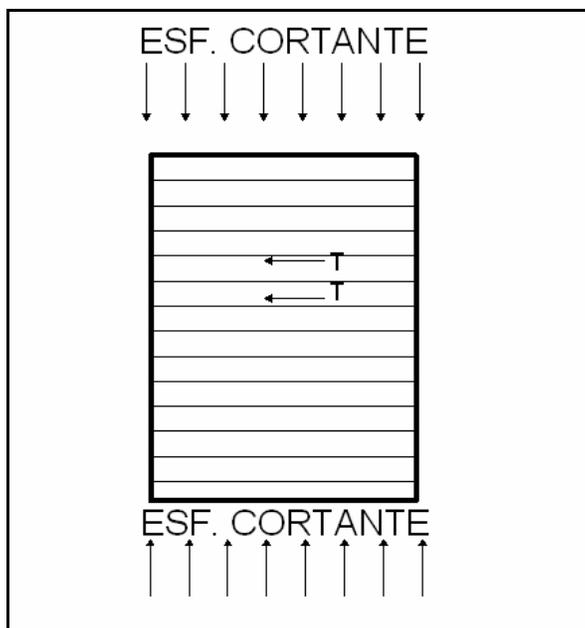
Donde:

D_r = Compacidad relativa del suelo.

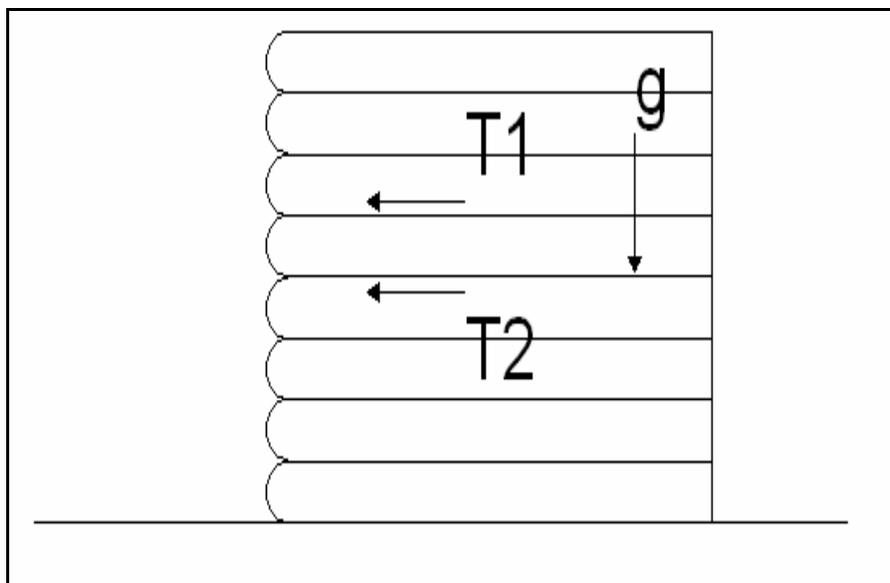
ρ = Coeficiente del grado de rugosidad de la superficie del refuerzo.

No es posible suponer que los esfuerzos cortantes en ambos lados del refuerzo sean iguales, a menos que exista simetría en la masa de tierra armada y en las cargas aplicadas a esta con respecto al plano del refuerzo (Fig. 5 y 6) Por medio de pruebas a modelos foto elásticos se ha observado que los esfuerzos cortantes en ambos lados no son iguales (Fig. 7).

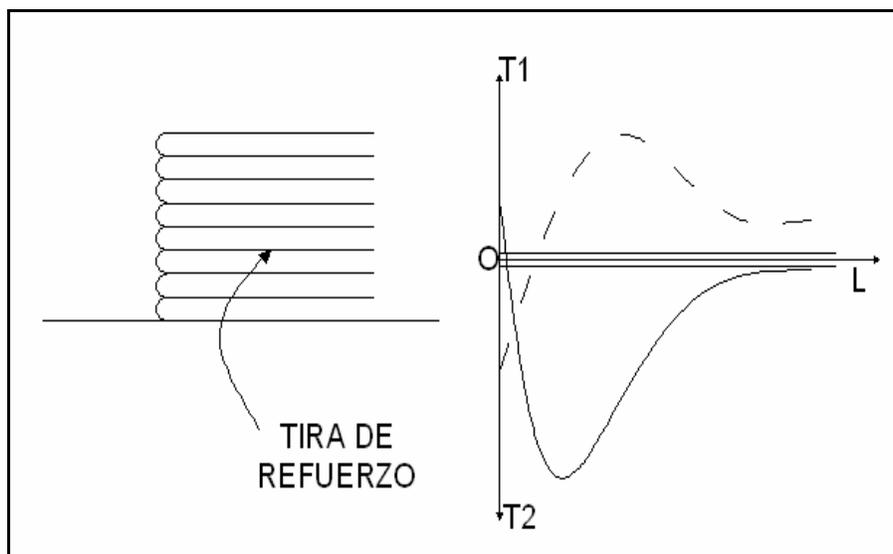
Básicamente lo que se busca en una estructura de tierra armada es que el material granular soporte fuerzas de tensión gracias a los refuerzos de acero colocados en su interior estratégicamente y que en conjunto formen un cuerpo muy sólido pero a la ves flexible.



(Fig. 5) Simétrico: Especimen de tierra armada sometido a compresión.



(Fig. 6) Asimétrico: Muro de tierra armada con fuerzas de gravedad.



(Fig. 7) Asimetría en los esfuerzos cortantes según un modelo foto elástico.

1.2.2 – RELACIÓN SUELO-REFUERZO.

En la mayoría de los proyectos de tierra armada se utilizan para elementos de refuerzo tiras corrugadas en lugar de tiras lisas ya que las corrugaciones contribuyen a que el coeficiente de fricción sea mayor.

La medición de la fricción del suelo-refuerzo bajo distintas condiciones se efectúa por medio de pruebas de extracción directa en modelos de muros a

escala natural y aunque esta es la prueba mas adecuada no representa en su totalidad lo que sucedería realmente en los refuerzos del muro original.

Una gran polémica causa el posible uso de material cohesivo (material fino) como relleno en las estructuras de tierra armada, lo que no es para nada recomendable para estructuras permanentes ya que el material fino presenta una baja resistencia a la fricción, además se puede esperar un drenaje deficiente lo cual genera perdida de resistencia al humedecerse el material, por lo que son propensos a deformaciones continuas y apreciables al estar sujetos a esfuerzos permanentes, por ultimo el material fino es mucho más difícil de compactar.

Concluyéndose que para una estructura de tierra armada se deberá rellenar con materiales granulares, que dependiendo de las especificaciones serán debidamente seleccionados.

1.3 – COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES DE LA TIERRA ARMADA.

La tierra armada no es solo un sistema de anclaje dado que posee características particulares.

El Laboratorio Central de Ponts et Chaussées (LCPC) en 1969 realizo pruebas triaxilales en especimenes de arena reforzada con placas delgadas de aluminio. Se observo lo ocurrido: la separación de las placas, la resistencia a la tensión de las placas, entre otras más.

Los modelos se reforzaron siguiendo una distribución bidimensional que es distinta a la tecnología común de las estructuras de tierra armada las cuales se refuerzan con tiras metálicas angostas, diferencia que se presenta en la rotura de los refuerzos cuando se realiza la prueba y que no es tan significativa como los resultados arrojados por deslizamiento de los refuerzos.

Estos estudios los realizaron varios investigadores entre los cuales destacan: Bacot y Lareal (1971), Yang y Singh (1974), Romstad (1974) y Hausman

(1976). El resultado fundamental de estos estudios fue que la presencia de los refuerzos mejora notablemente las propiedades mecánicas de la arena.

Al momento de la rotura de los refuerzos (falla) la prueba se comporta como si tuviera un grado de cohesión proporcional al número de refuerzos y a su resistencia a la tensión. Concluyendo con lo anterior los investigadores Schlosser y Long en 1972 dan a conocer la siguiente expresión:

$$C = k_p^{1/2} / 2 * Rt / \Delta H$$

Donde:

C = Cohesión.

Rt = Resistencia a la tensión del esfuerzo por metro lineal.

ΔH = Separación vertical entre dos refuerzos.

k_p = Coeficiente de presión pasivo del suelo.

Además, se pudo establecer que al romperse los refuerzos la resistencia al esfuerzo cortante de la arena se movilizaba totalmente, aunque antes de que ocurriera la falla la resistencia a la tensión del refuerzo se movilizaba mucho más que la resistencia al corte de la arena y el estado de esfuerzos dentro de ella se acercaba mas al estado de reposo.

1.3.1 – LA FRICCIÓN DE LA TIERRA ARMADA.

Como ya se vio el principio de la tierra armada se basa en la fricción que se genera entre el suelo y los elementos de refuerzo.

Mediante varias pruebas de laboratorio se ha buscado obtener el coeficiente de fricción que se presenta entre el suelo y los refuerzos de acero, entre dichas pruebas se encuentran:

- ✦ Pruebas de corte directo donde interviene el suelo y el refuerzo.
- ✦ Pruebas para conocer la resistencia que existe a la extracción por parte de los refuerzos en terraplenes y en muros de tierra armada.

Durante las primeras estructuras construidas de tierra armada se recomendaba que el material de relleno (arenas y gravas) que se fuera a ocupar cumpliera con un porcentaje máximo de 15% en peso del material menor a 80 μ (micras).

En el año de 1978 se encontró que los diámetros de partículas que separan a los suelos puramente fricciónantes están en el rango de 10 y 20 μ (micras), por lo tanto las nuevas especificaciones aportan que el porcentaje de partículas con diámetros menores a 15 μ en el material de relleno no debe exceder el 15% en peso.

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

$$f^* = \zeta / \gamma h$$

Donde:

f^* = Coeficiente de fricción aparente.

ζ = Esfuerzo cortante.

γ = Peso volumétrico del suelo.

h = Espesor.

El coeficiente no toma en cuenta el valor real del esfuerzo normal actuando sobre el refuerzo, sino mas bien el valor medio de la presión por sobrecarga γh . Para un suelo fricciónante el coeficiente f^* puede llegar a ser mas importante que el propio valor del coeficiente real de fricción f medio, por ejemplo en un aparato de corte directo.

En 1978 los investigadores Schlosser y Elías demostraron los principales factores que afectan el valor del coeficiente de fricción f^* en los suelos puramente fricciónantes, los cuales son:

- La compacidad del terraplén.
- La rugosidad de la superficie de los refuerzos.
- La presión normal del suelo transmitida a los refuerzos.

Es evidente el fenómeno de dilatancia dentro del medio granular gracias a los resultados expuestos por estas investigaciones. Los esfuerzos cortantes generados a lo largo del refuerzo dan lugar a un incremento del esfuerzo normal (σ_v), por tanto el valor de f^* resulta mucho mas importante que el coeficiente real de fricción f .

En la actualidad se están llevando estudios de la fricción en suelos con un alto porcentaje de material fino (limos), los cuales se acercan bastante a un suelo cohesivo y se está estudiando minuciosamente la posibilidad de utilizarlos como material de relleno en estructuras de tierra armada, sabiendo las desventajas que presenta un suelo fino como relleno en este tipo de estructuras.

1.4 – APLICACIONES DE LA TIERRA ARMADA.

El diseño y construcción de obras civiles ha cambiado a raíz del descubrimiento de la tierra armada. Las obras de tierra armada tienen un amplio campo en el cual pueden ser utilizadas, por ejemplo: carreteras, autopistas, aeropuertos, ferrocarriles, obras fluviales y marítimas, presas, obras industriales, aplicaciones militares, entre otras más.

La tierra armada tiene amplias ventajas con respecto a estructuras de retención de relleno como ya se había comentado con anterioridad. El comportamiento de las estructuras de tierra armada bajo casos extremos como situaciones geotécnicas complejas, entornos propensos a distintos fenómenos naturales (clima, sismos), heladas e incendios ha sido ejemplar, por lo que las obras de tierra armada encuentran abundantes aplicaciones o usos en zonas sumamente difíciles, resolviendo principalmente el problema de obras para contención.

1.4.1 – APLICACIÓN DE LA TIERRA ARMADA EN OBRAS CARRETERAS.

La tecnología de las obras de tierra armada encuentra aplicaciones en cualquier tipo de zona topográfica por difícil que parezca.

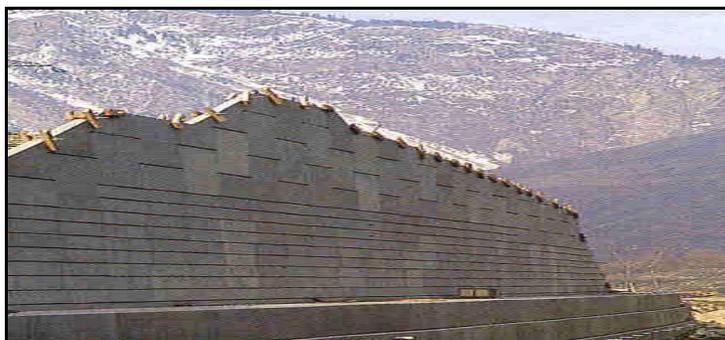
Los muros de tierra armada son construidos principalmente en trazos que pasan por zonas montañosas para carreteras y autopistas, o cuando las condiciones de cimentación son muy difíciles. Por su parte en zonas urbanas el sistema de tierra armada no es muy utilizado por los serios problemas viales que ocasiona una obra de este tipo.

En carreteras y autopistas diseñadas en zonas montañosas se debe construir la estructura en su mayoría por la ladera, o en su caso buscar la construcción de un talud aunque en algunos casos sería sumamente complejo por la altura que necesitaría y en consecuencia el peligro de un posible derrumbe.

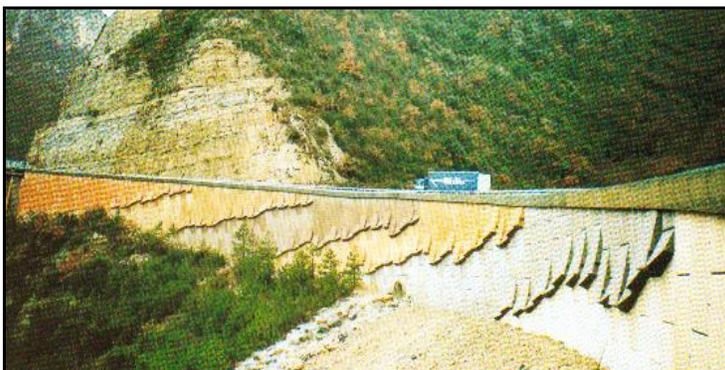
Es por este tipo de problemas que la mejor opción que se tiene es un muro de tierra armada, dicha estructura puede construirse en laderas y de alturas considerables, además, debido a sus elementos presenta un comportamiento muy flexible y es una estructura que no necesita una cimentación especial ya que puede ser desplantada desde terreno natural o un terraplén artificial (Imagen 1 - 4).

En obras en las que se presentan deformaciones diferenciales la estructura de la tierra armada tiene una gran ventaja ya que a lo largo del paramento lleva unas juntas verticales y horizontales que permiten absorber tales movimientos (Imagen 5).

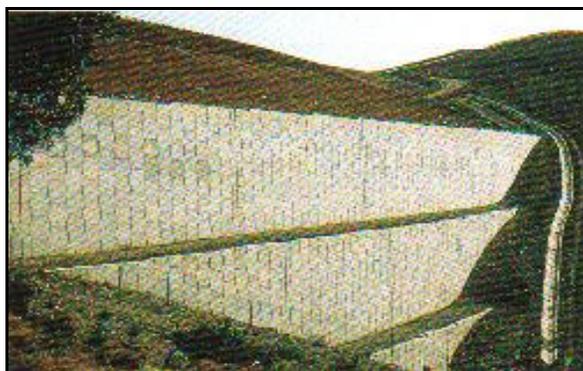
El sistema de tierra armada se ha constituido como una estructura importante en la construcción de obras carreteras en distintas zonas del planeta.



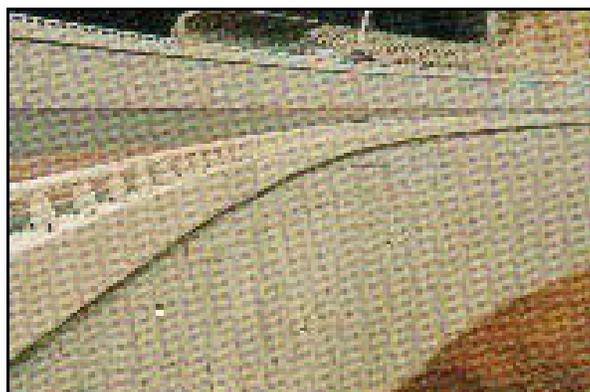
(Imagen 1) Muros de tierra armada en una ladera, utilizados para obras carreteras.



(Imagen 2) Muros de tierra armada en una ladera, utilizados para obras carreteras.



(Imagen 3) Muros de tierra armada en una ladera, utilizados para obras carreteras.



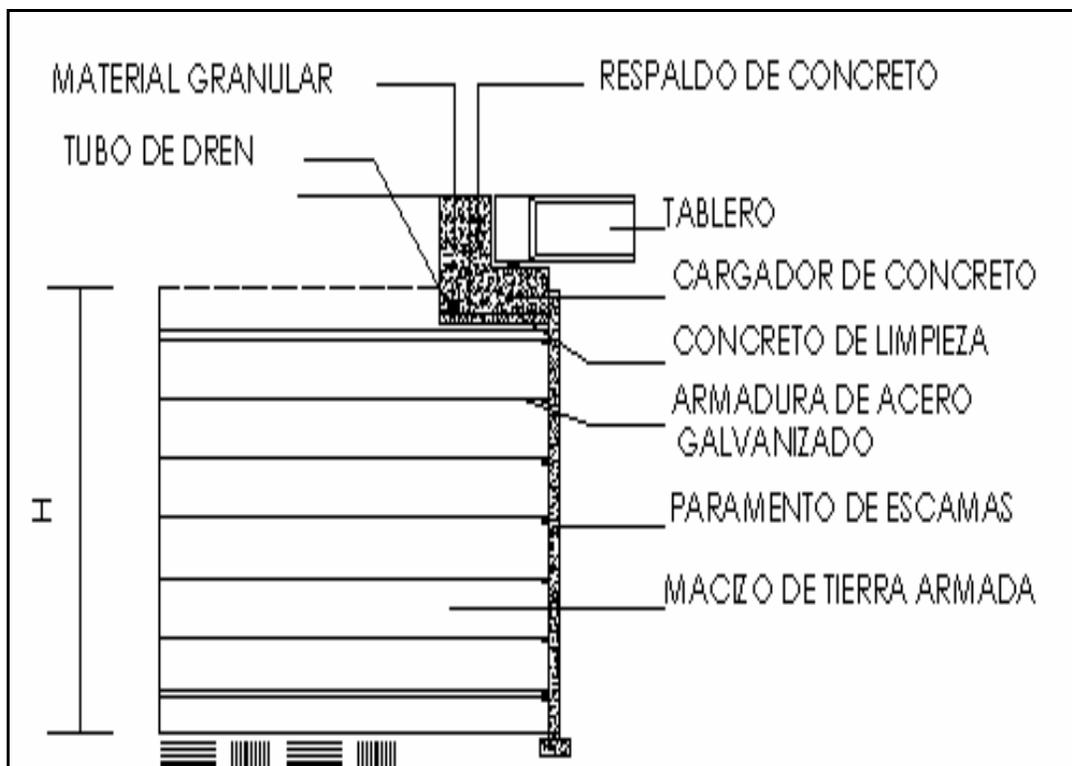
(Imagen 4) Muros de tierra armada en una ladera, utilizados para obras carreteras.



(Imagen 5) Juntas.

1.4.1a – ESTRIBOS EN PUENTES.

En el caso de estribos de puentes el macizo de tierra armada juega un doble papel: soportar directamente la carga vertical del puente y contener el terraplén. La estructura que se encarga de transmitir estas cargas es un cargadero colado en sitio y es el que reparte las cargas en toda la superficie del muro (Fig. 8).



(Fig. 8) Cargador, sección tipo de estribo, de Tierra Armada.

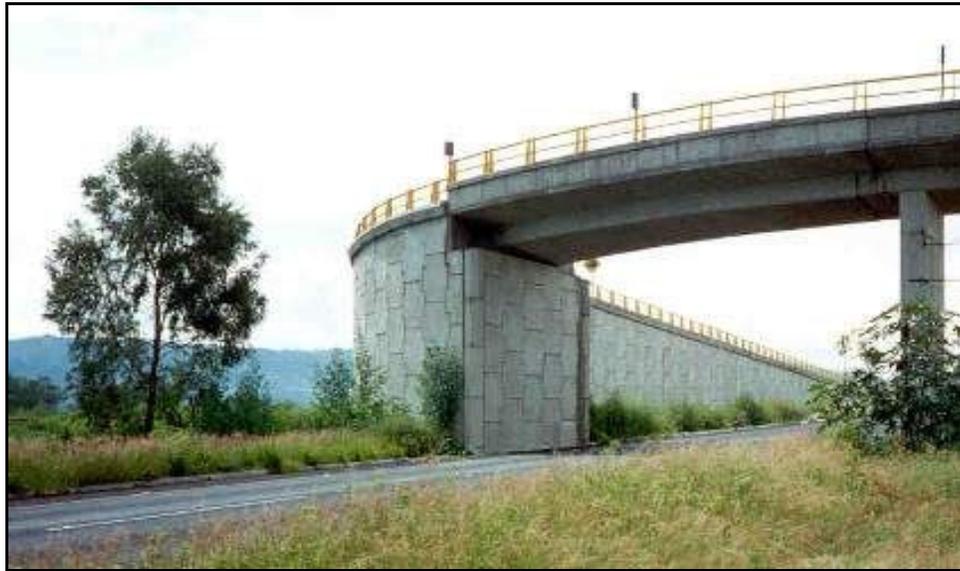
Terrenos de mala calidad provocan asentamientos diferenciales entre la parte frontal del estribo y las partes laterales, es lógico que la parte frontal sea la más afectada, de ahí la idea de incorporar esquineros que permitan el acomodo de estos movimientos (Imagen 6).



(Imagen 6) Piezas para esquineros.

Los muros largos de acompañamiento evitan los derrames de los terraplenes (Imagen 7 y 8).

Otra disposición posible para evitar los derramamientos laterales de los terraplenes, consiste en alargar la zona del estribo en forma trapezoidal.

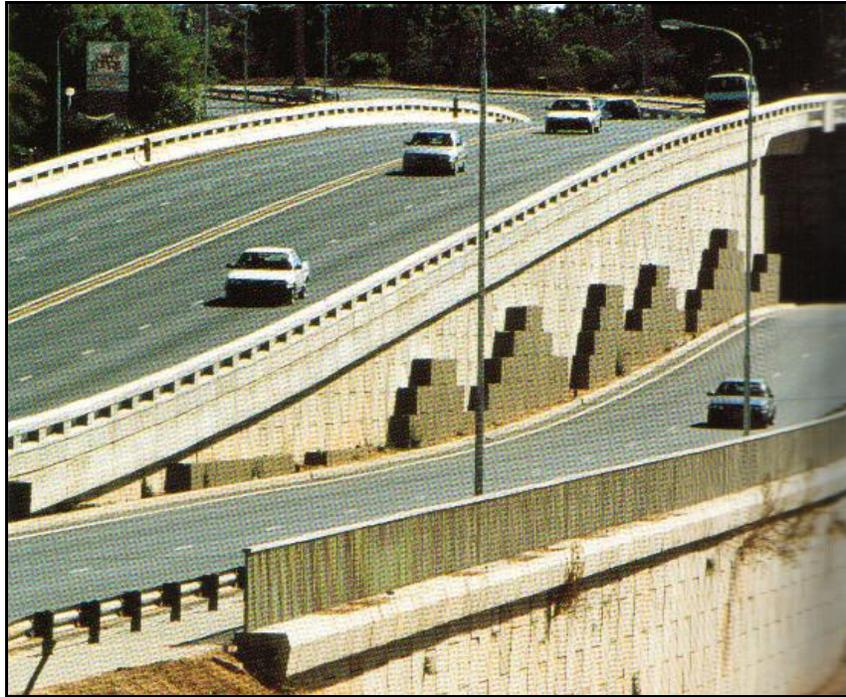


(Imagen 7) Muros largos de acompañamiento del estribo o aletas.

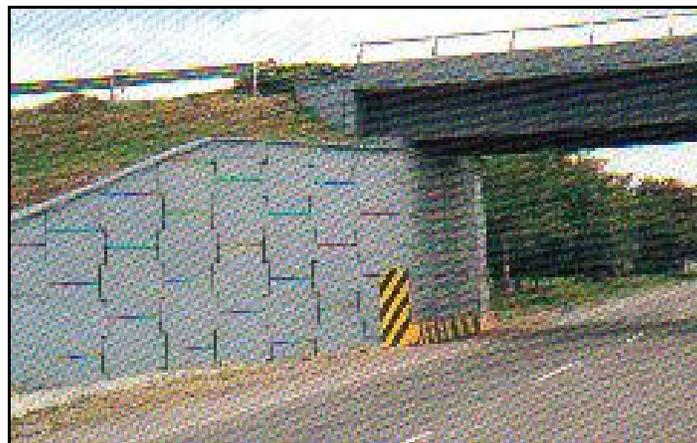


(Imagen 8) Muros largos de acompañamiento del estribo o aletas.

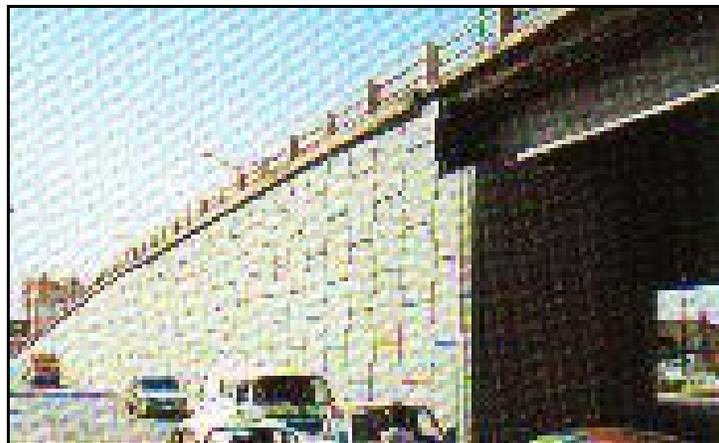
Así pues sabemos que los estribos de los puentes son tal vez la aplicación más significativa de la tierra armada en México y en la mayoría de las partes del mundo en la que es utilizado el Sistema de Tierra Armada (Imagen 9 - 11).



(Imagen 9) Estribos para puentes.



(Imagen 10) Estribos para puentes.



(Imagen 11) Estribos para puentes.

1.4.2 – APLICACIÓN DE LA TIERRA ARMADA EN OBRAS FERROVIARIAS.

Los muros de tierra armada tienen otra interesante función en las obras de ferrocarriles de alta velocidad y en trenes del metro en distintas partes del planeta (Imagen 12 - 15), ya sea para retención de taludes o bien como soporte de la línea de ferrocarril.

La tecnología de la tierra armada es ideal para los movimientos que ocasiona el ferrocarril a su paso (vibración de los rieles y la energía eléctrica).



(Imagen 12) Muros de tierra armada para obras ferroviarias.



(Imagen 13) Muros de tierra armada para obras ferroviarias.



(Imagen 14) Muros de tierra armada para obras ferroviarias.



(Imagen 15) Muros de tierra armada para obras ferroviarias.

En las obras ferroviarias los muros de tierra armada se tienen de dos tipos en cuanto a su construcción:

- Muros paralelos a el trazo de las vías del tren,
- Muros de soporte para el ferrocarril.

En obras de este tipo la tierra armada también tiene una aplicación en los estribos de puentes, ya que en ocasiones al igual que en una obra carretera los puentes son necesarios en las obras ferroviarias.

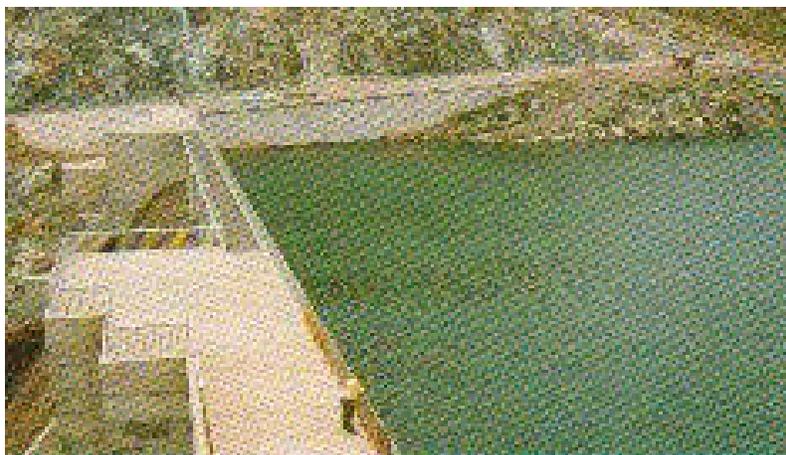
1.4.3 – APLICACIÓN DE LA TIERRA ARMADA EN OBRAS HIDRÁULICAS.

La tierra armada ofrece grandes ventajas en aplicaciones hidráulicas como la resistencia a presiones hidrostáticas considerables, la resistencia de los muros al efecto del oleaje, a las tormentas y heladas.

En las presas de tierra y materiales graduados el sistema de tierra armada a tenido un gran éxito, hace posible la omisión de obras convencionales de concreto y por lo tanto en tiempo y costo optimiza la obra (Imagen 16 y 17).

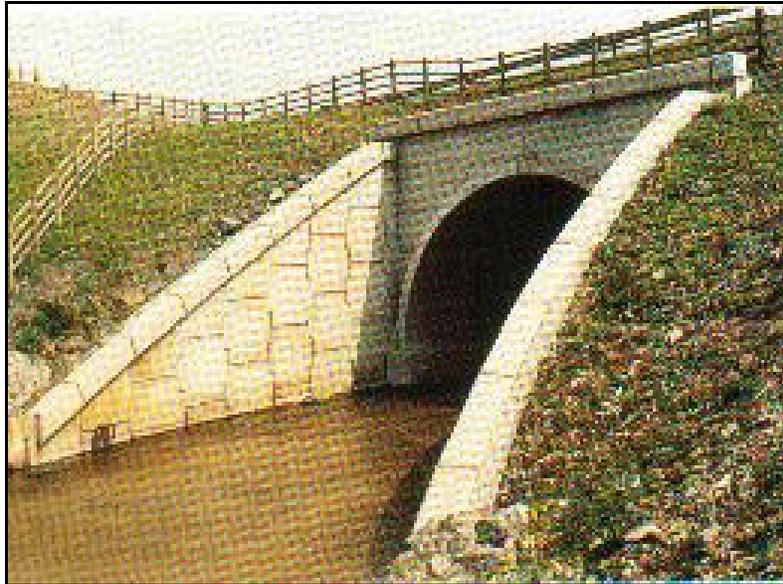


(Imagen 16) Obras de tierra armada en Presa de Tierra y Materiales graduados.

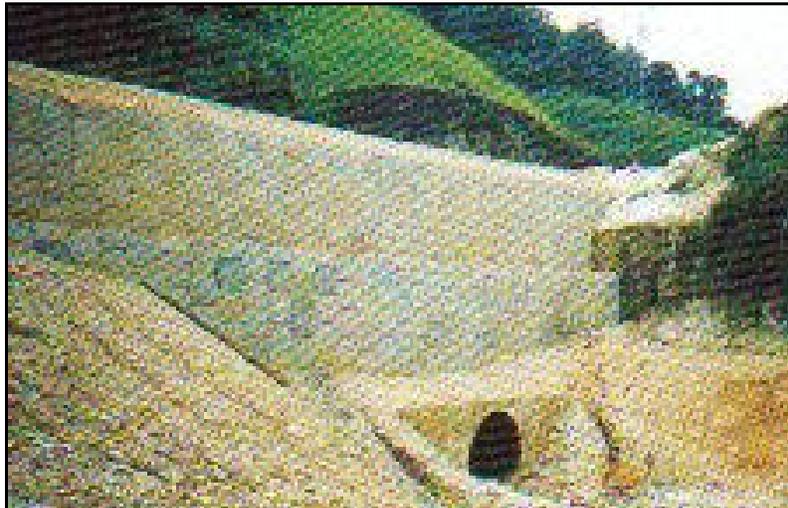


(Imagen 17) Obras de tierra armada en Presa de Tierra y Materiales graduados.

El sistema de tierra armada también es aplicable en la construcción de canales y túneles hidráulicos (Imagen 18 - 20).



(Imagen 18) Canales y túneles construidos con el sistema de tierra armada.

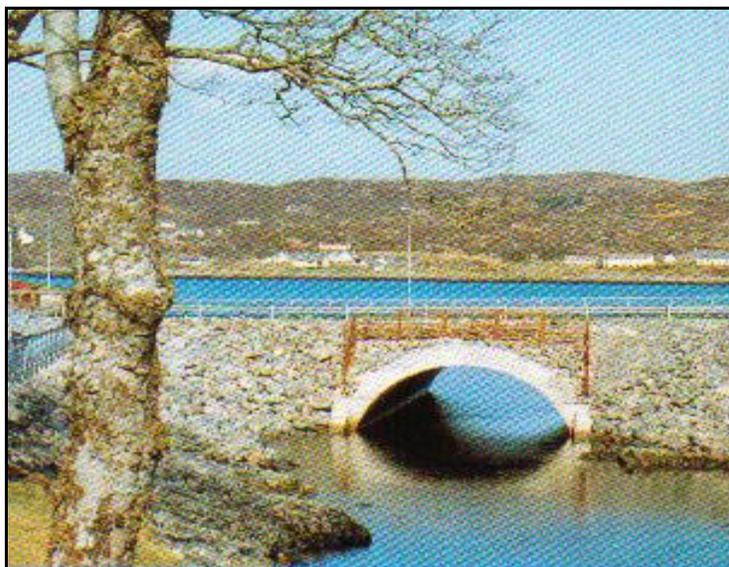


(Imagen 19) Canales y túneles construidos con el sistema de tierra armada.



(Imagen 20) Canales y túneles construidos con el sistema de tierra armada.

Otro uso de la tierra armada en construcciones hidráulicas es el de muros para soportar carreteras costeras, muelles y obras de contención marítima (Imagen 21), gracias a la rapidez del montaje de estas estructuras y la facilidad de poder sumergir la estructura por completo. Para poder sumergir las estructuras de tierra armada en el mar, las armaduras de acero galvanizado son sustituidas por armaduras de aluminio y zinc llamado “dunois”, material que resiste perfectamente la corrosión en aguas saladas.



(Imagen 21) Obra marítima de tierra armada.

1.4.4 – APLICACIÓN DE LA TIERRA ARMADA EN OBRAS INDUSTRIALES.

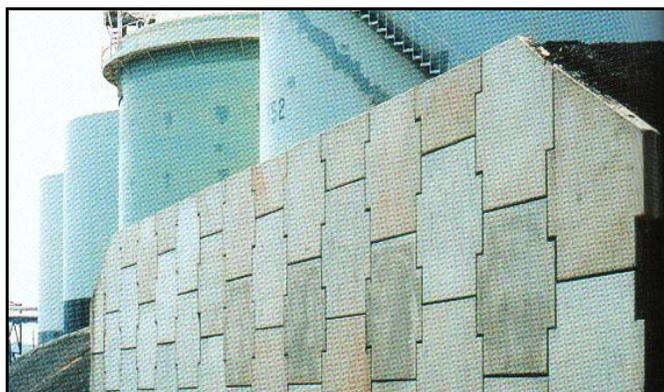
La tierra armada encuentra también en el área de la industria una aplicación más, ya sea para la construcción de silos de almacenamiento, diques, lagunas en plantas de tratamiento, y otras estructuras de índole industrial.

La tecnología de la tierra armada presenta muchas ventajas para su uso, como:

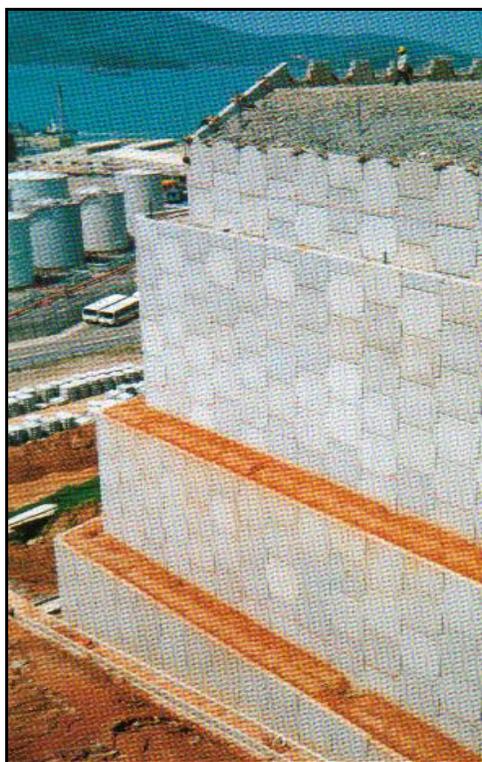
- ✦ La adaptabilidad de los materiales, a pendientes inclinadas y alineaciones circulares o rectas con respecto a muros.
- ✦ La seguridad que representa una estructura de tierra armada para las industrias ya sea para la parte operativa (personal) como la materia que se almacena en estas estructuras. Un muro de tierra armada puede

proteger a los materiales de incendios gracias a su estructuración, fenómeno preocupante y de primer orden en las industrias.

Un ejemplo de una estructura de tierra armada es en una terminal de gas licuado donde el almacenamiento primario esta dado por el tanque y el almacenamiento secundario es un tanque de doble pared (diques), formados por estructuras de tierra armada capaces de soportar las variaciones térmicas y demostró ser capaz de no sufrir cambios en su integridad estructural (Imagen 22 y 23).



(Imagen 22) Diques de tierra armada.



(Imagen 23) Diques de tierra armada.

Otra obra que ejemplifica el trabajo de la tierra armada en la industria son los silos de almacenamiento, gracias a la alta resistencia que tienen sus muros a cargas verticales (Imagen 24).



(Imagen 24) Silo de almacenamiento de tierra armada.

CAPÍTULO

2

ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN TRADICIONALES

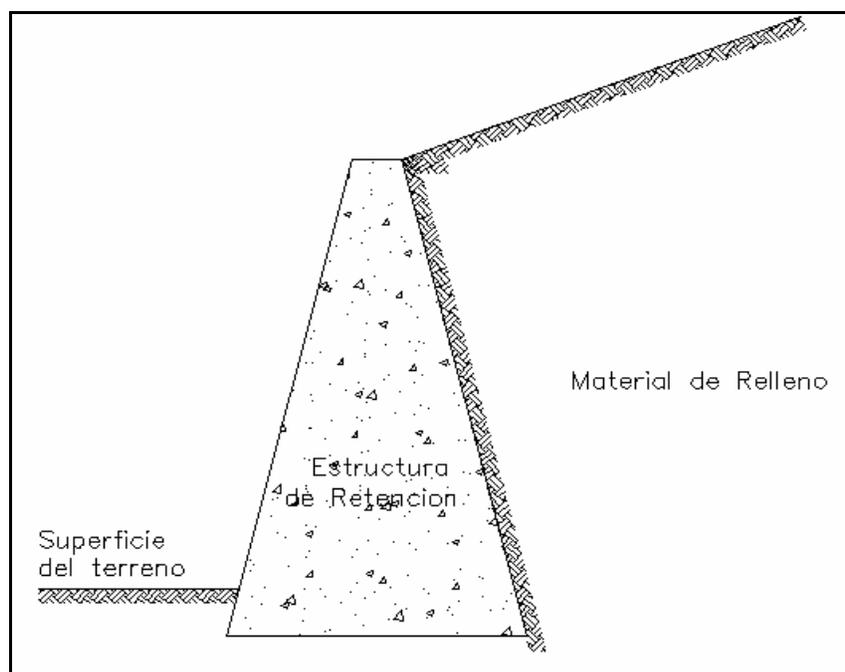
2 – ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN TRADICIONALES.

Uno de los problemas mas frecuentes en la historia del hombre es la necesidad de contar con vías de comunicación entre las poblaciones para comercializar, tales como carreteras y autopistas que cruzan por zonas montañosas, donde la estabilidad de los cortes y terraplenes es primordial, por lo que se recurre a estructuras de retención.

Las estructuras de retención a través del paso del tiempo se han ido adaptando a las condiciones y exigencias de las obras, de tal manera que existen varios tipos de estructuras de retención con una gran variedad de aplicaciones.

Una estructura de retención es diseñada con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo en todos sus lados, por lo que se le denomina “de retención”, al material que produce el mayor nivel se le denomina relleno y es el elemento que genera la presión sobre la estructura que tienen como trabajo primordial soportar dicha fuerza.

Dicho lo anterior una estructura de contención es aquella que se utiliza para proporcionar soporte lateral a una masa de suelo vertical o semivertical (Fig. 9).



(Fig. 9) Estructura de retención.

2.1 – TIPOS DE ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN.

Dentro de la ingeniería actual se utilizan generalmente dos tipos de estructuras de retención:

- Estructuras rígidas o convencionales.
- Estructuras flexibles o muros de tierra y tablestacas.

Por ejemplo, cuando se hace una excavación, en ocasiones es necesario mantener estable la masa de suelo de manera provisional o permanente, para lograr esto se puede recurrir al uso de estructuras de retención como pueden ser:

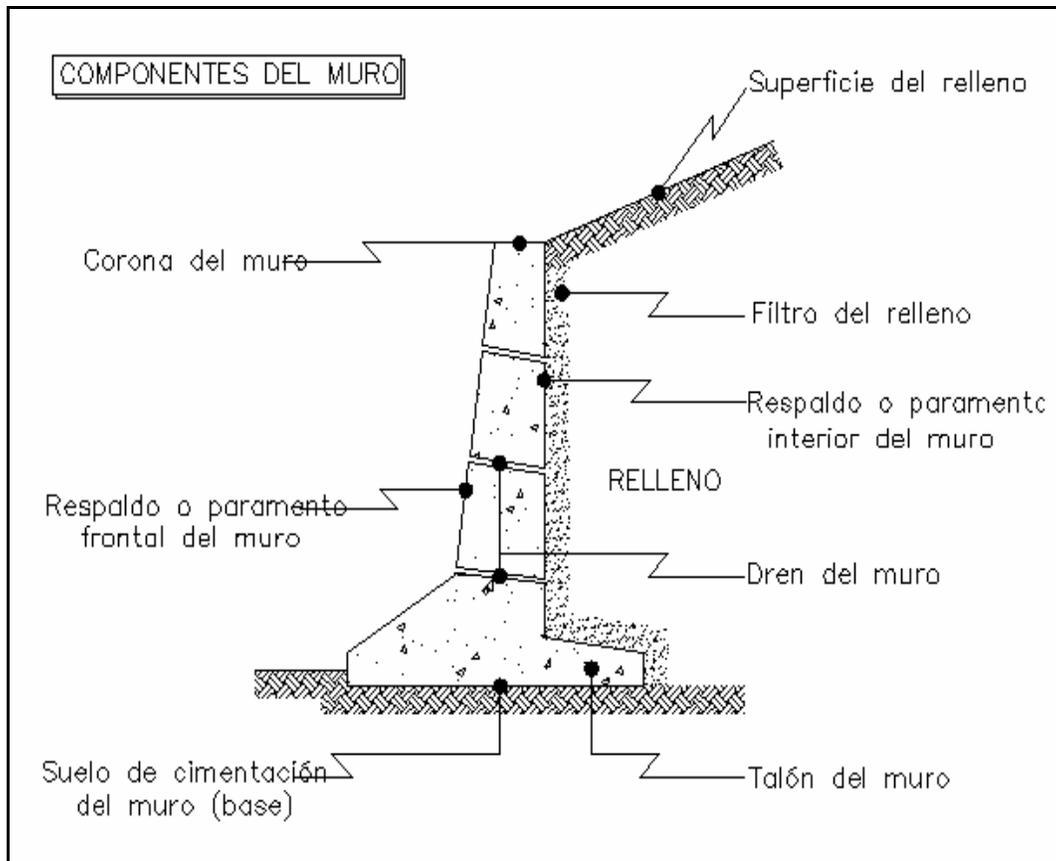
- Muros de contención (estructura rígida).
- Ademes y tablestacas (estructura flexible).
- Muros de tierra armada (estructura flexible).

Lo anterior nos muestra a los dos tipos de estructuras de retención; las rígidas y las flexibles, donde dentro de cada uno de estos dos grupos hay una gran variedad de muros, ademes, tablestacas y otros sistemas.

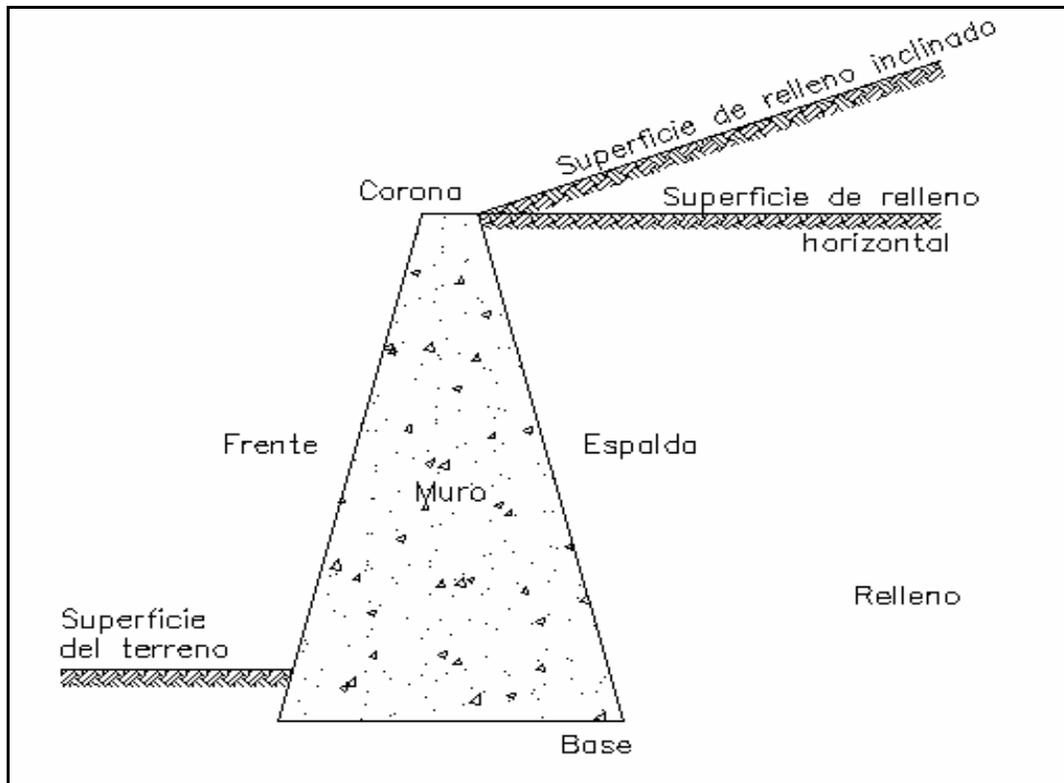
2.1.1 –ESTRUCTURAS RÍGIDAS (MUROS).

Los muros de contención son una estructura permanente y rígida, que se construyen generalmente de mampostería y de concreto simple o reforzado. Estas estructuras o muros de contención están constituidos por un importante grupo de elementos de soporte (Fig. 10 y 11). Los muros de retención tienen una peculiaridad en su inclinado paramento que hace las funciones del suave talud natural del material de relleno (suelo).

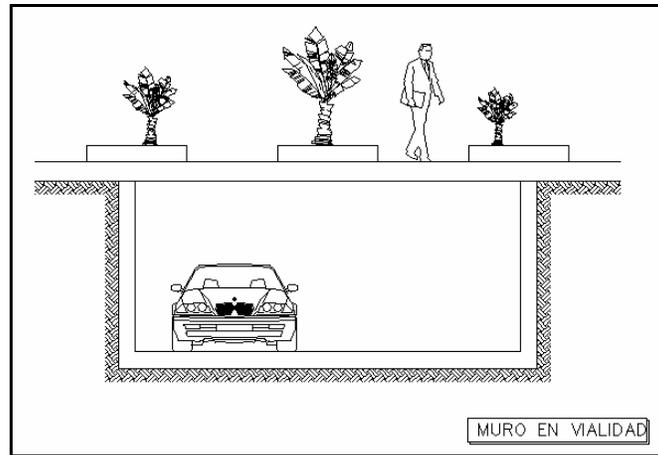
Los muros de retención son utilizados en diversos trabajos tales como vialidades, carreteras y vías férreas (Fig. 12 - 14), para obras de excavación (Fig. 15), obras marítimas e hidráulicas (Fig. 16 - 18), como estribos de puentes (Fig. 19), almacenamiento de materiales (Fig. 20), etc.



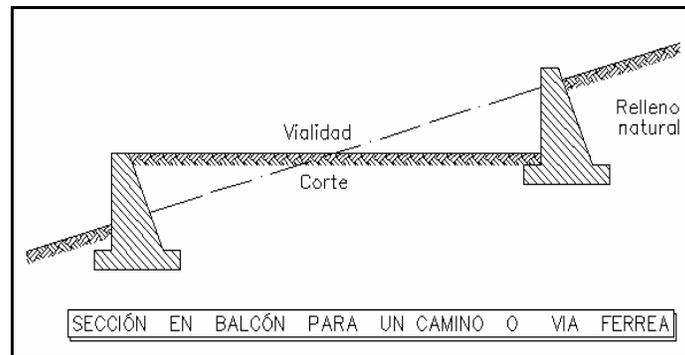
(Fig. 10) Componentes y nomenclatura de un muro de retención.



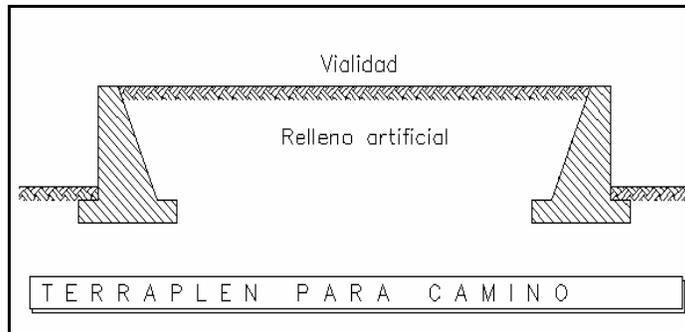
(Fig. 11) Componentes y nomenclatura de un muro de retención.



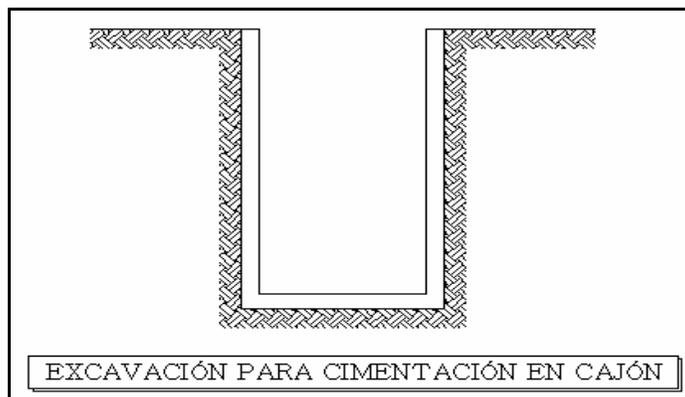
(Fig. 12) Muros de retención en vialidades y vías férreas.



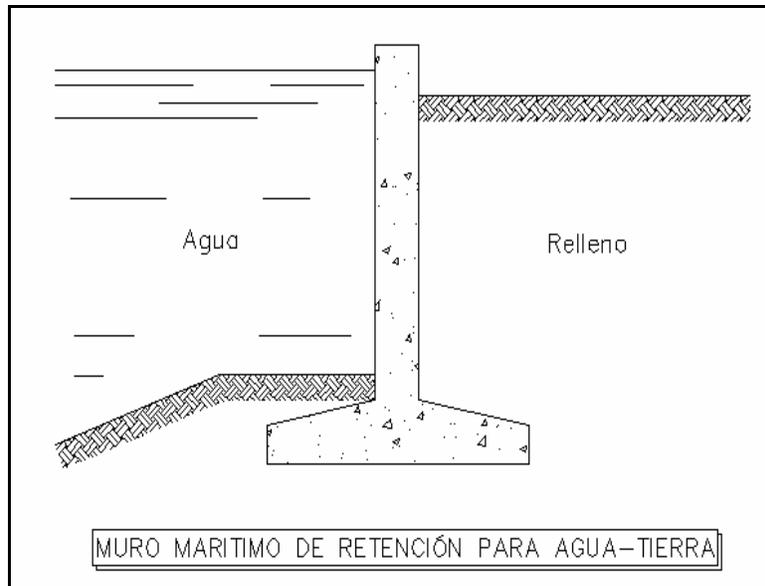
(Fig. 13) Muros de retención en vialidades y vías férreas.



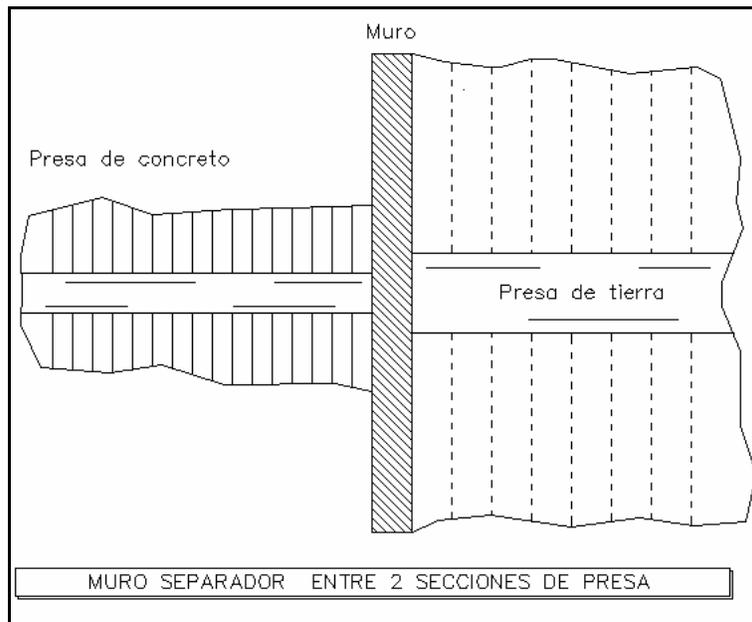
(Fig. 14) Muros de retención en vialidades y vías férreas.



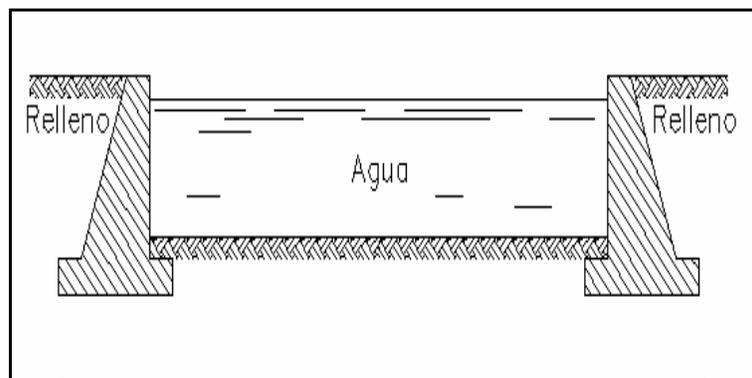
(Fig. 15) Muros de retención en excavaciones.



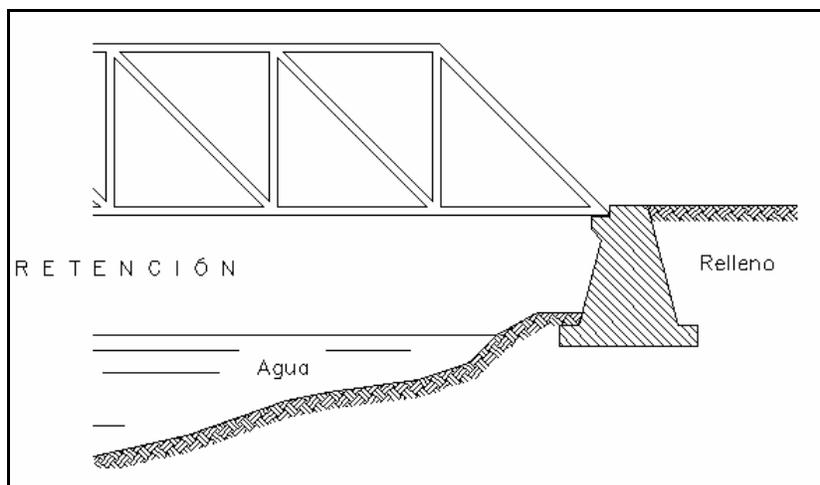
(Fig. 16) Muros de retención en obras marítimas e hidráulicas.



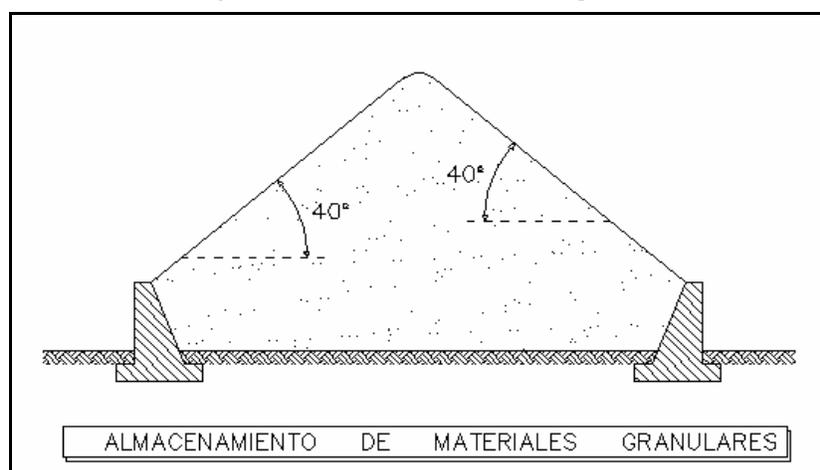
(Fig. 17) Muros de retención en obras marítimas e hidráulicas.



(Fig. 18) Muros de retención en obras marítimas e hidráulicas.



(Fig. 19) Muros de retención como estribo de puentes.



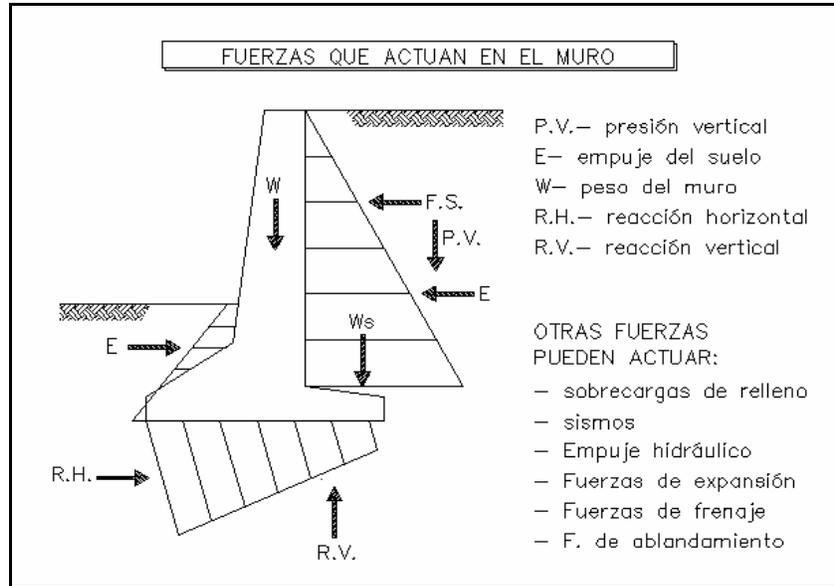
(Fig. 20) Muros de retención para almacenamiento.

En la ejecución del diseño de un muro de retención existen dos fases importantes que deben tomarse en cuenta:

- El muro debe de ser capaz estructuralmente de resistir el empuje del material de relleno que sobre el actúa.
- La cimentación del muro debe de ser capaz de soportar el peso del muro y la fuerza de empuje resultante para no provocar fallas por volteo, deslizamiento y asentamientos, de manera que la estructura sea estable.

Para que estos dos puntos puedan cumplirse en el diseño y construcción de un muro de retención el ingeniero que diseña debe tomar en cuenta los parámetros básicos del suelo, es decir, el peso específico o volumétrico, el

ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido detrás del muro y del suelo de cimentación debajo de la losa de la base. Conocer estas propiedades del suelo que actúan sobre el muro permite al ingeniero que diseña determinar las fuerzas que debe contrarrestar la estructura de retención (Fig. 21).



(Fig. 21) Fuerzas que actúan sobre un muro.

Hay una gran variedad de muros, los cuales pueden ser utilizados según el trabajo que se requiera, entre dichos muros se encuentran:

➤ Muros de gravedad (Fig. 22).

Se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económico para muros altos.



(Fig. 22) Muro de retención de gravedad.

➤ Muros de semigravedad (Fig. 23).

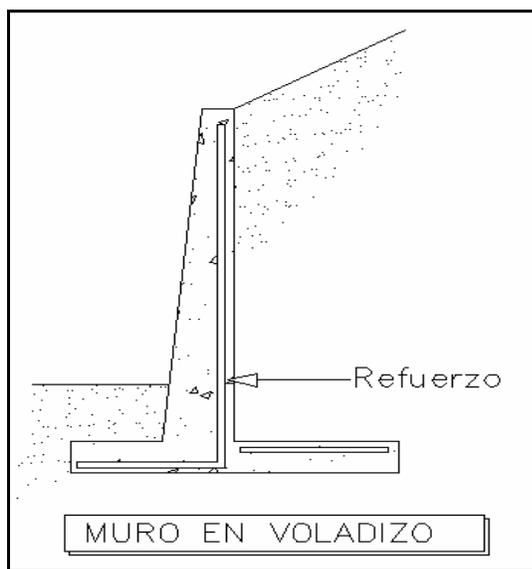
En ocasiones la construcción de un muro de retención esta acompañada de una pequeña cantidad de acero de refuerzo, minimizando así el tamaño de las secciones del muro, muro que se denomina de semigravedad.



(Fig. 23) Muro de retención de semi-gravedad.

➤ Muros en voladizo (Fig. 24).

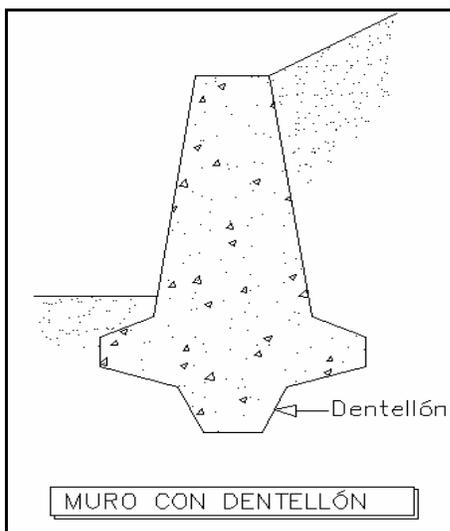
Hechos de concreto reforzado y constan de un cuerpo delgado y una losa base. Este tipo de muro es económico hasta una altura aproximada de 8 metros.



(Fig. 24) Muro de retención en voladizo.

➤ Muros con dentellón (Fig. 25).

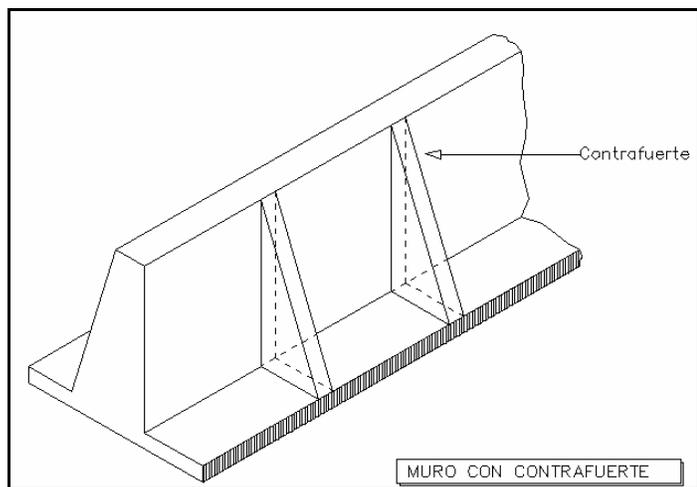
Este tipo de muros de retención tienen un diente en su base que proporciona un empotramiento en el terreno y ayuda a una mejor fijación del elemento, un ejemplo de un muro de este tipo son las presas de elementos graduados que utilizan este elemento en la base de la cortina.



(Fig. 25) Muro de retención con dentellón.

➤ Muros con contrafuertes (Fig. 26).

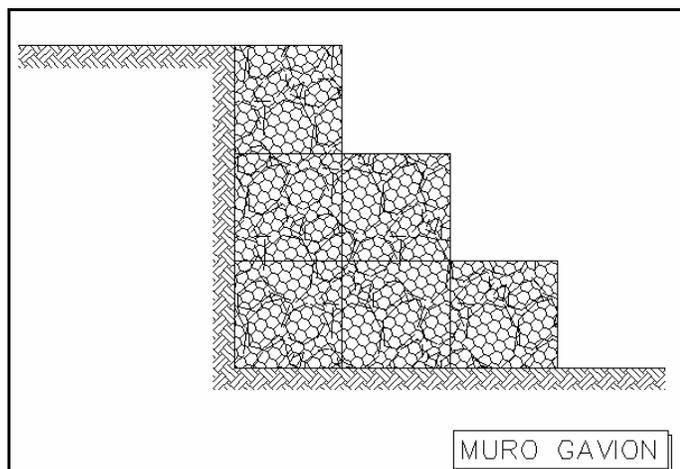
Estos muros están son similares a los muros en voladizo, sin embargo, a intervalos regulares estos tienen losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes que conectan entre si el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.



(Fig. 26) Muro con contrafuertes.

➤ Muros gavión (Fig. 27).

Estas estructuras son cajas de forma prismática regular, fabricadas con malla metálica de triple torsión, de alambre galvanizado, reforzadas fuertemente en los bordes con alambre mas grueso y divididas en celdas mediante diafragmas, que rellenos con roca y piedra y unidos entre si con fuertes ligaduras de alambre forman una estructura de retención.



(Fig. 27) Muro gavión.

2.1.2 –ESTRUCTURAS FLEXIBLES (ADEMES, TABLESTACAS Y TIERRA ARMADA).

Las estructuras flexibles de retención pueden ser ademes, tablestacas y tierra armada:

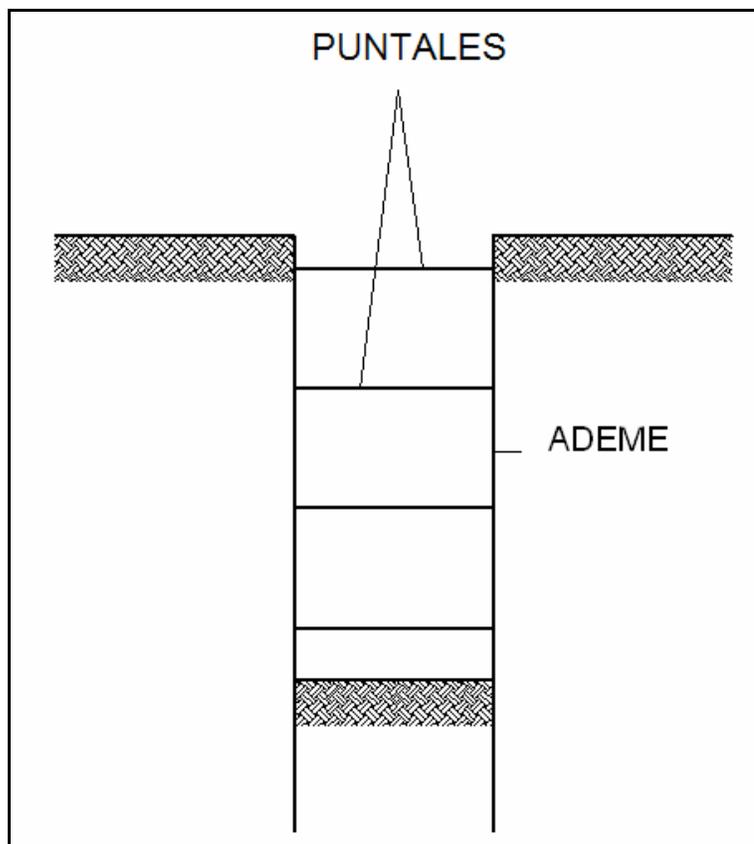
➤ Ademes.

Estas obras son con frecuencia provisionales, que se ejecutan en excavaciones para garantizar la estabilidad de las paredes durante el tiempo necesario para la construcción, por lo general estos ademes son de madera o de una combinación de elementos madera-acero y solamente en casos excepcionales se justifica construirlos totalmente de acero (Fig. 28).

La disposición de los elementos es en primer lugar el hincado vertical de una serie de postes o viguetas de acero de sección "H", siguiendo el contorno de la excavación a efectuar hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma. En seguida, el espacio entre esos elementos se

reviste con tablas horizontales que se van añadiendo a medida que la excavación progresa; también, según la profundidad aumenta, deberán afirmarse los elementos verticales hincados con puntales de acero o de madera colocados transversalmente a la excavación apoyada en largueros longitudinales.

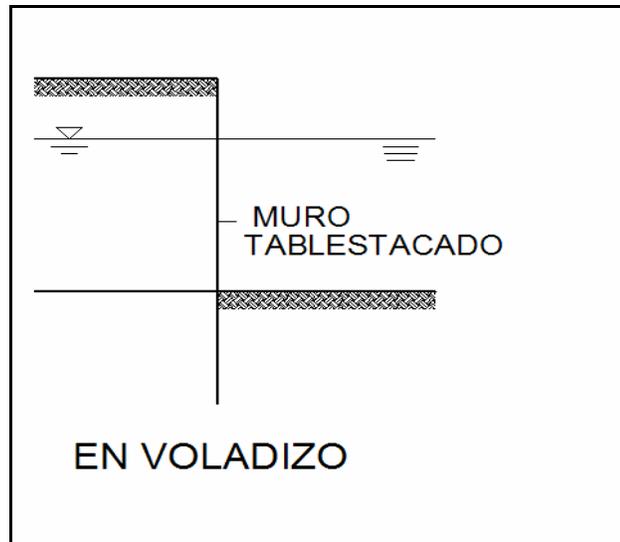
En general los puntales son los elementos de los que más debe preocuparse el ingeniero proyectista para lo cual será preciso conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo sobre el ademe, dependiendo no solo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de toda la estructura.



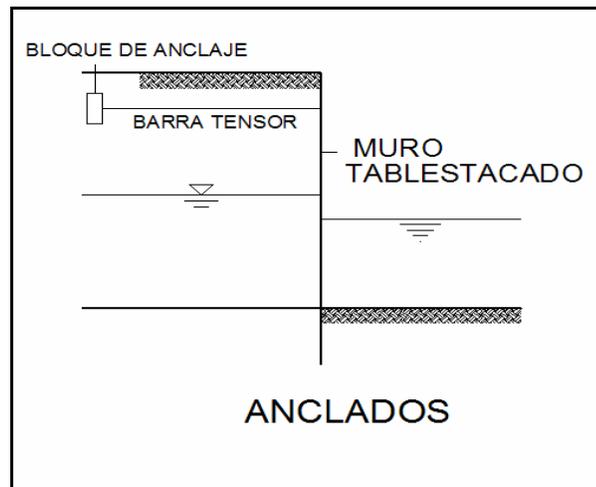
(Fig. 28) Ademe.

➤ Tablestacas.

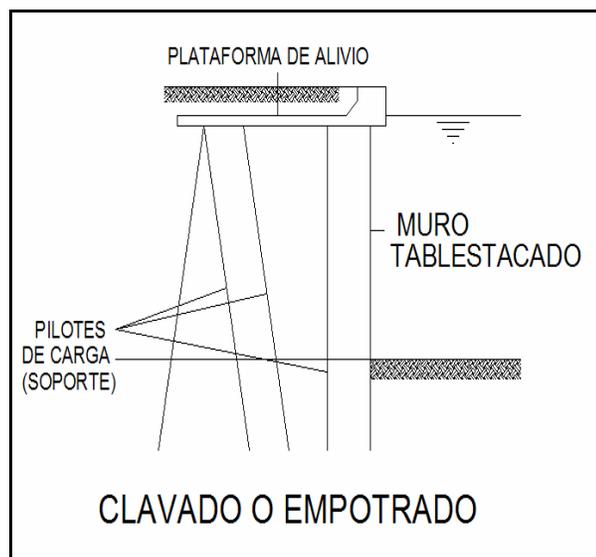
Las tablestacas son elementos de retención del suelo generalmente en fronteras con agua (Fig. 29 - 31).



(Fig. 29) Tablestacas.



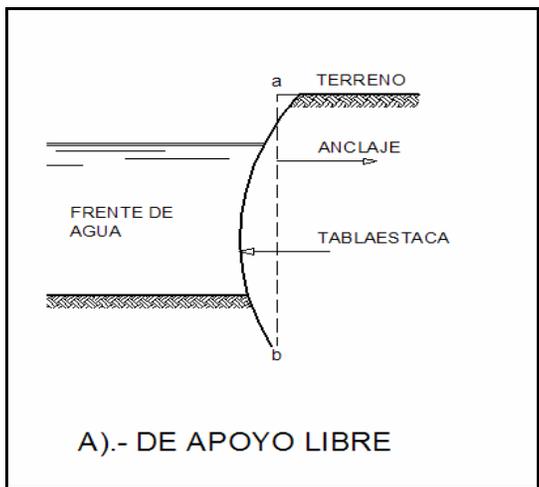
(Fig. 30) Tablestacas.



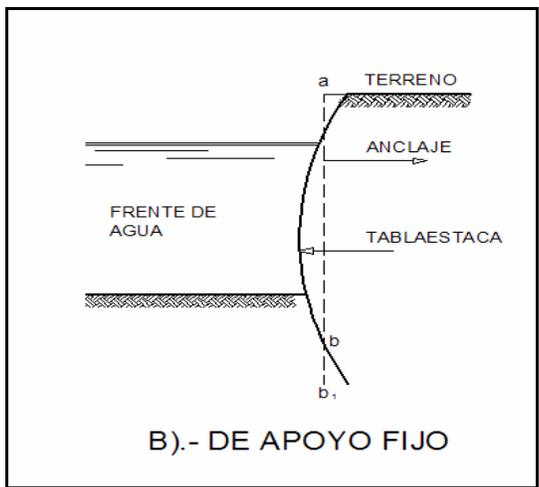
(Fig. 31) Tablestacas.

Dependiendo de la profundidad de hincado para un tipo de suelo dado, se agrupan tablestacas de apoyo libre y de apoyo fijo (Fig. 32 y 33). El tablestacado fijo se hinca lo suficiente como para que solo pueda fallar por flexión o por deficiencia en el anclaje, pero se excluye la posibilidad de falla por desplazamiento de su extremo enterrado, al ser superada la resistencia pasiva del terreno; obviamente son de apoyo libre las tablestacas que no cumplen estas condiciones.

De acuerdo con las características de su construcción las tablestacas pueden ser de dragado o de relleno; en las primeras la estructura se hinca en el terreno natural y después draga su lado exterior, cediendo espacio a las aguas; en la segunda, por el contrario se gana terreno al agua hincando la tablestaca de modo que una altura importante quede libre y rellenando posteriormente el lado interior.



(Fig. 32) Tablestaca de apoyo libre.



(Fig. 33) Tablestaca de apoyo fijo.

Las tablestacas ancladas son estructuras que presentan muchas particularidades que ameritan un análisis especial.

✦ Tierra Armada.

La tierra armada es un moderno sistema de retención de tierras en el cual se introducen bandas horizontales en un suelo granular, con el fin de estabilizar la masa mediante la movilización de la resistencia a la fricción que tiene lugar en el suelo del entorno, esta técnica fue ideada por Vidal en el año de 1969.

La construcción descansa en un material de relleno compactado de fricción colocado en capas reforzadas con bandas lineales a intervalos verticales y horizontales regulares.

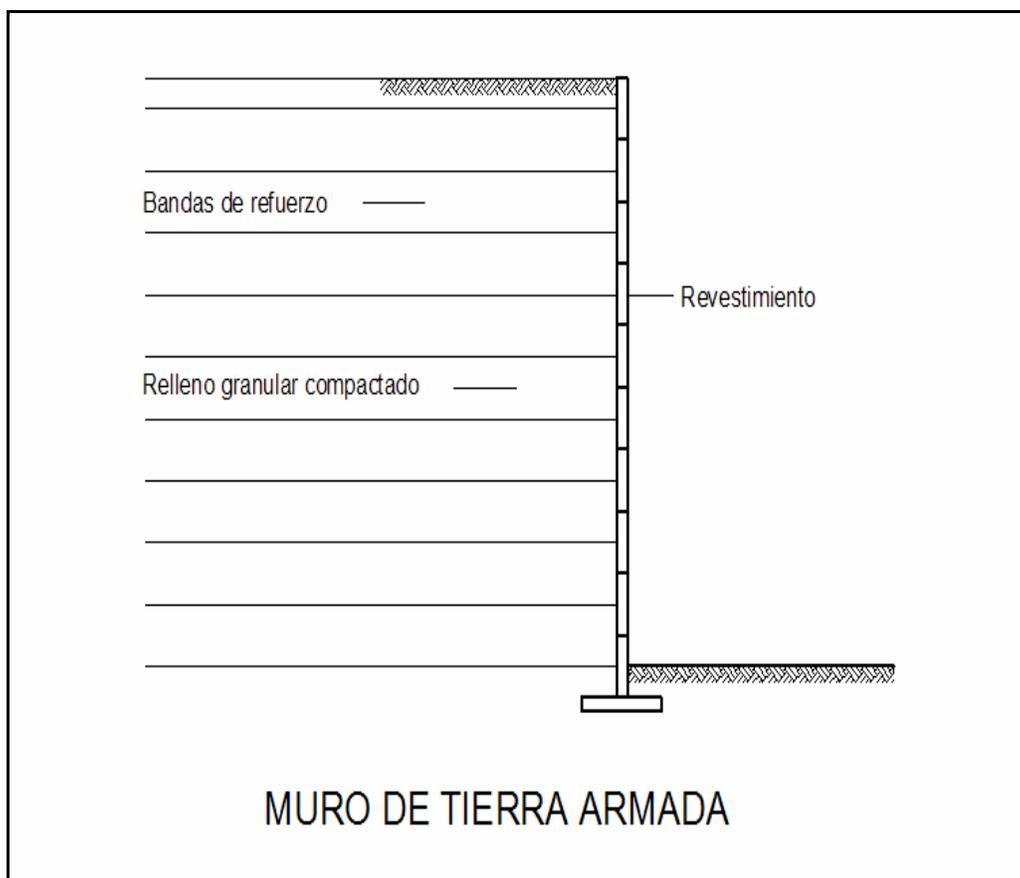
La tierra armada se usa en muros de retención (Fig. 34), paredes marítimas, muros de muelle, estribos de puentes, cortinas de tierra y construcciones similares de ingeniería civil.

Un muro de tierra armada tiene un peso aproximado de la mitad de uno convencional de concreto de dimensiones semejantes.

La tierra armada puede resistir grandes deformaciones sin sufrir daños estructurales. Los componentes principales de la tierra armada son:

- a) Relleno. Se necesita material granular de relleno cuidadosamente seleccionado con un bajo porcentaje de finos.
- b) Refuerzos lineales. Son importantes tanto el tipo de material como la forma de su sección transversal. Mecánicamente se necesitan buenas propiedades de fricción y durabilidad y un bajo potencial de escurrimiento plástico. La durabilidad de la estructura esta gobernada por la de las bandas de refuerzo. Los materiales que se usan normalmente son acero galvanizado, acero inoxidable, aleaciones de aluminio y acero recubierto de plástico, teniendo todos ellos altos módulos de deformación.
- c) Membrana. La superficie consiste en general en tableros yuxtapuestos de metal o de concreto precolado. El papel principal de la membrana o escamas es la de confinamiento y el de evitar

erosiones locales, este elemento no contribuye mecánicamente a la estabilidad de la estructura.

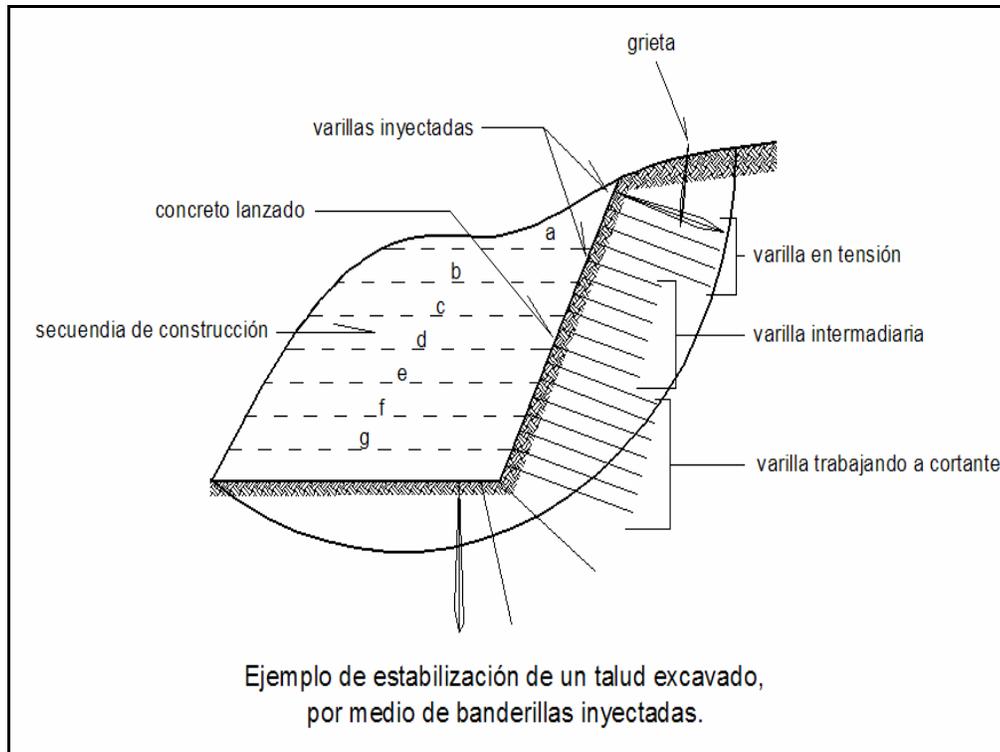


(Fig. 34) Muro de tierra armada.

2.1.3 – ELEMENTOS DE REFUERZO.

En el caso de las estructuras flexibles se hace notar el Sistema de tierra Armada como una estructura novedosa desde el punto de vista de retención. Para su funcionamiento adecuado de estructura de retención tiene como principio el reforzamiento del suelo como su nombre lo indica, mediante tiras metálicas que van a proporcionar la fricción del relleno con estas mismas. Así pues se han desarrollado una variedad de refuerzos de suelo para aplicaciones geotécnicas. Entre dichos refuerzos se encuentran los siguientes:

- Banderillas. Están formadas por una serie de varillas de refuerzo que se inyectan dentro del suelo que se va estabilizar, la siguiente figura ilustra este elemento (Fig. 35):



(Fig. 35) Elementos de banderillas.

- Micropilotes. Son pilotes de pequeño diámetro (100 a 150 mm) de concreto colado en el lugar que tienen generalmente una varilla de refuerzo colada al centro. Se instalan en grupos y los pilotes individuales se construyen tanto en posición vertical como inclinados. Se pueden usar como apoyo de estructuras y para estabilizar el suelo alrededor contra movimientos y pérdida de equilibrio (Imagen 25).



(Imagen 25) Micropilotes.

- Columnas de piedra. Son columnas compactadas de grava o roca triturada que se colocan en suelos blandos. Los diámetros están generalmente comprendidos entre 0.6 y 1.0 metros.
Proporcionan apoyo vertical a las superestructuras o terraplenes y funcionan como drenes del suelo blando. Se pueden también usar para resistir el cortante en planos horizontales.

- Pilotes remoldeados. Son pilotes cilíndricos en los cuales cemento, cal u otros aditivos se mezcla directamente con el suelo encontrando en el sitio. Los pilotes así formados se pueden usar individualmente o en grupos como apoyo de cimentaciones.
También se pueden agrupar para formar pilas o colocarse junto a otro para construir muros.

Otro elemento de refuerzo es la ya mencionada Tierra Armada que en orden sería el primero y que es única entre dichas técnicas en lo que se refiere a:

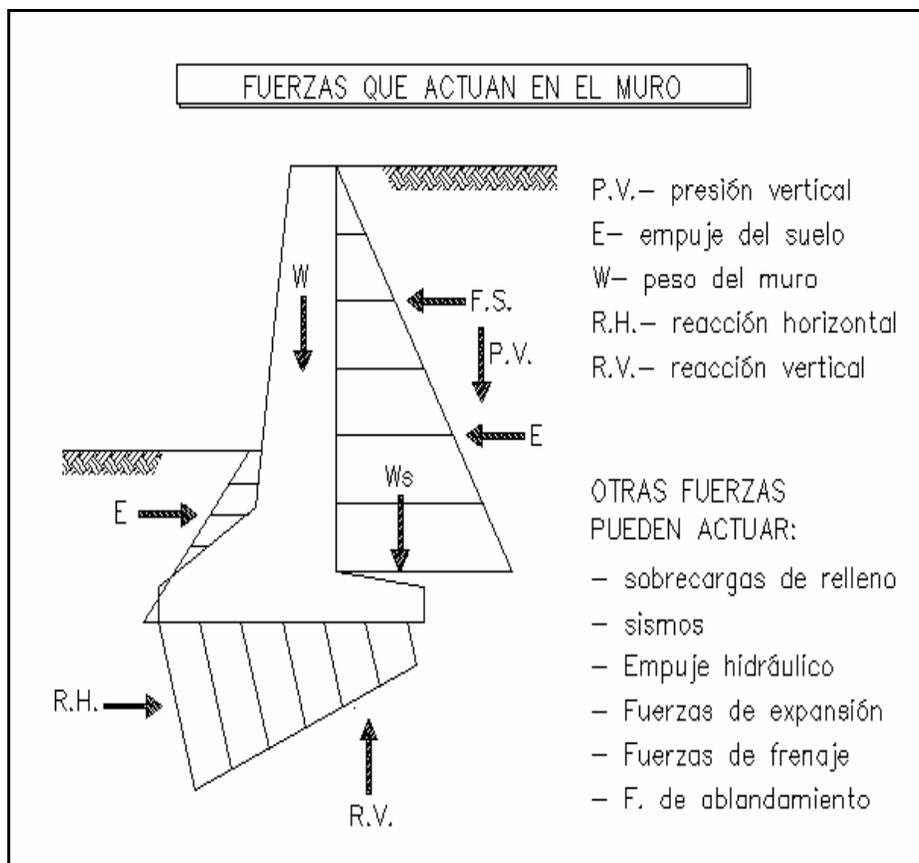
- Los refuerzos se hacen trabajar únicamente a tensión. Los refuerzos solo funcionan efectivamente a la tensión.
- La tierra armada es un material de construcción compuesto en el cual el suelo y las tiras de refuerzo se van colocando en capas sucesivas. En todos los demás métodos mencionados, el terreno que se va a reforzar o a estabilizar se trata en el lugar.

2.2 – TEORÍAS DE ANÁLISIS.

Las fuerzas actuantes contra un muro de retención en el cual la sección estructural se mantenga constante a lo largo de un trecho considerable, puede calcularse para un segundo segmento unitario de muro.

En un muro de retención se analizan distintas fuerzas que deben tomarse en cuenta para su cálculo.

Estas fuerzas son (Fig. 21):



(Fig. 21) Fuerzas que actúan sobre un muro.

- El peso propio del muro.
Esta fuerza, que actúa en el centro de gravedad de la sección puede calcularse cómodamente subdividiendo dicha sección en áreas parciales de calculo sencillo.
- La presión del relleno
La presión del relleno contra el respaldo del muro, con su correspondiente intensidad y distribución.
- La componente normal.
La componente normal de las presiones en la cimentación. Usualmente se considera a la presión en la cimentación como linealmente distribuida, dando lugar a un diagrama trapecial. La resultante vertical de estas presiones actúa en el centro de gravedad del diagrama.
- Presiones horizontales en la cimentación.

La distribución de estas presiones horizontales, se supone análoga a la de las presiones en arenas uniformes en suelos plásticos.

- Presiones de la tierra contra el frente del muro.

El nivel de desplante de un muro de retención debe colocarse bajo la zona de influencia de las heladas y a nivel que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno.

Así, la tierra colocada al frente del muro ejerce una resistencia; sin embargo, esta fuerza suele omitirse en los cálculos en algunas ocasiones a causa de ciertas incertidumbres que pudieran existir en lo relativo a su magnitud en un caso práctico.

- Fuerza de puente.

Se incluye aquí el conjunto de fuerzas actuantes sobre el muro, si esta forma parte, por ejemplo, de un estribo de puente.

El peso propio de los elementos de puente, las fuerzas de frenaje, centrífugas para puente en curva, deben ser consideradas.

- Sobrecargas actuantes en el relleno.

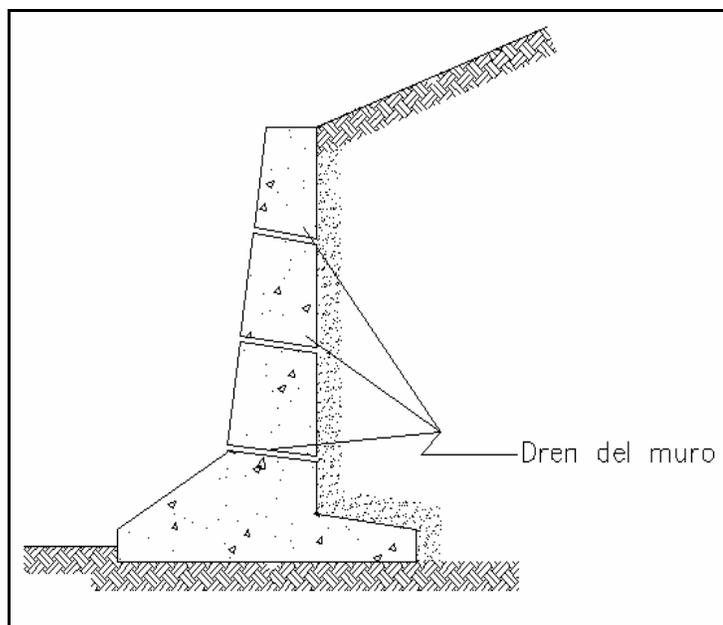
Las sobrecargas actuantes sobre el relleno, usualmente uniformemente distribuidas o lineales.

- Fuerzas debidas al agua.

Si se permite la acumulación del agua tras el muro generara presiones hidrostáticas sobre el, independientes de la calidad del relleno, se reduce la presión debida a la tierra por efecto del peso específico sumergido. Sin embargo, esta condición debe ser siempre evitada, instalando en el muro el drenaje adecuado que garantice la eliminación eficiente de las aguas (Fig. 36).

Si en un relleno arcilloso existen grietas cercanas al muro y el agua las llena, podrá ejercer, en la correspondiente profundidad, empujes hidrostáticos contra el muro.

Si a través del relleno se establece un flujo, por ejemplo por lluvia, la condición de presiones contra el muro puede hacerse más desfavorable, por lo que será preciso analizar la condición de flujo, tomando en cuenta la presencia de fuerzas de filtración.



(Fig. 36) Drenes del muro.

➤ Sub-presiones.

Cuando el drenaje bajo el muro no es correcto o ha sufrido desperfectos, puede almacenar agua en aquella zona. Si la cimentación es impermeable, el agua puede fluir a lo largo de ella emergiendo a la superficie del suelo en el frente del muro; en estas condiciones puede haber riesgo de turificación. En cimentaciones permeables, el agua que sale a la superficie puede ser poca, pero en todo caso se producirán presiones del agua contra los materiales constituyentes del muro.

➤ Vibración.

Las vibraciones producidas por el paso del tráfico sobre caminos o ferrocarriles, pueden incrementar las presiones contra muros cercanos. No es frecuente introducir estos efectos en los cálculos comunes por lo pequeños que son.

➤ Fuerzas de impacto.

El movimiento de vehículos y otro tipo de maquinas pueden producir impacto sobre el relleno de un muro. Estos efectos tienden a ser rápidamente amortiguados por el propio relleno y no suelen tomarse en cuenta.

➤ Temblores.

El efecto de los movimientos sísmicos puede ser el aumentar momentáneamente la presión lateral contra un muro. El efecto no suele ser de gran consideración, pero en zonas críticas puede tomarse en cuenta incrementando los empujes calculados en un 10%.

➤ Efecto de las heladas.

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

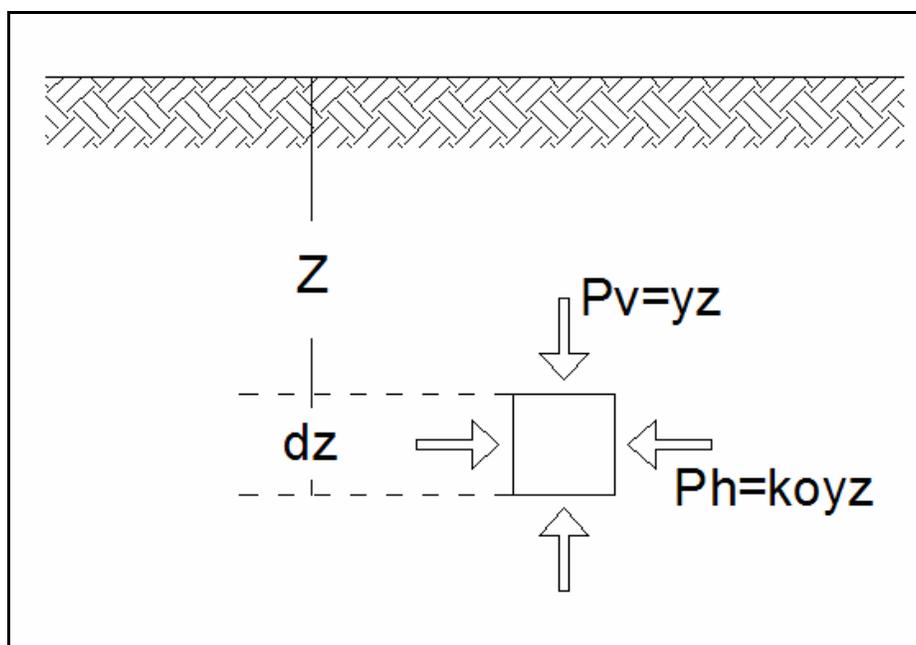
➤ Expansiones por humedad del relleno.

Estos problemas son frecuentes en rellenos arcillosos en los que la expansión produce un aumento en las presiones laterales sobre el muro. Cuando el suelo se seca, se contrae y las presiones disminuyen correspondientemente. La reiteración de estos procesos puede ser perjudicial. El efecto suele presentarse mas intensamente en la superficie del relleno, decreciendo con la profundidad de modo que rara vez se manifiesta debajo de 1.5 metros aproximadamente, bajo la superficie del relleno. No hay ningún método seguro para calcular los incrementos de presión producidos por estos fenómenos que pueden evitarse en gran parte con estratos horizontales de material grueso, que actúen como dren.

Conocidas las fuerzas que actúan sobre un muro podemos calcularlas por medio de distintas teorías de análisis.

2.2.1 – TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS FRICCIONANTES.

Supóngase un elemento de suelo de altura dz , que se encuentra a una profundidad z , en el interior de un suelo en el que no existen desplazamientos, es decir se encuentra en reposo, la frontera del semiespacio horizontal como se muestra en la figura (Fig. 37):



(Fig. 37) Fuerzas actuantes en un elemento de suelo en reposo.

En esta condición la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es:

$$P_v = \gamma z \quad (\text{ecuación 1})$$

Donde:

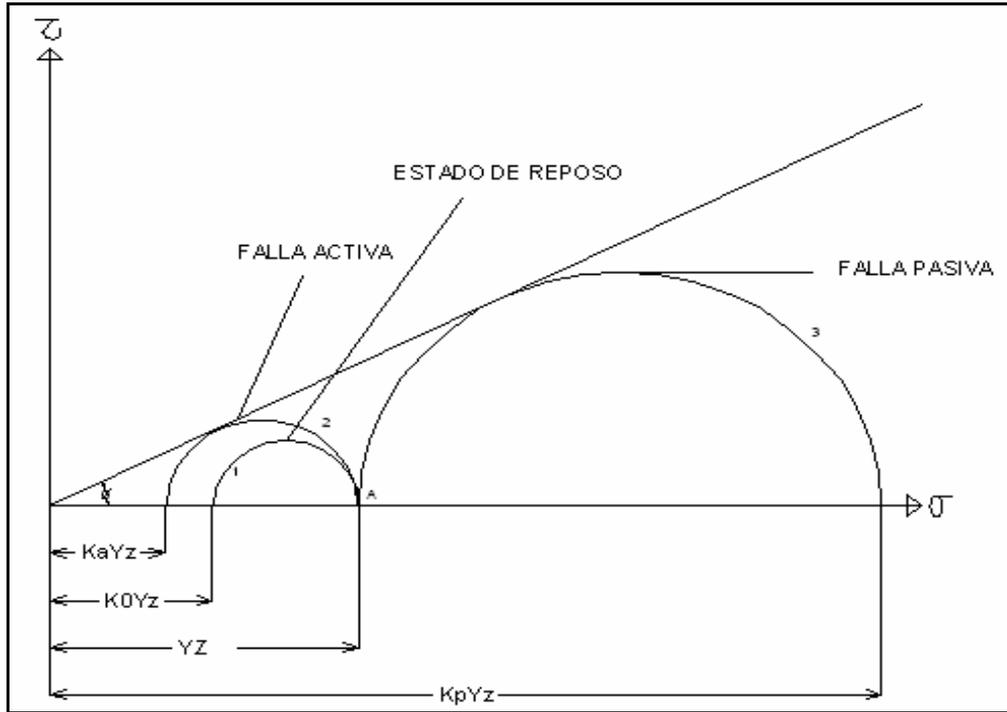
γ = Es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el medio.

Bajo la presión vertical actuante el elemento del suelo se presiona lateralmente originándose así un esfuerzo horizontal, p_h , que basándonos en la experiencia, se ha aceptado como directamente proporcional a p_v .

$$P_h = K_0 \gamma z \quad (\text{ecuación 2})$$

Se llama coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0) a la constante de proporcionalidad entre $P_v = \gamma z$ y sus valores han sido obtenidos empíricamente en laboratorio y en el campo, obteniéndose que para suelos granulares sin finos oscila entre 0.4 y 0.8. Para arenas sueltas le corresponde $K_0 = 0.4$ y $K_0 = 0.8$ para arenas intensamente apisonadas; una arena natural compactada suele tener un $K_0 = 0.8$.

Se muestra en el diagrama de Mohr (Fig. 38) el círculo correspondiente al estado de esfuerzos mencionado para el elemento ya descrito.



(Fig. 38) Estados plásticos en el diagrama de Mohr (suelos friccionantes).

Se obtendrá un círculo I, que evidentemente no es de falla si no es el estado de esfuerzos del suelo en reposo. A partir de estas condiciones de esfuerzos en reposo se puede llegar a la falla de dos maneras prácticas.

El primero consiste en disminuir el esfuerzo horizontal manteniendo el esfuerzo vertical constante, obtenemos así el círculo II de falla con un esfuerzo principal menor $\sigma_3 = K_A \gamma z$, y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo $K_p \gamma z$, a los cuales se le denomina estado activo y estado pasivo respectivamente.

En el estado activo, se tiene:

$$P_h / P_v = 1 / N \phi = \sigma_3 / \sigma_1 \quad (\text{ecuación 3})$$

Entonces:

$$K_A = 1 / N \phi = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (\text{ecuación 4})$$

Esta expresión que nos da el valor del coeficiente activo de presión de tierra, análogamente en el estado pasivo se entiende como:

$$P_h / P_v = \sigma_1 / \sigma_3 = N \phi \quad (\text{ecuación 5})$$

Por ultimo el coeficiente pasivo de presión de tierra quedara:

$$K_A = 1 / N \phi = \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) \quad (\text{ecuación 6})$$

Los dos casos de estados plásticos anteriores tienen correspondencia con la realidad ingenieríl.

Considerando un muro cuyo relleno se supone originalmente en reposo, dicho muro se podrá llevar a la falla físicamente de dos maneras. Una por el empuje del relleno, cediendo la estructura hacia el frente, la otra por acción de algún empuje exterior, incrustándose el muro en el relleno y deformándose hacia su espalda.

Bajo el empuje del relleno de Rankine pensó, que el muro cede y se desplaza, disminuyendo la presión del relleno hasta llegar los valores debajo del de reposo; esto haría que la masa del suelo desarrolle su capacidad de auto sustentación por medio de los esfuerzos generados.

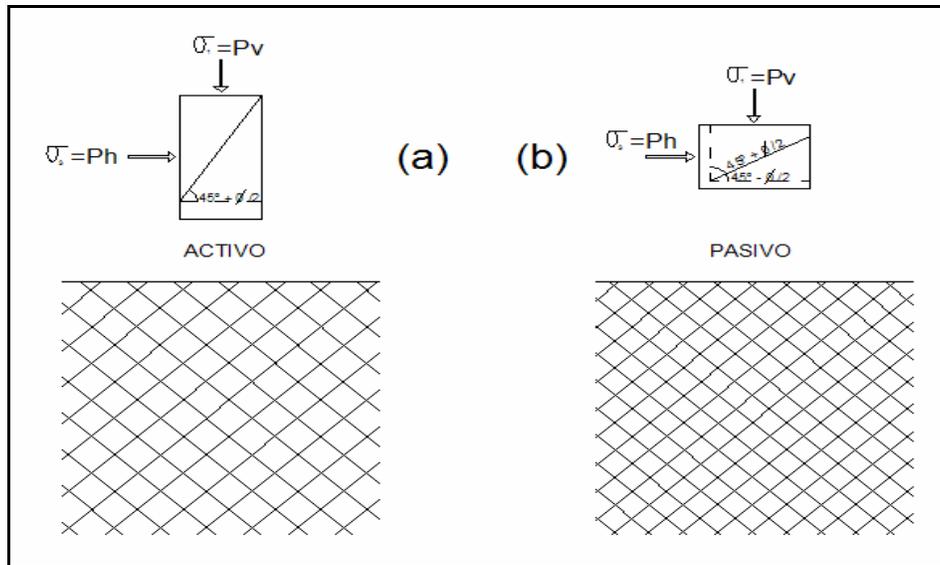
Cuando el muro sede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser la activa, valor mínimo que no puede disminuirse aun cuando el muro cede mas a partir del instante de su separación.

Con tal de proyectar un muro para resistir la presión activa, podrá razonarse, que garantiza su estabilidad siempre y cuando el muro pueda ceder lo suficiente para su desarrollo.

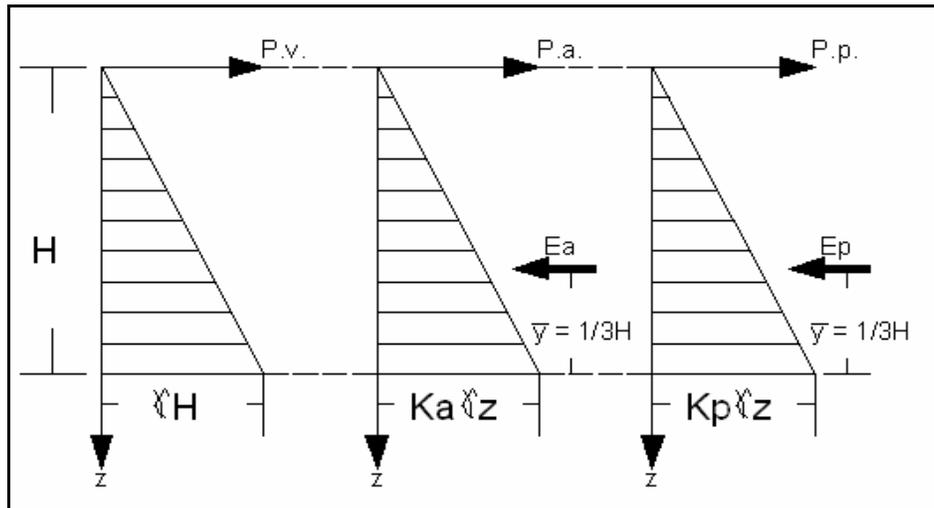
Para el caso en que el muro se desplace hacia su respaldo bajo una fuerza exterior suficiente para desarrollar la presión pasiva, cuyo caso se puede diseñar la estructura, contando con la resistencia máxima del suelo.

Se puede determinar la inclinación de las líneas de fluencia de una masa de suelo sujeta a cualquiera de los dos estados plásticos mencionados.

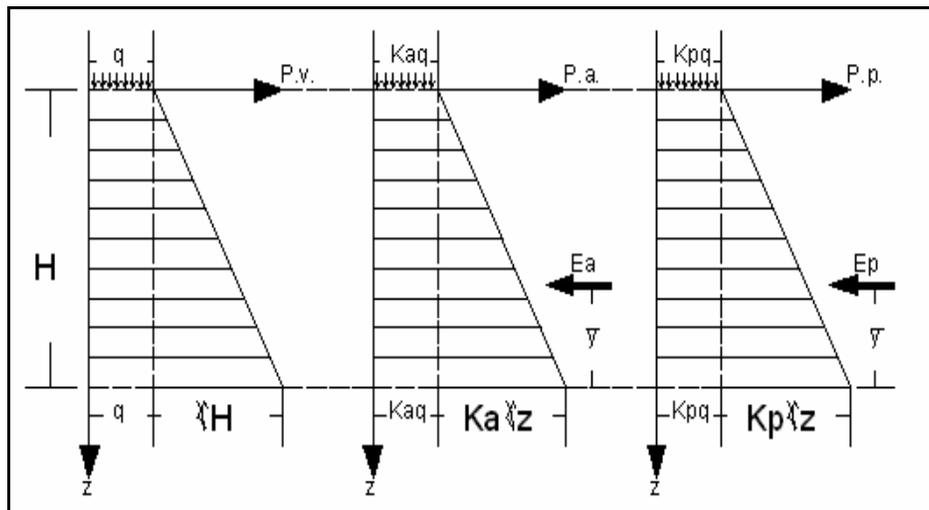
Se observo que en el elemento de suelo sujeto aun esfuerzo principal mayor σ_1 y a uno menor horizontal σ_3 , la línea de fluencia se presenta en un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ respecto a la dirección del esfuerzo principal menor, validando la hipótesis de Morh-Coulomb, como se muestra en la siguiente figura (Fig. 39 - 41) las líneas de fluencia obtenidas.



(Fig. 39) Líneas de fluencia en los estados de equilibrio plástico y diagramas de flujo.



(Fig. 40) Líneas de fluencia en los estados de equilibrio plástico y diagramas de flujo.



(Fig. 41) Líneas de fluencia en los estados de equilibrio plástico y diagramas de flujo.

Las formulas expuestas son validas para el caso de una superficie horizontal del relleno de tierra y el paramento del muro vertical.

Si las expresiones para las presiones activa y pasiva dentro de la Teoría de Rankine, obtenidas para una profundidad z , se integran a lo largo de la altura H de un muro de retención, podrán obtenerse los empujes totales correspondientes. El procedimiento implica la suposición de que los estados plásticos respectivos se han desarrollado totalmente en toda la masa del relleno, es decir, que el muro se ha deformado lo necesario.

$$P_h = P_v / N \varnothing = \gamma z / N \varnothing \quad (\text{ecuación 7})$$

Expresión que la presión horizontal actuante sobre el muro a una profundidad z , para el caso del relleno con superficie horizontal. En un elemento dz del respaldo del muro, a la profundidad z , el empuje es:

$$dE_A = 1 / N \varnothing \gamma z dz$$

Supuesta una dimensión unitaria en una altura H el empuje total será:

$$E_A = 1/2 K_A \gamma H^2 \quad (\text{ecuación 8})$$

La ecuación 8 da el empuje total ejercido por un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical. A partir de la ecuación 5 se llega al valor del empuje pasivo total:

$$E_P = 1/2 K_P \gamma H^2 \quad (\text{ecuación 9})$$

Para efectos del calculo de la estabilidad del muro, como elemento rígido, el volumen de presiones puede considerarse substituido por fuerzas concentradas, E_A y E_P ., dada la distribución lineal de la Teoría de Rankine, el punto de aplicación de tales fuerzas esta a un tercio de la altura desde la base del muro.

En caso de que la superficie del relleno sea inclinado a un ángulo β con la horizontal, las presiones anteriores para los casos activo y pasivo, permiten por un proceso llegar a las expresiones de los empujes activo y pasivo:

$$E_A = 1/2 \gamma H^2 ((\cos \beta) (\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \varnothing)^{1/2}) / \cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \varnothing)^{1/2}) \quad (\text{ecuación 10})$$

$$E_P = 1/2 \gamma H^2 ((\cos \beta) (\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \varnothing)^{1/2}) / \cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \varnothing)^{1/2}) \quad (\text{ecuación 11})$$

En vista de las distribuciones de presión también son lineales y su dirección es paralela a la superficie del relleno, estas estarán aplicadas a un tercio de la base de la altura del muro.

Para $\beta=0$ las formulas anteriores se reducen a las formulas 8 y 9 respectivamente.

Un caso practico de interés es el que resulta de considerar la superficie del relleno, supuesta horizontal, sujeta a una sobrecarga uniformemente distribuida de valor q . Este caso se puede analizar en el estado plástico activo de la siguiente manera:

$$\sigma_3 / \sigma_1 = 1 / N \varnothing = K_A$$

Al aplicar la sobrecarga q . el esfuerzo vertical se transforma en:

$$\sigma_1^* = \sigma_1 + q$$

La horizontal en:

$$\sigma_3^* = \sigma_3 + \Delta\sigma_3$$

Por lo tanto, se tiene:

$$1 / N \varnothing = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 / \sigma_1 + q$$

De donde:

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 = \sigma_1 / N \varnothing + q / N \varnothing$$

Al comparar sobrecarga nula se deduce:

$$\Delta P_h = \Delta\sigma_3 = q / N \varnothing = K_A q \quad (\text{ecuación 12})$$

Para el caso activo el efecto de sobrecarga uniformemente distribuida es simplemente el aumentar la presión actuante contra el muro en el valor dado por la ecuación 12.

Analógicamente puede verse que para el caso pasivo el efecto de la sobrecarga uniforme es aumentar la presión en el valor:

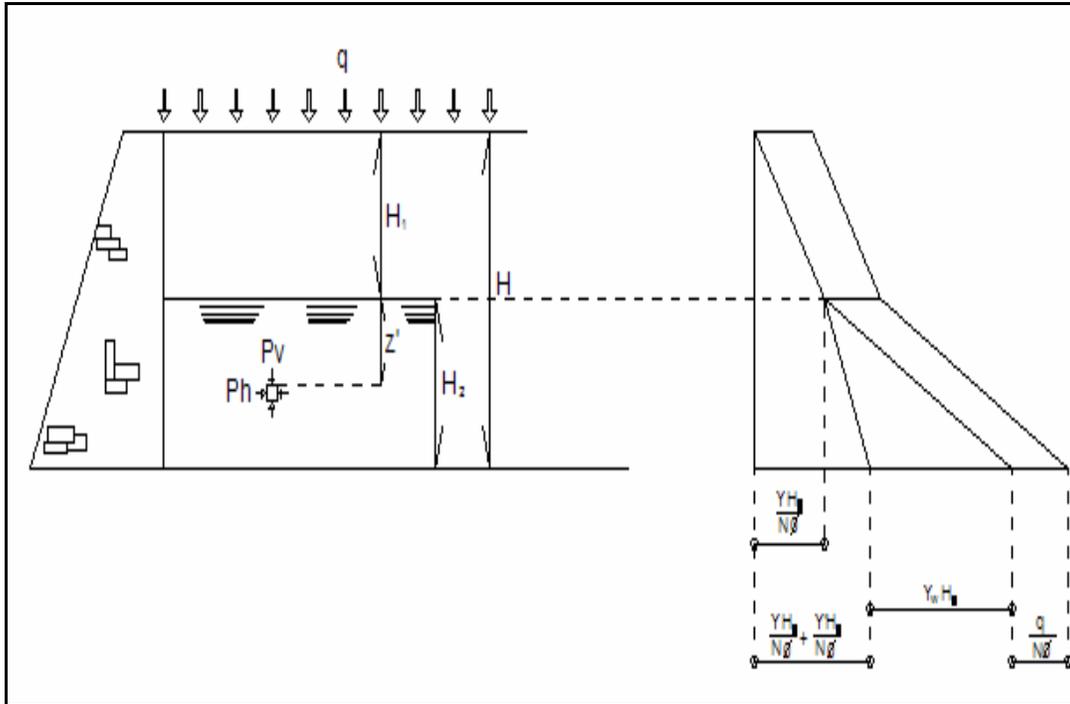
$$\Delta P_h = \Delta\sigma_1 = q N \varnothing = K_p q \quad (\text{ecuación 13})$$

Debe notarse cuidadosamente que las formulas 12 y 13 tienen su campo de aplicación restringido a relleno con superficie horizontal. Para el caso del relleno inclinado podrán obtenerse expresiones a partir de las formulas correspondientes.

Otro caso de interés practico es aquel que se tiene cuando parte del relleno horizontal arenoso tras el muro esta en condición sumergida. Si H es la altura

total del muro y H_1 altura a partir de la altura de arena no sumergida (Fig. 42), la presión vertical del relleno en un punto bajo el nivel del agua será:

$$P_v = \gamma H^2 + z' \gamma' \quad (\text{ecuación 14})$$



(Fig. 42) Presiones activas de un relleno arenoso sumergido parcialmente y con sobrecarga.

La presión ejercida por la arena bajo el nivel freático será:

$$P_A = P_V / N\emptyset = 1 / N\emptyset (\gamma H_1 + z' \gamma') \quad (\text{ecuación 15})$$

Sobre el muro la presión hidrostática vale:

$$P_\omega = \gamma_\omega z' \quad (\text{ecuación 16})$$

Así tenemos que el empuje activo total esta dado por:

$$E_A = (1 / 2 N\emptyset) \gamma H^2 + (1 / N\emptyset) \gamma H_1 H_2 + (1 / N\emptyset) \gamma' H_2^2 + (1 / 2 N\emptyset) \gamma_\omega H_2^2 \quad (\text{ecuación 16})$$

En este caso se observa que el empuje aumenta demasiado a pesar de que disminuye el valor de γ a γ' pues el efecto hidrostático del agua no esta afectado por ningún termino reductor del tipo $1 / N\emptyset$.

Todas las formulas anteriores se aplican frecuentemente en la practica de la construcción de muros de retención de mampostería o de concreto reforzado,

por lo cual es de fundamental importancia recapitular las condiciones de su aplicabilidad. Estas son, por supuesto, las hipótesis de que esta afectada la Teoría de Rankine, destacadas a continuación:

- Los estados plásticos, tanto activo como pasivo, se desarrollan por completo en toda la masa del suelo. El tipo de movimiento que necesita para que se pueda presentar un estado plástico es un ligero giro conveniente del muro en torno a su base.
- Cuando la superficie del relleno es horizontal y si el respaldo del muro es vertical, como implícitamente se ha considerado hasta ahora, el muro debe ser liso, es decir, el coeficiente de fricción entre el y el suelo de relleno es nulo.
- Cuando la superficie es un relleno en un plano inclinado de ángulo β con la horizontal, ha de admitirse que el muro es rugoso con un coeficiente de fricción con el suelo tal que las presiones resultantes sobre el respaldo vertical resulten inclinadas al mismo ángulo β .
- Otro caso es el de los muros de concreto reforzado con secciones típicas y que también se analizan por el método Rankine.

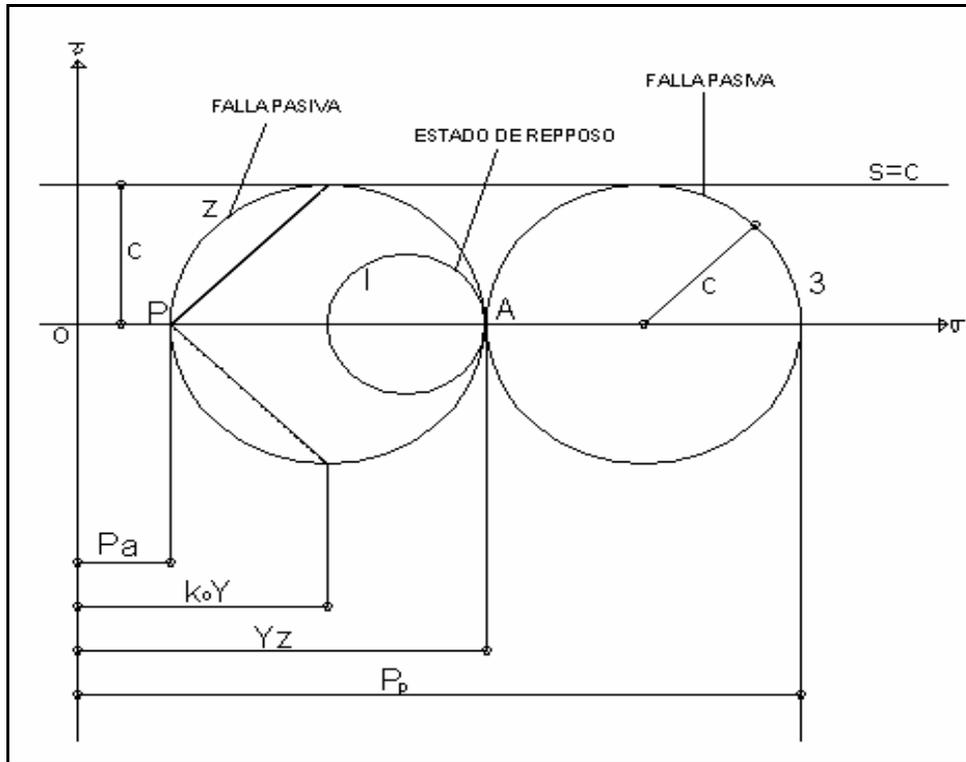
2.2.2 – TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS COHESIVOS.

En las arcillas la cohesión no existe como una propiedad esencial, es mas bien una propiedad circunstancial, que puede llegar a cambiar con el tiempo. Porque la arcilla se consolide o que se expanda por la absorción de agua.

La cohesión utilizada en las formulas para proyectos deben tener la seguridad de no cambiar con el tiempo a pesar de ser un proceso muy complejo de obtener.

Considerando un suelo puramente cohesivo a una profundidad z , y la masa de la superficie horizontal y esta en reposo, la presión horizontal sobre un elemento sujeto a la presión vertical (γZ) será $K_0 \gamma Z$ donde K_0 depende del material y su historia previa de esfuerzos.

En los círculos de Mohr el suelo cohesivo, se representa al estado de esfuerzos del suelo cohesivo con el círculo I, Como la deformación lateral es permitida, el material puede llegar a alcanzar la falla de dos modos (Fig. 43):



(Fig. 43) Círculo de Mohr para suelos cohesivos.

- Se admite que el suelo se deforme lateralmente, por la disminución de presión horizontal, hasta el valor mínimo compatible con el equilibrio, el cual está representado por el círculo II y corresponde al estado plástico activo, cuyas presiones son:

$$\text{La horizontal } P_A = \gamma Z - 2C$$

$$\text{La vertical } P_v = \gamma Z$$

Donde:

P_v = Es el esfuerzo principal mayor.

P_A = Es el esfuerzo principal menor.

En el círculo de falla II tangente a la envolvente $s = c$, obtenida en prueba rápida.

- Aumentando la presión hasta que, después de sobrepasar el valor γZ , alcanza un valor que hace que el nuevo círculo de esfuerzos resulte también tangente a la envolvente horizontal de falla que es representado por el círculo III, y en ese momento se tiene el estado plástico pasivo y las presiones alcanzan:

$$\text{La horizontal } P_p = \gamma Z + 2C$$

La vertical $P_v = \gamma Z$

Donde:

P_p = Es el esfuerzo principal mayor.

P_v = Es el esfuerzo principal menor.

En el diseño de muros de retención, también se puede establecer la misma interpretación práctica respecto a la creación de los estados plásticos, relacionando las fórmulas para las presiones activas con el empuje del suelo sobre muros, en tanto que, las pasivas se relacionan con los muros que presionan al relleno. Basándonos desde este punto de vista, se puede obtener las fórmulas para los empujes totales activos y pasivos complementando con la altura H del muro, las respectivas presiones horizontales que pasan por el centroide del área de presiones:

$$E_A = 1 / 2 \gamma H^2 - 2cH$$

$$E_P = 1 / 2 \gamma H^2 + 2cH$$

Para poder calcular la máxima altura a la que puede llegarse en un corte vertical del material cohesivo sin soporte y sin derrumbe la fórmula del empuje activo proporciona un procedimiento sencillo que consiste en la condición $E_A = 0$, de la expresión anterior:

$$1 / 2 \gamma H^2 - 2cH = 0$$

Por lo tanto:

$$H_c = 4c / \gamma$$

Donde:

H_c = Altura crítica del material cohesivo.

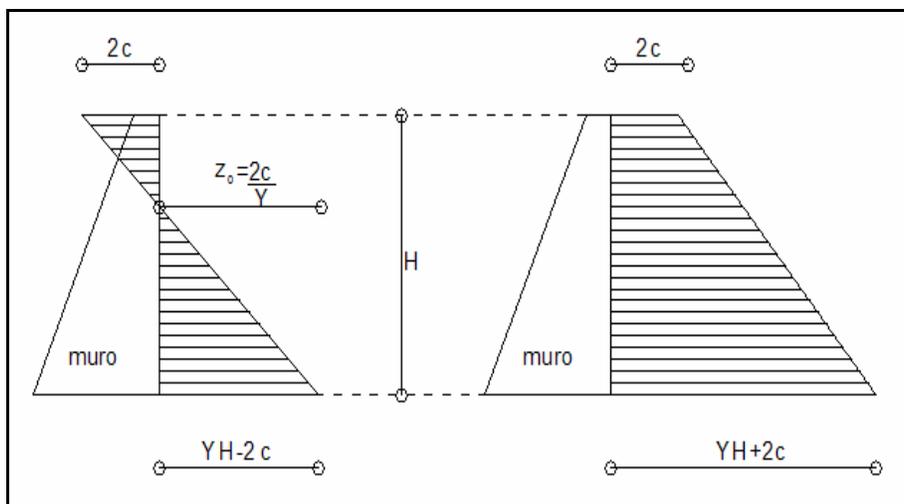
Los valores de la altura estable real son un poco altos por lo que se recomienda afectarla por un factor como mínimo de 2:

$$H_{TRAB} = H_c / 2$$

La cohesión se ha interpretado como un parámetro con una variación considerable conforme el tiempo que disminuye su valor inicial. La Teoría de Rankine parte de que la cohesión es constante en el tiempo por lo que el ingeniero de diseño no debe confiarse del todo de esta teoría, por la existencia de muchos imprevistos que afecten el diseño de la estructura en un apego total a dicha teoría.

Cuando un relleno cohesivo se satura pierde cohesión y la presión que se ejerce sobre el muro aumenta excesivamente sin aviso visible, por lo que la falla de presentarse es en forma abrupta y repentina, como lo representan sus diagramas de flujo (Fig. 44). De manera que no es practico el uso de las siguientes formulas para los empujes. El suelo no tiene la capacidad de tensión por lo que se presentan grietas verticales de profundidad dada por la formula:

$$Z_0 = 2c / \gamma$$



(Fig. 44) Diagramas de flujo.

La formación de grietas se presenta por los siguientes puntos:

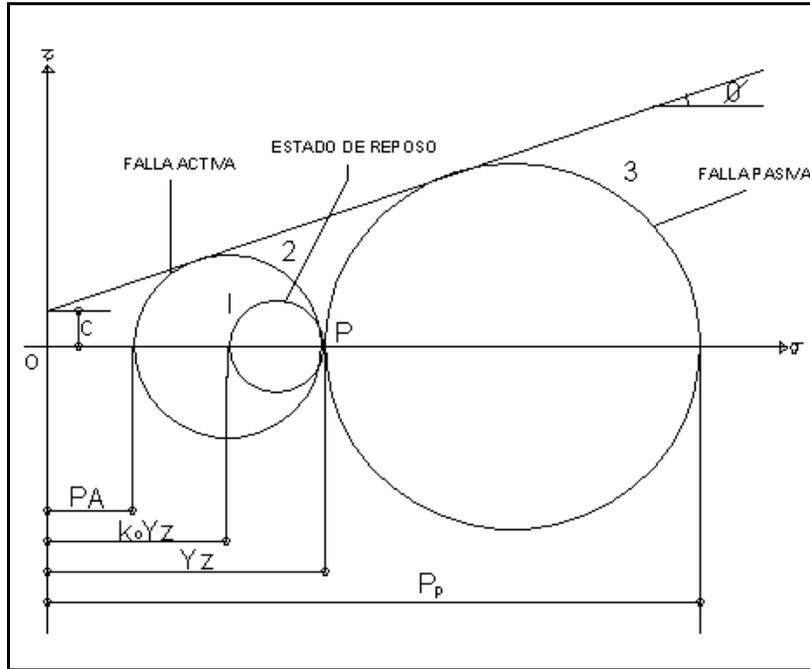
- Se presenta en la posición en que el suelo esta sujeto al máximo esfuerzo a tensión.
- Al comenzar la grieta desde su parte inferior indica que se presenta una fuerte concentración de esfuerzos de tensión, que provoca su extensión hasta ya no encontrar esfuerzos a la tensión.

2.2.3 – TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES.

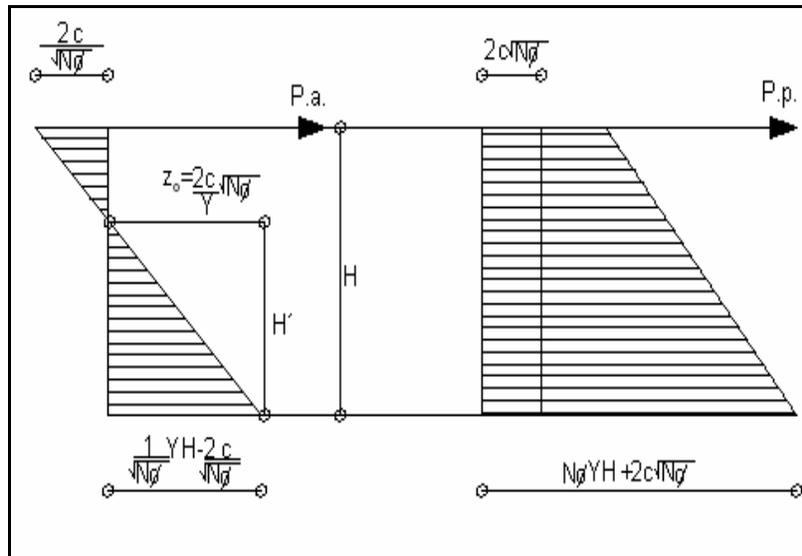
En la aplicación del concepto de la Teoría de Rankine en suelos en los que la envolvente detalla obtenida del tipo de prueba triaxial adecuada al caso cohesivo-friccionante es:

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

Cuando el relleno es horizontal, el suelo que se encuentra a una profundidad Z , se considera en reposo y se encuentra sujeta a un estado de esfuerzos que se muestra en el círculo I. Puede llegarse a la falla por la disminución de la presión lateral o por el aumento de la misma debido al valor de K_0 y Z . Así poder llegar a un estado plástico activo presente por el círculo II y el estado plástico representado por el círculo III (Fig. 45 y 46).



(Fig. 45) Circulo de Mohr.



(Fig. 46) Diagramas de flujo.

El esfuerzo principal máximo y el esfuerzo principal menor esta dado por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\theta + 2c (N\theta)^{1/2}$$

Para el estado activo $P_A = \sigma_3$ y $\sigma_3 = \gamma Z$

$$P_A = \gamma Z / N\phi - 2c / (N\phi)^{1/2}$$

El caso del estado pasivo $P_p = \sigma_1$ y $\sigma_3 = \gamma Z$

$$P_p = \gamma Z N\phi + 2c (N\phi)^{1/2}$$

Estas expresiones nos proporcionan las presiones horizontales que son ejercidas por los estados plásticos, entonces los correspondientes empujes se obtienen, como siempre integrando las presiones a lo largo de la altura H del muro:

$$E_A = \gamma H^2 / 2N\phi - (2c / (N\phi)^{1/2}) H$$

$$E_p = 1/2N\phi \gamma H^2 + 2c (N\phi)^{1/2}H$$

Existe una zona en el diagrama de presiones que corresponde a un estado de tensiones, en el estado activo como en los suelos puramente cohesivos y la profundidad a la que llega esta zona a partir de la superficie del relleno, se puede obtener con el criterio de que en este punto existe esta condición $P_A = 0$, por lo que:

$$2c / (N\phi)^{1/2} = \gamma Z / N\phi$$

Entonces:

$$Z_0 = 2c / \gamma (N\phi)^{1/2}$$

Si el relleno se agrietara, por efecto de estas tensiones dejarían de producirse estas tensiones y por lo cual el punto de aplicación del empuje puede calcularse solo con base en el triangulo inferior de compresión y Z_0 de una idea para calcular la profundidad de la grieta formada.

Para calcular la altura crítica con la que puede mantenerse sin soporte el suelo en un corte vertical se podrá calcular con el criterio $E_A = 0$, es decir:

$$\gamma H^2 / 2 N\phi = (2c / (N\phi)^{1/2}) H$$

$$H_c = (4c / \gamma) (N\phi)^{1/2}$$

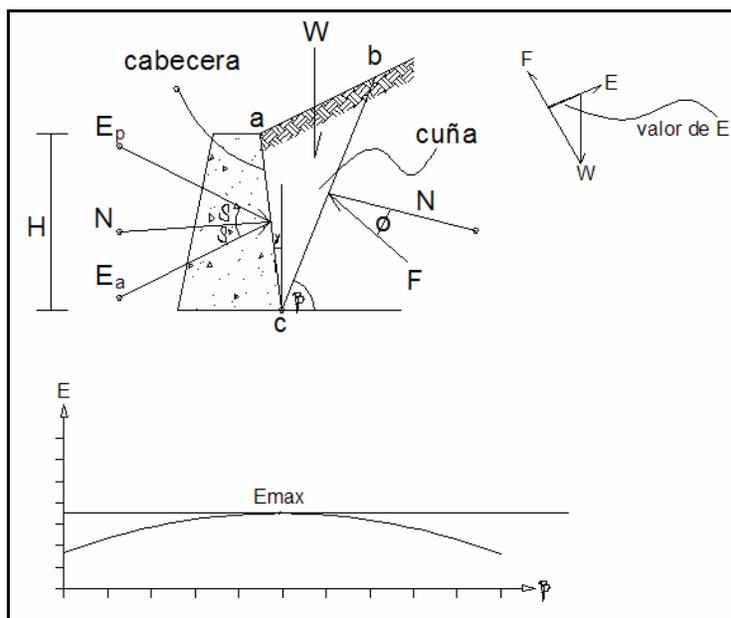
2.2.4 – MÉTODO COULOMB PARA SUELOS FRICCIONANTES.

Este método es gráfico que da resultados aceptables además de considerar el efecto de la fricción que se genera en la superficie en que desliza el suelo y entre el suelo y el respaldo. El método se basa en el análisis de cuñas del suelo del relleno obteniendo el empuje de cada cuña por lo que el análisis completo del empuje máximo contra el muro incluye el análisis de varias cuñas de suelo.

El procedimiento de análisis consta de varios puntos (Fig. 47):

- Se dibujan el muro y el relleno a escala.
- Se elige la posición de una cuña, la que se va analizar y se trazan.
- Se calcula la fuerza W como el peso de la cuña (área de la cuña por el peso volumétrico del relleno) y se ubica en el dibujo, actuando en el centro de gravedad del área de la cuña, quedando esta fuerza conocida en magnitud, dirección y sentido.
- Se traza una línea normal a la superficie en la que se supone desliza la cuña, se traza la fuerza F , ubicándola por debajo de la línea normal y haciendo un ángulo θ con la línea normal, quedando conocida la fuerza F en dirección y sentido.
- Sobre el respaldo interior del muro se traza una línea normal y se traza por debajo de esta línea la fuerza E haciendo un ángulo δ que representa la fricción entre el suelo y el muro quedando la fuerza E conocida en dirección y sentido.
- Con las fuerzas W , F y E se construye un polígono de fuerzas el cual debe ser cerrado por tratarse de fuerzas en equilibrio.
Para construir el polígono realiza lo siguiente:
 - a) Se lleva una línea paralela a W a escala.
 - b) Por la línea interior de W se lleva una paralela a F .
 - c) Llevando una paralela a E se cierra el polígono.
- Con la misma escala con que se trazó W se mide la fuerza E y esa medida será el valor del empuje de la cuña.
- El proceso se repite por lo menos por otras 4 cuñas con diferentes ángulos de inclinación.

- W, F y E no son necesarias ubicarlas en el centro de gravedad de la cuña.



(Fig. 47) Procedimiento del método Coulomb de suelos friccionantes.

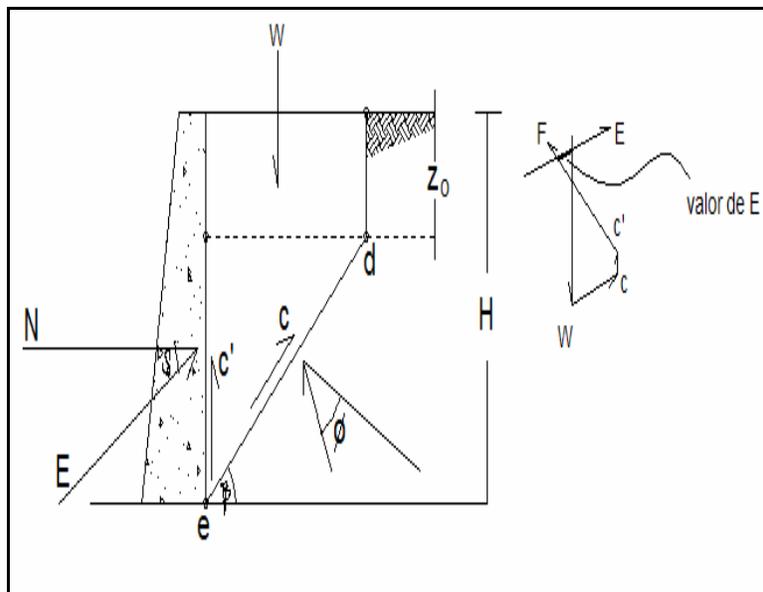
2.2.5 – MÉTODO COULOMB PARA SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES.

Este método es muy similar a el de suelos friccionantes solo que ahora se tienen las fuerzas de cohesión que intervienen en el análisis.

El procedimiento de análisis al igual que el de suelos friccionantes consta de varios puntos (Fig. 48):

- Se dibujan el muro y el relleno a escala.
- Se calcula la profundidad de las grietas de tensión y se señalan.
- Se elige la cuña del suelo que se va analizar.
- Se obtiene la fuerza W (peso de la cuña), obteniendo el área de la cuña por el peso volumétrico del suelo y se traza en el dibujo actuando en el centro de gravedad del área de la cuña.
- Se obtiene la fuerza C que corresponde a la fuerza de la cohesión que actúa a lo largo de la superficie de desplazamiento de la cuña y que se opone al movimiento de esta, la fuerza C tendrá un valor igual al de la cohesión por la longitud de la superficie de desplazamiento de la cuña, esta fuerza se dibuja en dirección y sentido.

- Se obtiene la fuerza C' , que es la fuerza de cohesión que se desarrolla entre el respaldo interior del muro y el suelo que esta en contacto con él. La fuerza C' tendrá un valor igual a la cohesión y la longitud en que actúa en el respaldo y la fuerza se traza en dirección y sentido.
- Se ubica la fuerza F trazando una línea normal a la superficie de desplazamiento de la cuña, trazándola por debajo de la línea normal con una abertura igual al ángulo δ (fricción entre muro y suelo).
- Se ubica la fuerza E trazando una línea normal al respaldo interior del muro, la fuerza E se traza por debajo de la línea normal con una abertura al ángulo δ .
- Con las fuerzas W , C y C' (conocidas en magnitud, dirección y sentido) y las fuerzas F y E (conocidas solo en dirección y sentido) llevando paralelas a estas fuerzas se traza el polígono de fuerzas en equilibrio. Para el trazo del polígono de fuerzas se lleva primero la paralela a W a escala, continuación la paralela a C y luego C' a escala, posteriormente se llevan las paralelas F y se cierra el polígono con E .
- Con la misma escala que se trazo W , C y C' se mide el segmento de línea que corresponde a E y ese valor es el empuje de la cuña.
- El proceso se repite para otras 4 cuñas diferentes para obtener el empuje máximo.
- Se construye la grafica de Empujes-Inclinación de cuña.



(Fig. 48) Procedimiento del método Coulomb de suelos cohesivo-friccionantes.

2.2.6 – MÉTODO EMPÍRICO DE TERZAGHI.

Este método es producto de una gran experiencia y su confiabilidad se ha demostrado en el diseño de muchos muros. Tiene una restricción para su uso, y es que solo puede ser usado en muros menores a 7 metros de altura.

La primera parte de este método consiste en ubicar el tipo de material de relleno en los 5 tipos siguientes:

<u>TIPO:</u>	<u>SUELO:</u>
- 1	- SUELO GRANULAR GRUESO Y SIN FINOS.
- 2	- SUELO GRANULAR GRUESO Y CON FINOS LIMOSOS.
- 3	- SUELO RESIDUAL Y CON CANTOS, BLOQUES DE PIEDRA Y ARENAS.
- 4	- ARCILLAS PLASTICAS BLANDAS, LIMOS ORGANICOS O ARCILLAS LIMOSAS.
- 5	- FRAGMENTOS DE ARCILLA DURA O MEDIANAMENTE DURA, PROTEGIDOS DE MODO QUE EL AGUA DE CUALQUIER FUENTE NO PENETRE EN LOS FRAGMENTOS.

Los materiales del tipo 4 y 5 deben ser evitados siempre que sea posible.

El material 5 deberá ser rechazado siempre y cuando no se cuente con la protección a la penetración del agua.

La segunda parte del método consiste en encasillar el tipo de superficie del relleno y las condiciones de la carga que actúa sobre él en uno de los siguientes 4 casos:

1. La superficie del relleno es plana, inclinada o no, y sin sobrecarga alguna.
2. La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro hasta un cierto nivel que se torna horizontal.
3. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente distribuida.
4. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

➤ Para el caso 1 y 2 los empujes se obtienen aplicando las ecuaciones:

$$E_v = (1/2) K_v H^2$$

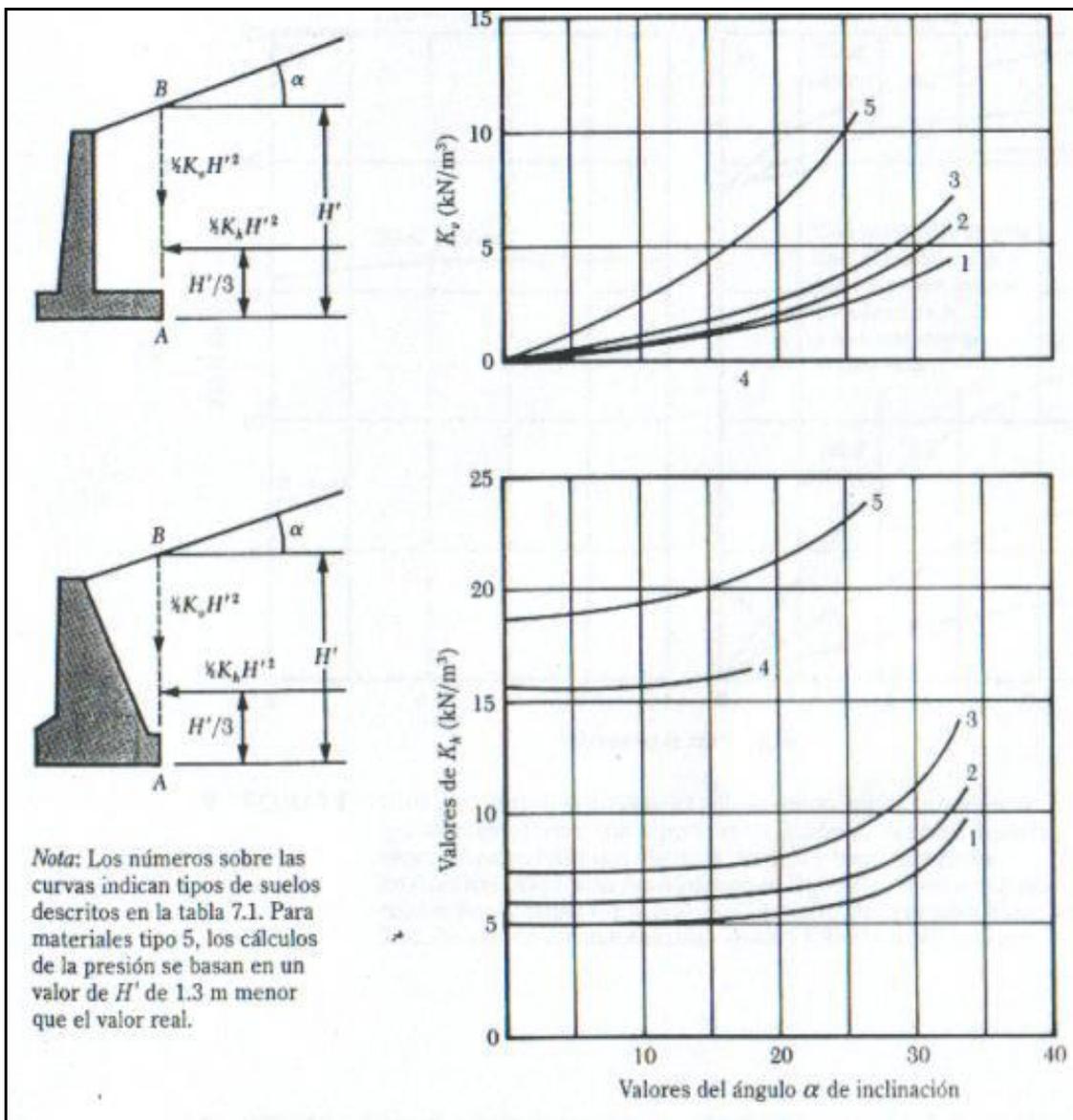
$$E_H = (1/2) K_H H^2$$

Donde:

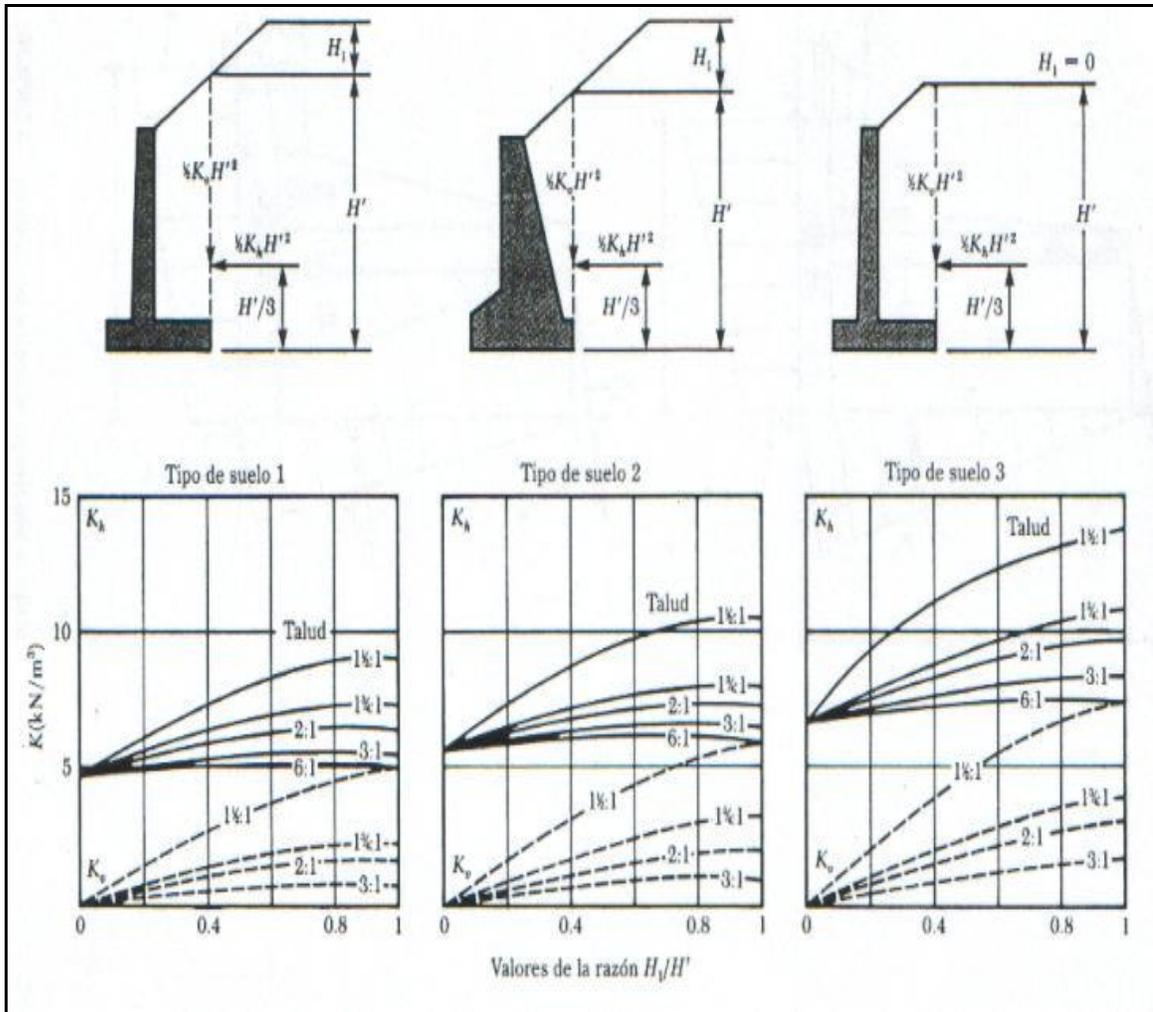
E_v y E_H = Componentes horizontal y vertical del empuje.

K_v y K_H = Constantes obtenidas de las graficas de Terzaghi

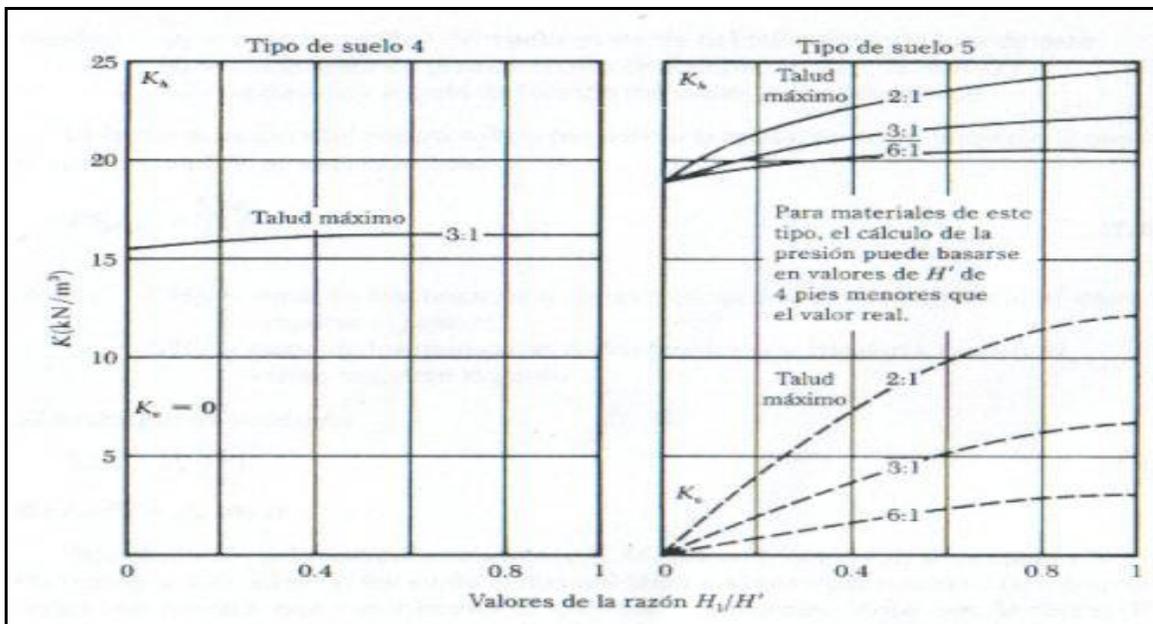
(Grafica 1 - 3) que proporciona los componentes vertical y horizontal, la primera grafica es para el caso 1 y la segunda para el caso2.



(Grafica 1).



(Grafica 2).



(Grafica 3).

- Para el caso 3 cuando el terreno no soporte una carga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en el que se supone actúa el empuje deberá incrementarse uniformemente en

$$P = Cq;$$

q = Valor de la sobrecarga repartida.

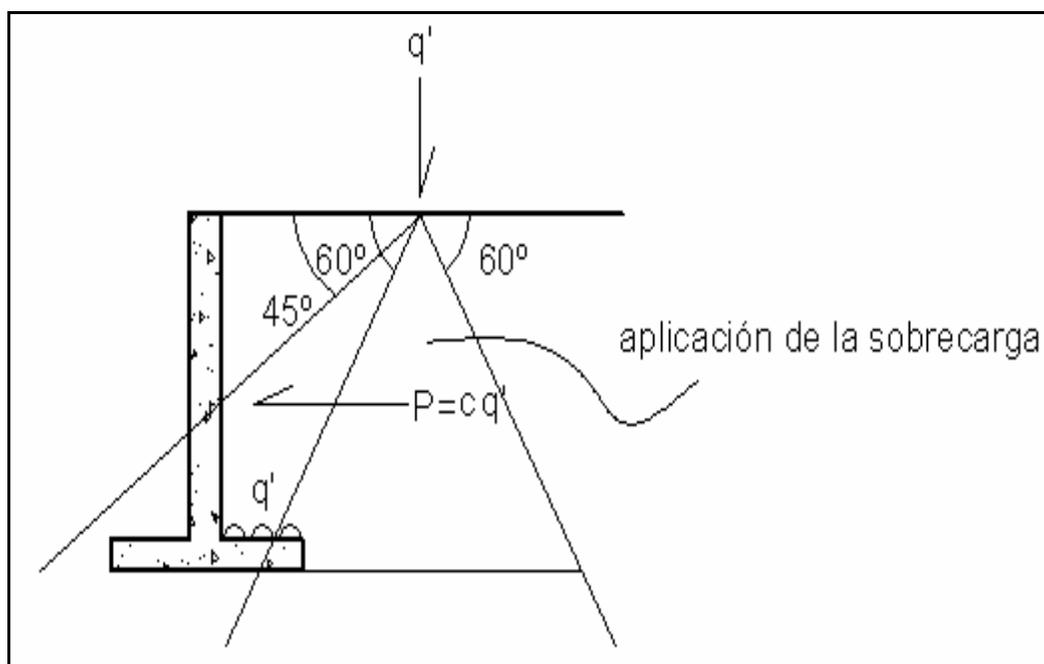
C = Cohesión cuyos valores se obtienen de la tabla siguiente.

TIPO DE RELLENO	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

- En el caso 4 se considera que la carga ejerce sobre el plano vertical en el que se aceptan aplicados los empujes una carga concentrada que vale (Fig. 49):

$$P = Cq'$$

q' = Valor de la carga lineal uniforme.



(Fig. 49) Caso 4 del método de Terzaghi.

CAPÍTULO

3

CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA TIERRA ARMADA

3 – CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA TIERRA ARMADA.

El Sistema de Tierra Armada no es análogo a las estructuras convencionales de contención en lo que se refiere al empuje de tierras, el modo y la geometría de falla. Mediante modelos realizados en la historia de su estudio, la Tierra Armada se ha podido explicar bastante bien, encontrando métodos de diseño así como su correcto análisis. Propiciando así el empleo de este sistema con mas frecuencia en las obras civiles.

3.1 – MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA ARMADA.

La construcción de modelos a escala natural y reducida del Sistema de Tierra Armada para su estudio, a lo largo de más de una década, dio como resultado la proposición de dos nuevos métodos de diseño:

- Método de esfuerzos de trabajo.
Se basa esencialmente en los resultados de experimentos a escala natural bajo condiciones fuera de riesgo de falla.
- Método de los planos de falla.
Basado en las superficies de falla ocasionadas por la ruptura y los deslizamientos de los refuerzos.

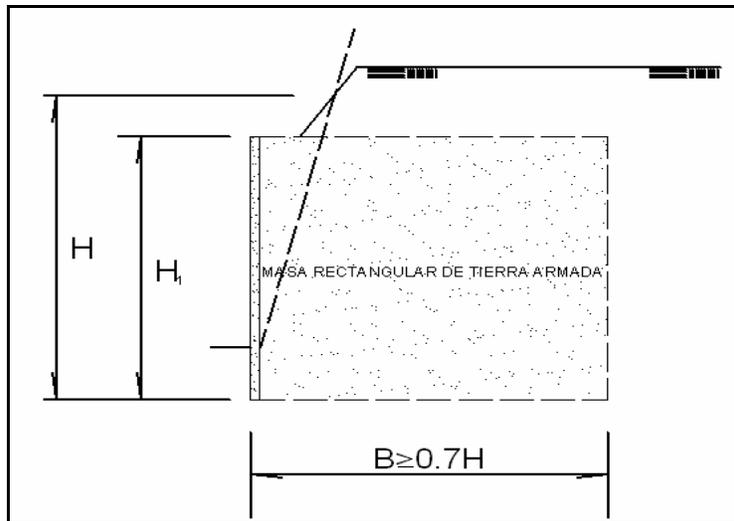
Estos métodos de diseño son parte de las especificaciones para el Sistema de Tierra Armada.

3.1.1 – MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO.

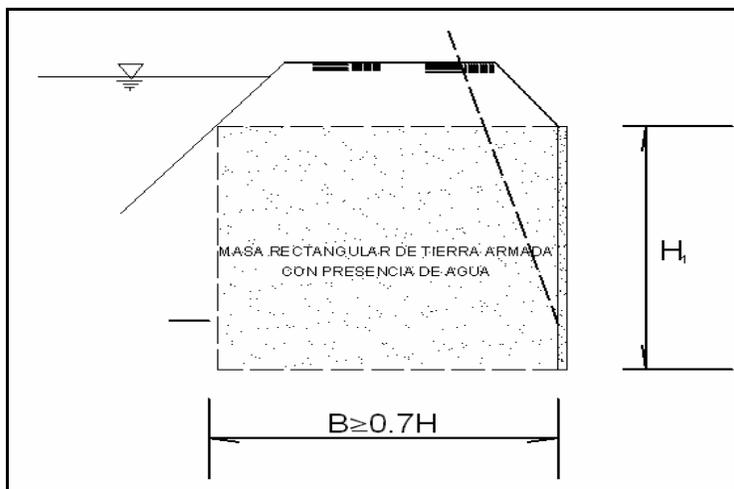
Este método puede determinar por separado las tensiones máximas en los refuerzos así como su longitud optima de adherencia.

El método resulta ideal para diseños de muros de retención tradicionales y de estructuras sujetas a cargas concentradas como los estribos de los puentes.

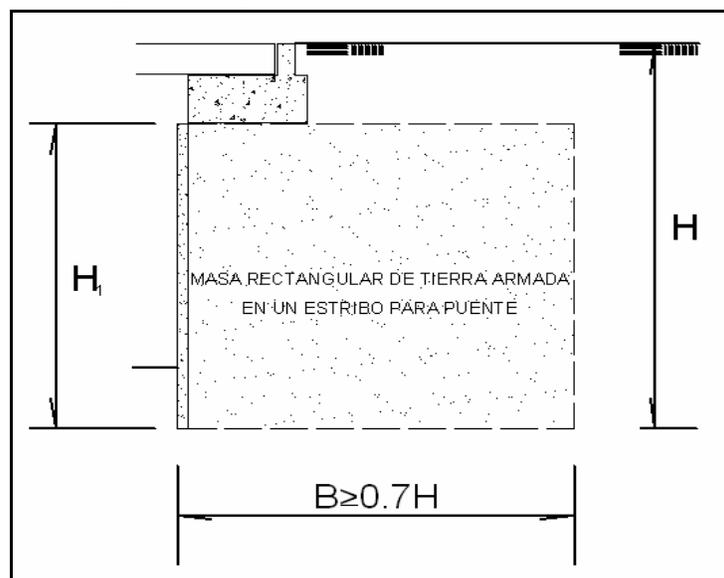
El diseño preliminar de una estructura de Tierra Armada involucra una masa de geometría rectangular con un ancho B igual a $0.7H$, siendo H la altura total de la estructura (Fig. 50 - 52).



(Fig. 50) Análisis preliminar de una estructura de Tierra Armada.

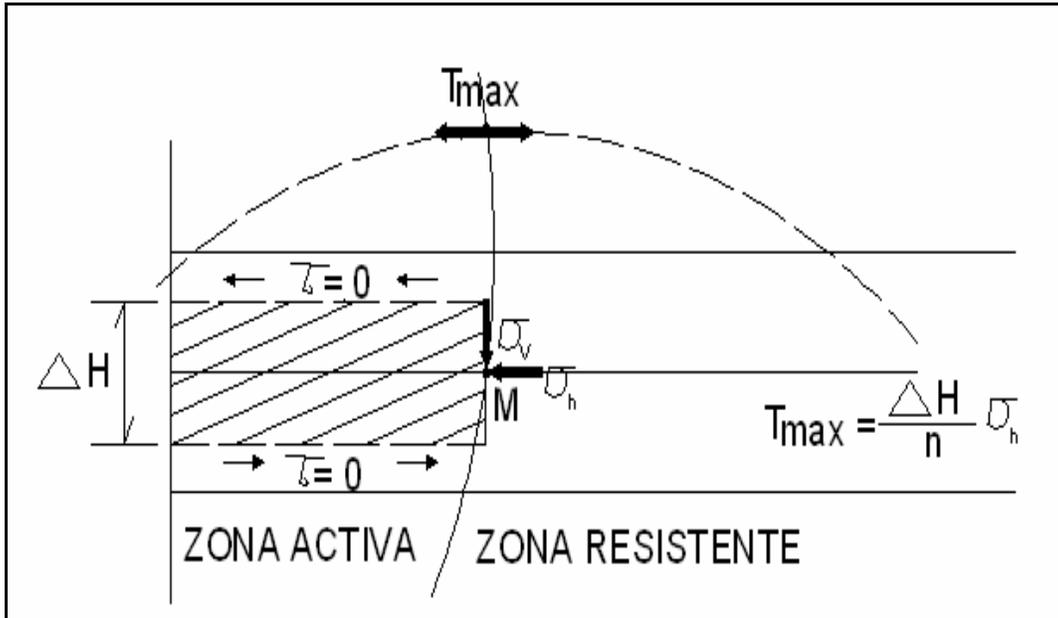


(Fig. 51) Análisis preliminar de una estructura de Tierra Armada.



(Fig. 52) Análisis preliminar de una estructura de Tierra Armada.

El cálculo de las fuerzas máximas de tensión T_{max} en los refuerzos se calcula considerando el equilibrio de un prisma de altura ΔH (separación vertical entre los refuerzos) formada por la capa reforzada y limitado en un extremo por el paramento exterior y en el otro por el punto M localizado sobre el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión (Fig. 53).



(Fig. 53) Equilibrio elemental en el cálculo de la T_{max} .

Sobre el punto M no existen esfuerzos cortantes aplicados sobre el refuerzo por el suelo ($T = dT / dl = 0$) y los esfuerzos verticales en este punto resultan verticales (σ_v) y horizontales (σ_h).

Por razones de simetría se puede suponer que no hay esfuerzos cortantes actuando sobre las caras horizontales del prisma, dicha hipótesis fue desarrollada por Santini durante 1970 por medio de modelos fotoelásticos.

Tomando en cuenta 1 metro de ancho para el equilibrio del prisma muestra que los esfuerzos σ_h aplicados en la superficie del respaldo están balanceados por las fuerzas máximas de tensión T_{max} actuando en las n tiras de refuerzo por metro lineal, de ahí que:

$$T_{max} = (1/n \Delta H) \sigma_h$$

La determinación del valor del esfuerzo horizontal σ_h es semiempírica, es proporcional al esfuerzo vertical σ_v según la expresión:

$$\sigma_h = k \sigma_v$$

Donde:

k = Coeficiente experimental, obtenido mediante ensayos a escala natural y se expresa de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Para } z \leq z_0 & \quad k = k_0 \quad (1 - z/z_0) + k_a z/z_0 \\ \text{Para } z > z_0 & \quad k = k_a \end{aligned}$$

Donde:

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

z = Profundidad abajo del borde superior del paramento.

z_0 = Profundidad crítica = 6 metros.

σ_v = Esfuerzo vertical total.

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

$$\sigma_v = \gamma z (1 + k_a (z/L)^2)$$

Donde:

L = Es la longitud de los refuerzos.

Este método de diseño toma en cuenta el hecho de que en la parte superior del muro el estado de esfuerzos dentro del suelo se acerca más a la condición de reposo y no al estado de falla. Se ha demostrado mediante estudios de laboratorio sobre el comportamiento de la tierra armada bajo condiciones de compresión triaxial.

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

El cálculo de σ_h toma en cuenta exclusivamente las fuerzas verticales aplicadas en las partes superiores de la estructura. Bajo condiciones hidráulicas se debe tomar en cuenta las fuerzas de infiltración y los empujes hidrostáticos

provocados por la diferencia de niveles en la superficie del agua dentro y fuera de la masa.

Para calcular por otra parte la longitud de adherencia del refuerzo, se necesita conocer el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión que divide la zona activa de la zona resistente ya que la longitud total L esta dada por la siguiente ecuación:

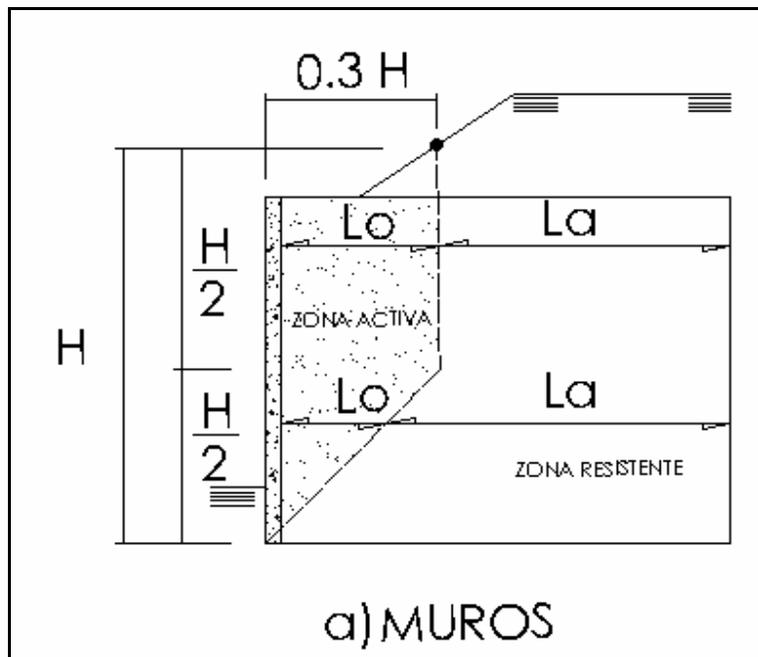
$$L = L_o + L_a$$

Donde:

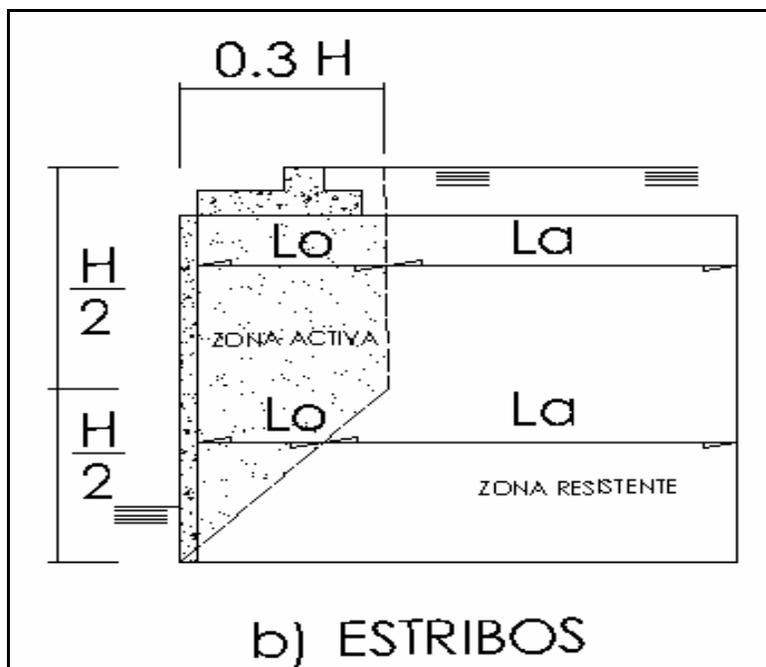
L_o = Longitud de la porción del refuerzo localizada dentro de la zona activa.

L_a = Longitud de adherencia correspondiente al tramo del refuerzo localizado dentro de la zona resistente.

El lugar geométrico teórico de las fuerzas máximas de tensión adoptada para el diseño de muros y estribos para puentes (Fig. 54 y 55), se basa en mediciones efectuadas en pruebas con estructuras reales a escala natural además de resultados teóricos reales obtenidos por corte (estudios realizados en 1977) con el método del elemento finito.



(Fig. 54) Lugar geométrico teórico de las fuerzas máximas de tensión en muros y estribos.



(Fig. 55) Lugar geométrico teórico de las fuerzas máximas de tensión en muros y estribos.

La longitud de adherencia de las tiras de refuerzo debe satisfacer la siguiente desigualdad:

$$T_{\max} \leq \int_{L-La}^L 2b n \sigma_v^*(x) f^* dx$$

Donde:

f^* = Coeficiente de fricción aparente considerando la presión por sobrecarga y z del suelo localizado arriba de las tiras de refuerzo consideradas.

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

n = Numero de tiras de refuerzo por metro lineal.

b = Anchura del refuerzo.

σ_v^* resulta diferente del valor de σ_v calculado, usada para la determinación de las fuerzas máximas de tensión T_{\max} y que toma en cuenta el efecto de los momentos y de la distribución de la carga.

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

El valor de f^* varía en función de la rugosidad de la superficie de los refuerzos. De ahí que sea posible establecer la diferencia de tiras lisas con corrugadas.

Para tiras lisas $f^* = 0.4$.

Para tiras corrugadas es necesario tomar en cuenta la influencia de la presión por sobrecarga, la f^* varía conforme a la profundidad z de las tiras a considerar de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\text{Para } z \leq z_0: f^* = f_0^*(1 - z/z_0) + z/z_0 \tan \phi$$

$$\text{Para } z > z_0: f^* = \tan \phi$$

Siendo z_0 la profundidad crítica ($z_0 = 6$ metros) y f_0^* el coeficiente de fricción en la superficie dado por la ecuación:

$$f_0^* = 1.2 + \log C_u$$

Donde:

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

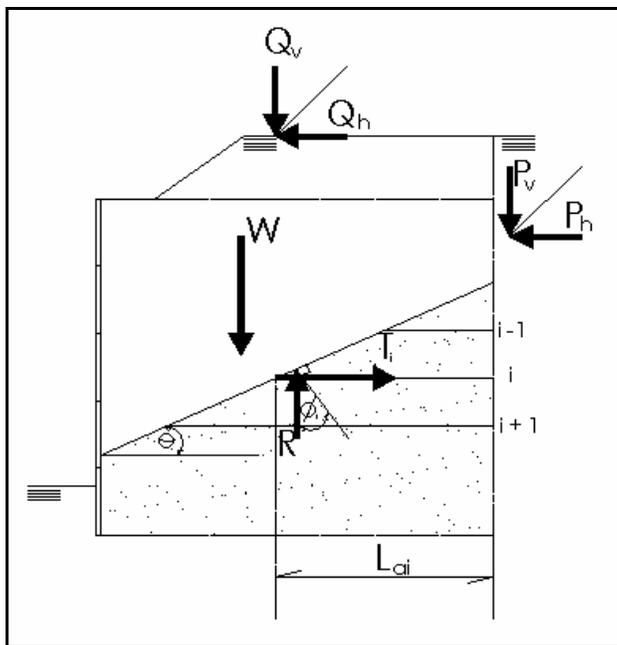
Es así como el método de los esfuerzos de trabajo calcula las fuerzas máximas de tensión T_{max} en los refuerzos y las longitudes ideales de adherencia de los mismos, para así tener una estructura estable.

3.1.2 – MÉTODO DE LOS PLANOS DE FALLA.

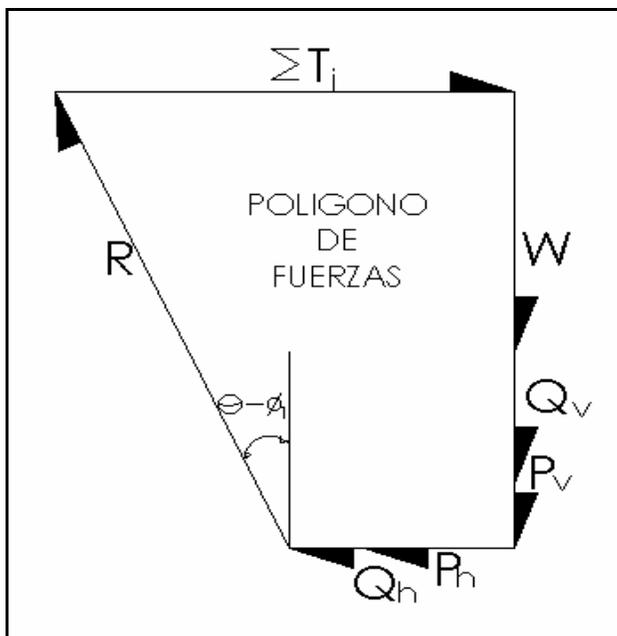
Este método considera el equilibrio de una cuña limitada por el paramento exterior y por una cierta superficie potencial de falla.

Cualquier cuña analizada está sometida a la acción de las siguientes fuerzas (Fig. 56 y 57):

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



(Fig. 56) Equilibrio de una cuña potencial de falla.



(Fig. 57) Polígono de fuerzas.

El equilibrio de estas fuerzas proporciona la siguiente expresión:

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

Cada capa de refuerzo, la fuerza T_i se considera igual al valor mínimo ya sea de la resistencia a la extracción dividido por un cierto factor de seguridad derivado de la ecuación:

$$T_i = \min \left\{ n_i R_T \int_{L-La}^L 2b n_i \sigma_v^*(x) f^* dx \right\}$$

Donde:

n_i = Numero de tiras de refuerzo por metro lineal en la capa de refuerzos i .

R_T = Resistencia a la tensión de los refuerzos.

b = Anchura del refuerzo.

σ_v^* = Presión por sobrecarga mas esfuerzos debidos a la carga que actúa sobre los refuerzos.

f^* = Coeficiente de fricción aparente.

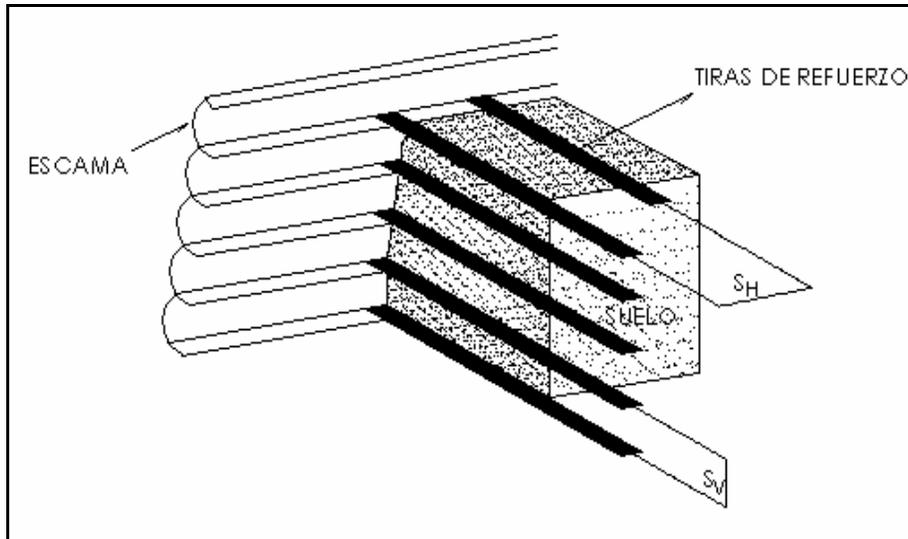
Mediante este método se puede verificar la estabilidad de las distintas cuñas limitadas por los planos potenciales de falla considerados y diseñar el numero de tiras de refuerzo y su longitud, analizando primero los planos que pasan por el extremo superior del paramento y después los planos que pasan por puntos cada vez mas abajo del paramento exterior.

3.2 – ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE LA TIERRA ARMADA.

Las consideraciones básicas para la estabilidad interna de una estructura de Tierra Armada son el análisis correcto para poder realizar un buen diseño, tomando en cuenta la seguridad de los refuerzos (tensión y ruptura).

Las tiras de refuerzo están colocadas con un espaciamiento horizontal S_h y vertical S_v centro a centro (Fig. 58).

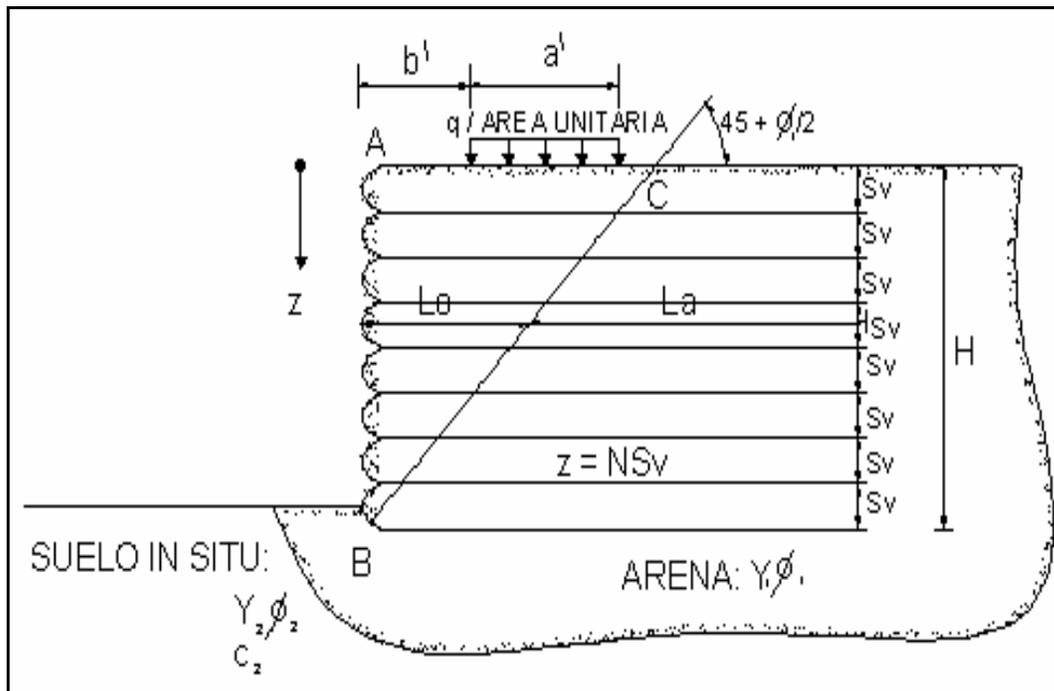
El sistema mas simple y confiable para el análisis y diseño de las tiras de refuerzo es el método Rankine.



(Fig. 58) Estructura de retención de Tierra Armada.

Las escamas del paramento se construyen de material delgado relativamente flexible, en un diseño se puede utilizar escamas de acero galvanizado de hasta 5 mm de espesor para un muro de 15 metros de altura aunque en la mayoría de los casos de estructuras de Tierra Armada se utilizan escamas de concreto.

3.2.1 – CÁLCULO DE PRESIONES ACTIVAS HORIZONTALES Y VERTICALES.



(Fig. 59) Análisis de un muro de Tierra Armada.

La figura 59 muestra un muro de retención con relleno granular con peso específico γ_1 y ángulo de fricción ϕ_1 . Debajo de la base del muro de retención, el suelo in situ ha sido excavado y recompactado con suelo granular usado como relleno. Debajo del relleno el suelo in situ tiene un peso específico γ_2 , un ángulo de fricción ϕ_2 y una cohesión C_2 . Una sobrecarga q por área unitaria se encuentra sobre el muro de retención, el muro tiene tirantes de refuerzo a una profundidad Z ($Z = 0, S_V, \dots, NS_V$) por su parte la altura del muro es $H = NS_V$.

De acuerdo a la teoría de la presión activa de Rankine se tienen la expresión:

$$P_a = P_V k_a - 2C k_a^{1/2}$$

$$P_a = \gamma Z k_a - 2C k_a^{1/2}$$

Donde:

P_a = Presión activa de Rankine a cualquier profundidad Z .

P_V = Presión vertical de Rankine.

Para suelos granulares sin sobrecarga con $C = 0$, $P_V = \gamma Z$ y $k_a = \tan^2(45 - \phi_1/2)$

La presión activa es entonces:

$$P_a = \gamma Z k_a$$

Cuando se agrega una sobrecarga se tendrá una presión vertical de la siguiente manera:

$$P_V = \gamma Z + q$$

3.2.2 – FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA DEL REFUERZO.

Haciendo referencia a la figura 43, las fuerzas en el tirante por longitud unitaria del muro desarrollada a cualquier profundidad es:

$$T = (\text{Presión activa de la tierra a profundidad } Z) (\text{Área del muro a ser soportada por el refuerzo}) = (P_a) (S_V S_H)$$

Los tirantes de refuerzo en el sistema de Tierra Armada llegan a fallar de 2 tipos:

- Ruptura.
- Zafadura.

El factor de seguridad contra ruptura del refuerzo se determina con la siguiente expresión:

$$FS_{ruptura} = \text{Resistencia por fluencia de cada refuerzo} / \text{fuerza máxima en cualquier refuerzo}$$
$$FS_{ruptura} = \omega t f_y / P_a S_V S_H$$

Donde:

ω = Ancho de cada tirante.

t = Espesor de cada tirante.

f_y = Resistencia por fluencia o ruptura del material del refuerzo.

El factor de seguridad recomendado para los refuerzos en todos los niveles debe de oscilar entre 2.5 y 3.

Los tirantes de refuerzo a profundidad Z , fallaran por zafadura si la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de sus superficies es menor que la fuerza a la que están sometidos dichos refuerzos. La longitud efectiva de los refuerzos a lo largo de la cual se desarrolla la resistencia por fricción se toma conservadoramente como la longitud que se extiende más allá de los límites de la zona de falla activa de Rankine, que es la zona ABC de la figura 43, la línea AB forma un ángulo de $45 + \phi_1/2$ con la horizontal. Ahora la fuerza máxima de fricción F_R que se desarrolla en el tirante a la profundidad Z es:

$$F_R = 2L_a \omega P_V \tan \phi_\mu$$

Donde:

L_a = Longitud efectiva.

P_V = Presión vertical efectiva a una profundidad Z .

ϕ_μ = Angulo de fricción entre el suelo y el tirante de refuerzo.

El factor de seguridad contra zafadura del refuerzo a cualquier profundidad Z es:

$$FS_{zafadura} = F_R / T$$

Si se sustituyen las ecuaciones de las fuerzas en el tirante por longitud unitaria del muro desarrollada a cualquier profundidad (T) y de la fuerza de fricción

máxima (F_R) en el factor de seguridad contra zafadura ($FS_{zafadura}$) se tiene la expresión del mismo factor de seguridad de la siguiente manera:

$$FS_{zafadura} = 2L_a \omega P_V \tan \theta_\mu / P_a S_V S_H$$

3.2.3 – LONGITUDES DE LOS REFUERZOS.

La longitud total de los tirantes de refuerzo a cualquier profundidad es:

$$L = L_o + L_a$$

Donde:

L_o = Longitud dentro de la zona de falla de Rankine.

L_a = Longitud efectiva.

De la expresión para el $FS_{zafadura}$ se puede despejar la longitud efectiva quedando de la siguiente manera:

$$L_a = FS_{zafadura} P_a S_V S_H / 2 \omega P_V \tan \theta_\mu$$

Para el caso de la longitud L_o a cualquier profundidad Z , la expresión es:

$$L_o = (H - Z) / \tan (45 + \theta_1/2)$$

Si se sustituyen estas últimas dos ecuaciones en la ecuación $L = L_o + L_a$, obtendremos la expresión con la que se trabaja la longitud total:

$$L = (H - Z) / \tan (45 + \theta_1/2) + FS_{zafadura} P_a S_V S_H / 2 \omega P_V \tan \theta_\mu$$

3.2.4 – DISEÑO DE LOS REFUERZOS.

Para diseñar el refuerzo de las tiras metálicas de un Sistema de Tierra Armada se necesita seguir los siguientes conceptos.

Generalidades:

- Se debe determinar la altura H del muro y las propiedades del relleno granular como lo son el peso específico γ_1 , y el ángulo de fricción ϕ_1 .
- Obtener el ángulo de fricción entre el suelo y el refuerzo ϕ_μ , así como los valores de los $FS_{ruptura}$ y $FS_{zafadura}$.

Estabilidad interna:

- Determine los valores de espaciamiento S_V S_H de los refuerzos así como el ancho ω de dichos tirantes.
- Calcule la P_a .
- Calcule las fuerzas que intervienen en los refuerzos (T).
- Para los valores de $FS_{ruptura}$ calcule el espesor t de los refuerzos para impedir la ruptura de estos, mediante la siguiente expresión:

$$t = (P_a S_V S_H) (FS_{ruptura}) / \omega f_y$$

La idea es mantener la magnitud t igual a todos los niveles por lo que la P_a debe ser la máxima.

- Para los valores de $FS_{zafadura}$ y ϕ_μ , determine la longitud L de los refuerzos a los diversos niveles.
- Las magnitudes de S_V , S_H , t , ω y L pueden cambiar buscando el diseño que mas nos convenga económicamente.

Estabilidad externa:

- Una revisión por volteo se efectúa tomando momentos a B (Fig. 60) y se obtiene el momento de volteo por longitud unitaria de muro:

$$M_o = P_a Z'$$

Donde:

$$P_a = \text{Fuerza activa} = \int_0^H P_a dz$$

El momento resistente por longitud unitaria de muro se expresa:

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots \dots \dots W_n x_n$$

Donde (Con respecto a la figura 41.):

$$W_1 = (\text{Área AFGEI}) (\gamma_1)$$

$$W_2 = (\text{Área FBDE}) (\gamma_2)$$

.

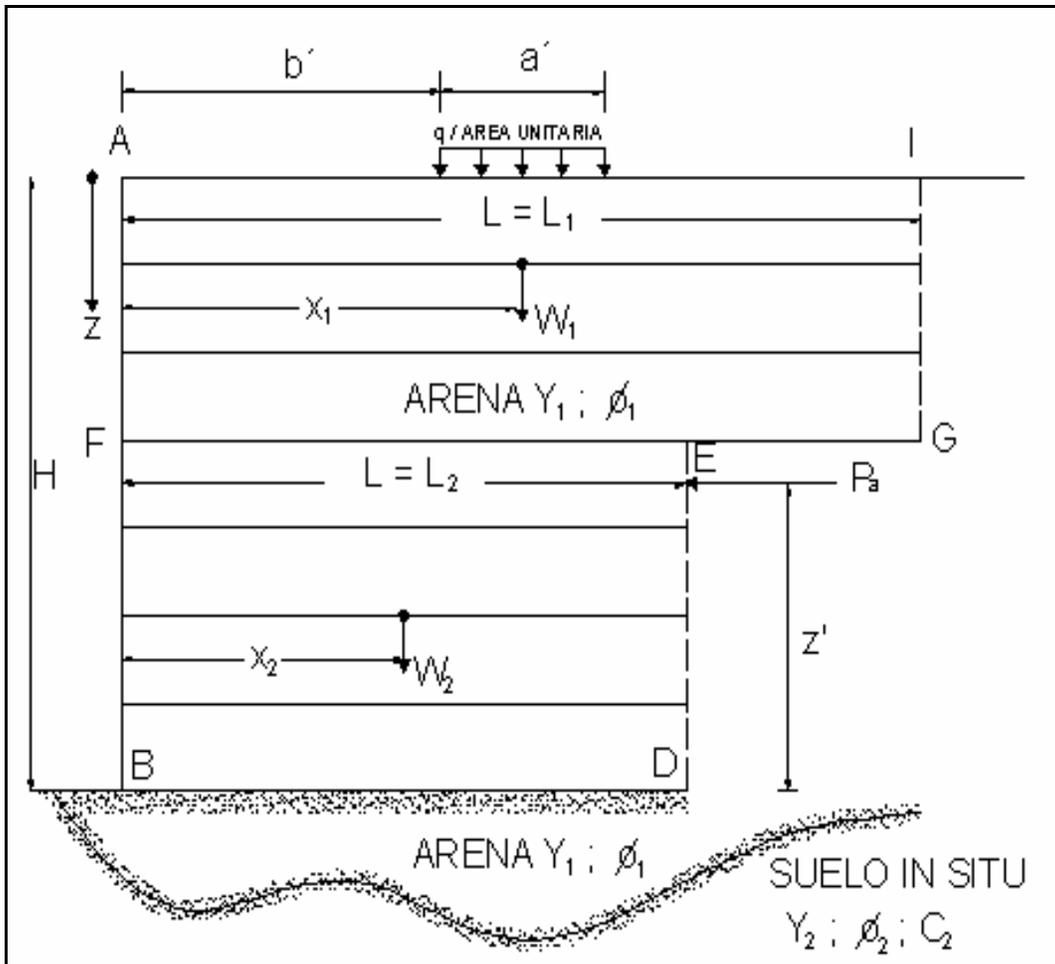
.

.

$$W_n = (\text{Área n}) (\gamma_n)$$

Obteniéndose así la expresión para el FS_{volteo} :

$$FS_{\text{volteo}} = M_R / M_o = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots W_n x_n / \left(\int_0^H P_a dz \right) Z'$$



(Fig. 60) Revisión de estabilidad del muro de Tierra Armada.

- La revisión por deslizamiento se realiza mediante la expresión dada por:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = (W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots + W_n x_n) (\tan \kappa \theta_1) / P_a$$

Donde:

$$\kappa \approx 2/3$$

- Se debe revisar la falla por capacidad última de apoyo, que se expresa como:

$$q_u = C_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L_a N_y$$

Los factores de capacidad de apoyo N_c y N_y corresponden al ángulo de fricción interna del suelo (valores que se obtienen de tablas).

L_a es la longitud efectiva que también se expresa de la siguiente manera:

$$L_a = L_2 - 2e$$

Donde:

e = Excentricidad, dada por:

$$e = L_2 / 2 - (M_R - M_O) / \sum W$$

Donde:

$$\sum W = W_1 + W_2 + \dots + W_n$$

El esfuerzo vertical en $Z = H$ es:

$$P_{v(H)} = \gamma_1 H$$

Entonces el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga será:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = q_{ult} / P_{v(H)}$$

Recomendaciones:

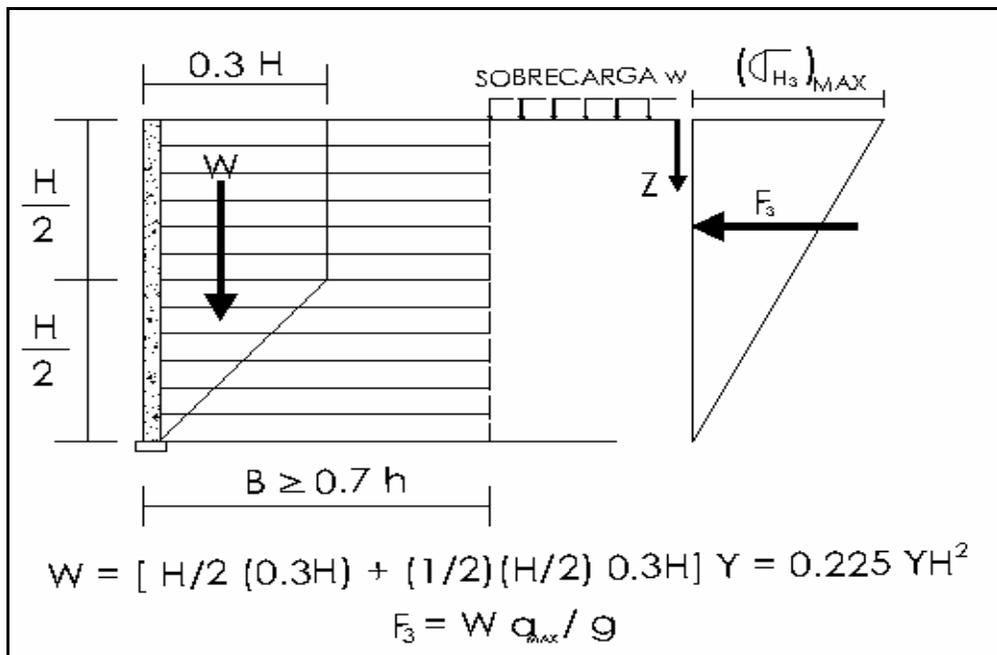
- ✦ En general se recomiendan los siguientes valores para los factores de seguridad:
 - a) $FS_{\text{volteo}} \geq 3$
 - b) $FS_{\text{deslizamiento}} \geq$ de 2.5 a 3 dependiendo las especificaciones.
 - c) $3 \leq FS_{\text{capacidad de carga}} \leq 5$

3.3 – SISTEMA DE TIERRA ARMADA EN ZONAS SÍSMICAS.

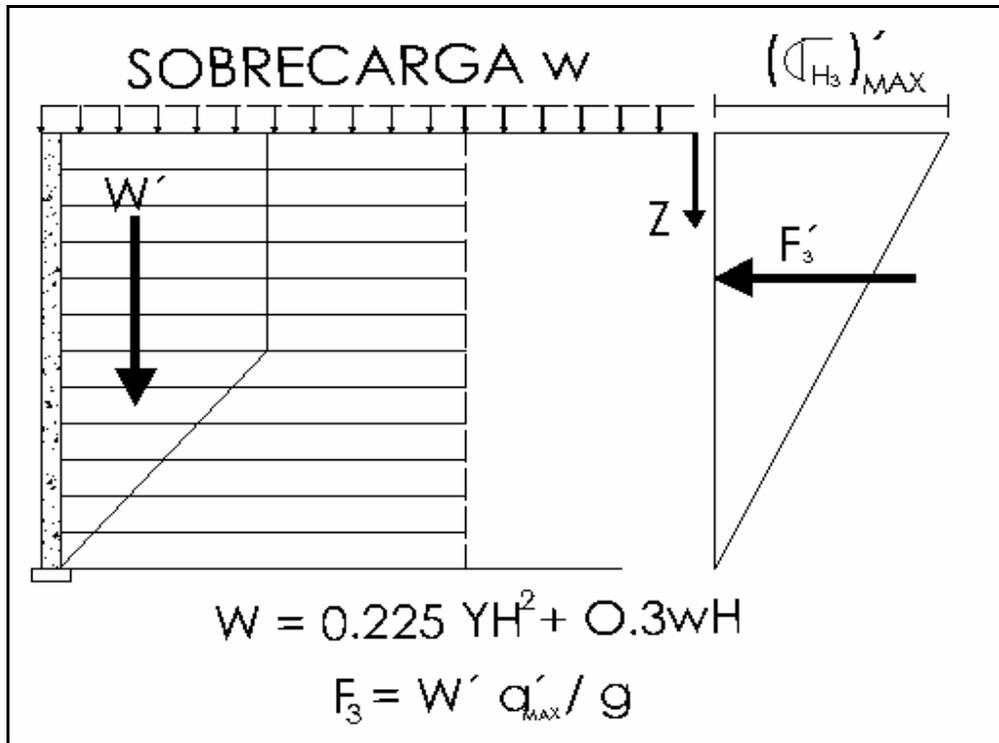
El Sistema de Tierra Armada se ha empleado con éxito en zonas sísmicas, sin registros de fallas a consecuencia de la acción de movimientos sísmicos.

Este comportamiento de la Tierra Armada en zonas sísmicas es el resultado de pruebas a modelos a escala natural como ensayos de campo realizados desde 1975 por los estudiosos de este sistema como Richardson y Lee, además de que se busca con estas experimentaciones la proposición de métodos de diseño y calculo sísmico para estructuras de Tierra Armada.

Se ha utilizado un método simplificado en el que se han hecho intervenir como fuerzas horizontales adicionales F_3 y F_3' (Fig. 61 y 62).



(Fig. 61) Condiciones de carga para análisis de adherencia y estabilidad en los refuerzos.



(Fig. 62) Condiciones de carga para análisis de adherencia y estabilidad en los refuerzos.

La idea en que se basa la Tierra Armada en zonas sísmicas parece estar relacionada con el hecho de que la fuerza de inercia sobre el muro tendera a causar que la zona activa con masa igual a W/g se separe del resto de la zona reforzada. Para evitar esto los refuerzos deben ser capaces de soportar los esfuerzos adicionales debidos a F_3 que se ilustran en las figuras 61 y 62.

Los métodos para análisis del Sistema de Tierra Armada en zonas sísmicas como los de las figuras 61 y 62 dan lugar al aumento de refuerzos necesarios en la parte superior del muro a diferencia del que se obtiene en el diseño sin la influencia de sismos.

Los métodos para diseño sísmico se revaloran constantemente esperando lo mas próximo posible un método definitivo, por lo que se sigue estudiando.

Aun así en la mayor parte de los casos de estructuras de Tierra Armada en zonas sísmicas se ha garantizado seguridad y economía, sobre todo en aquellas estructuras desplantadas sobre suelos adecuados con rellenos de buena calidad y una cimentación propicia.

CAPÍTULO

4

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA DE TIERRA ARMADA

4 – PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA DE TIERRA ARMADA.

La construcción de estructuras de Tierra Armada se realiza mediante una correcta organización (parecida a la de una obra de movimiento de tierras) desde su inicio hasta su final para obtener los rendimientos deseados.

Para que la obra de Tierra Armada avance bajo tiempos estipulados el Ingeniero o técnico de Tierra Armada debe estar al tanto del abastecimiento de los distintos materiales a utilizar (escamas o paramentos, armaduras o refuerzos metálicos, arranques, juntas de poliuretano y neopreno, propileno, tubo de PVC, prolongadores de refuerzos, tornillos, tuercas) teniendo un almacenamiento mínimo para 8 días de trabajos, además debe estar al pendiente de la mano de obra que ejecutara los trabajos como la maquinaria que se utilizara.

Las distintas actividades que comprenden la construcción de una estructura de Tierra Armada tienen la particularidad de ser cíclicas, por lo que es de suma importancia que el inicio de dichas actividades se realice de manera correcta y así en consecuencia tener un adecuado proceso en toda la obra.

No obstante puede haber errores en actividades intermedias que puedan afectar la estructura, por lo que debe de haber una constante supervisión en cada uno de los trabajos por muy repetitivos que se presenten.

A continuación se describen los elementos utilizados para la construcción de una estructura de Tierra Armada. El procedimiento general consiste en contener el terraplén mediante armaduras de acero de alta adherencia galvanizados en caliente que se van rellenando con material seleccionado formando así el macizo armado, en el cual se colocan elementos prefabricados cruciformes llamados escamas y que van fijados a las armaduras mediante el arranque por medio de tornillos. Es entonces un macizo de tierra armada aquel que consta de los siguientes elementos:

- ✦ Una piel de escamas de concreto.
- ✦ Armaduras de alta adherencia, colocadas en capas horizontales.
- ✦ Un relleno friccionante.

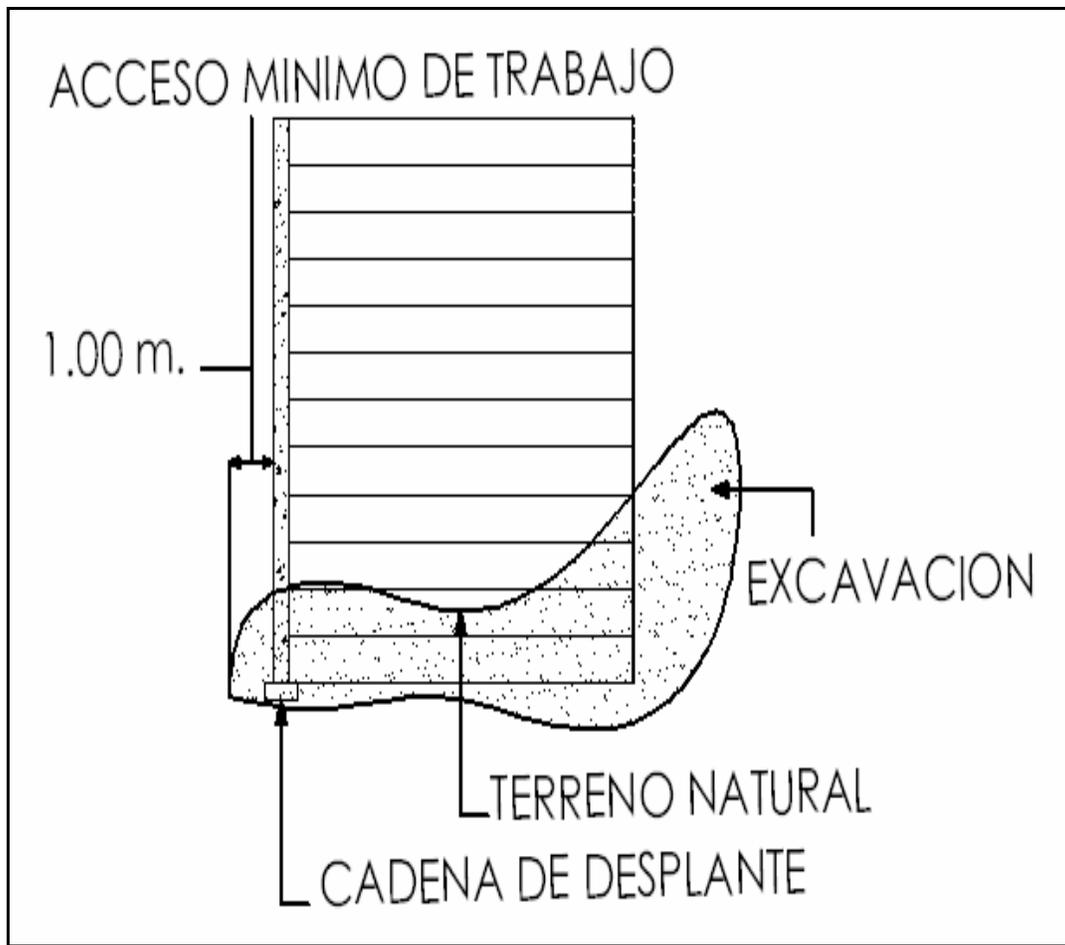
4.1 – EXCAVACIÓN Y CADENA DE DESPLANTE.

La primera actividad para la construcción de una estructura de Tierra Armada es la excavación, que nos ayuda a preparar el terreno (Fig. 63) y que depende del proyecto y la longitud de las armaduras.

La excavación se realiza a mano o con la ayuda de maquinaria pesada según lo permita la topografía del terreno.

Dentro de la misma excavación se realiza una franja especial para colocar una cadena de desplante de concreto (Imagen 26 y 27).

Esta franja excavada es sin duda un proceso que debe de tener mucho cuidado, puesto que se debe buscar que la superficie excavada quede lo mas lisa posible horizontal y transversalmente para colocar perfectamente la cimbra de la cadena.



(Fig. 63) Excavación para preparación del terreno.

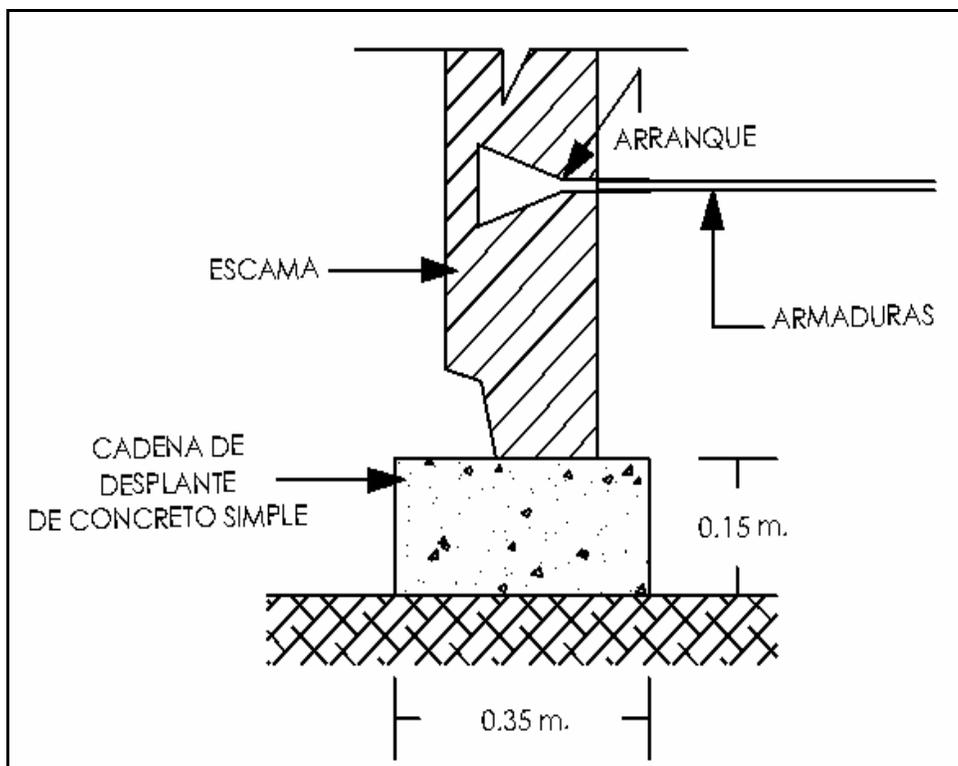


(Imagen 26) Trabajos de excavación para la cadena.



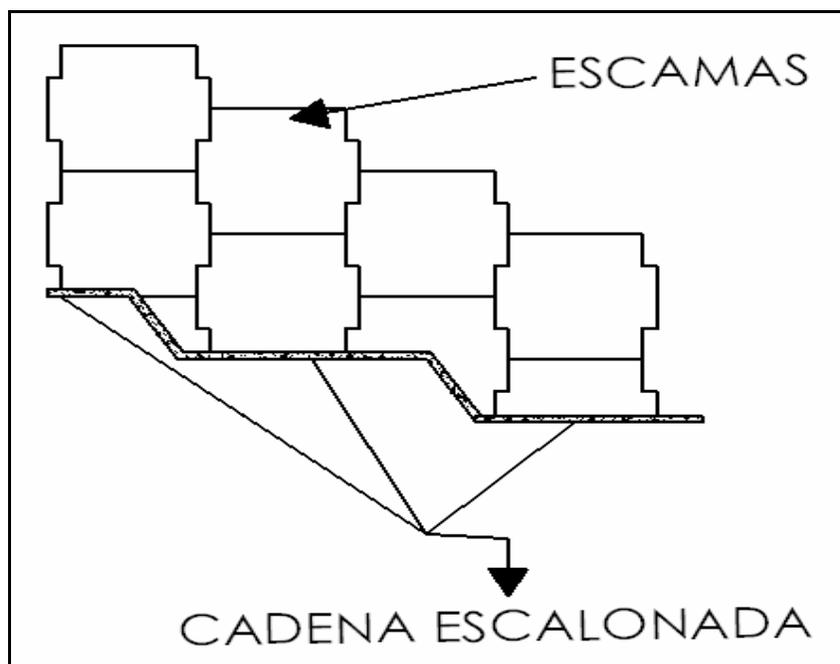
(Imagen 27) Trabajos de excavación para la cadena.

La cadena de desplante es de concreto simple o pobre (es decir un concreto sin refuerzo de acero) usualmente de 100 a 150 kg/cm² con una sección transversal de 15 x 30 cm. como mínimo (Fig. 64). Dicha solera sirve de desplante para el paramento de escamas del Sistema de Tierra Armada y su función básica es lograr una superficie totalmente horizontal y un alineamiento perfecto para un correcto montaje de las primeras escamas. La razón de que el concreto de la cadena no sea armado es porque esta no soportara el peso de las escamas, función que tiene la armadura.



(Fig. 64) Cadena de desplante.

Algunos casos en los que la topografía del terreno no permite una horizontalidad del mismo, la cadena de desplante se puede colocar en forma escalonada (Fig. 65).



(Fig. 65) Cadena colocada de forma escalonada.

Es entonces la cadena de desplante una regla que tiene como única función el que el desplante del muro de Tierra Armada sea totalmente horizontal y alineado, sin que reciba el peso de las escamas por lo que la fabricación de la dala es de concreto simple.

4.2 – ESCAMAS.

Para la elaboración de las escamas y su montaje se necesita mano de obra que también nos servirá para la colocación de armaduras y aditamentos, además de maquinaria.

Dicha mano de obra consta de:

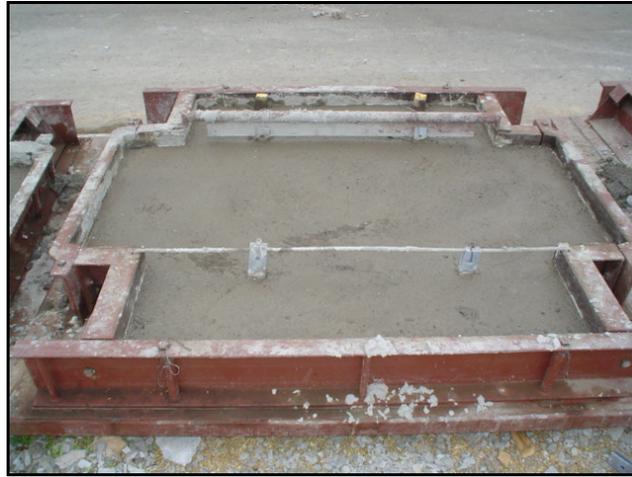
- 1 sobrestante (responsable de la cuadrilla).
- 1 oficial.
- 3 a 4 ayudantes (depende de la dificultad del montaje).

La maquinaria y aditamentos a utilizar son:

- Moldes para elaboración de escamas (Imagen 28 - 30).
- Una grúa Hiab (Imagen 31).
- Eslingas de montaje, de carga y descarga para las escamas (Fig. 66 e Imagen 32).



(Imagen 28) Molde para fabricación de escamas.



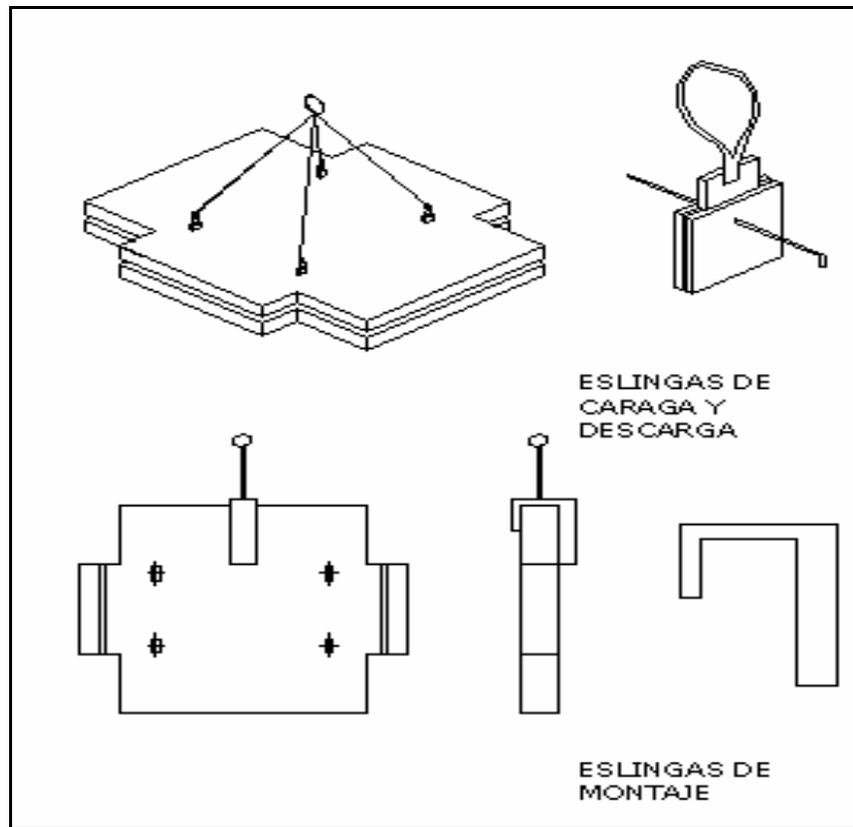
(Imagen 29) Molde para fabricación de escamas.



(Imagen 30) Molde para fabricación de escamas.



(Imagen 31) Grúa Hiab.



(Fig. 66) Elementos de izaje de escamas.

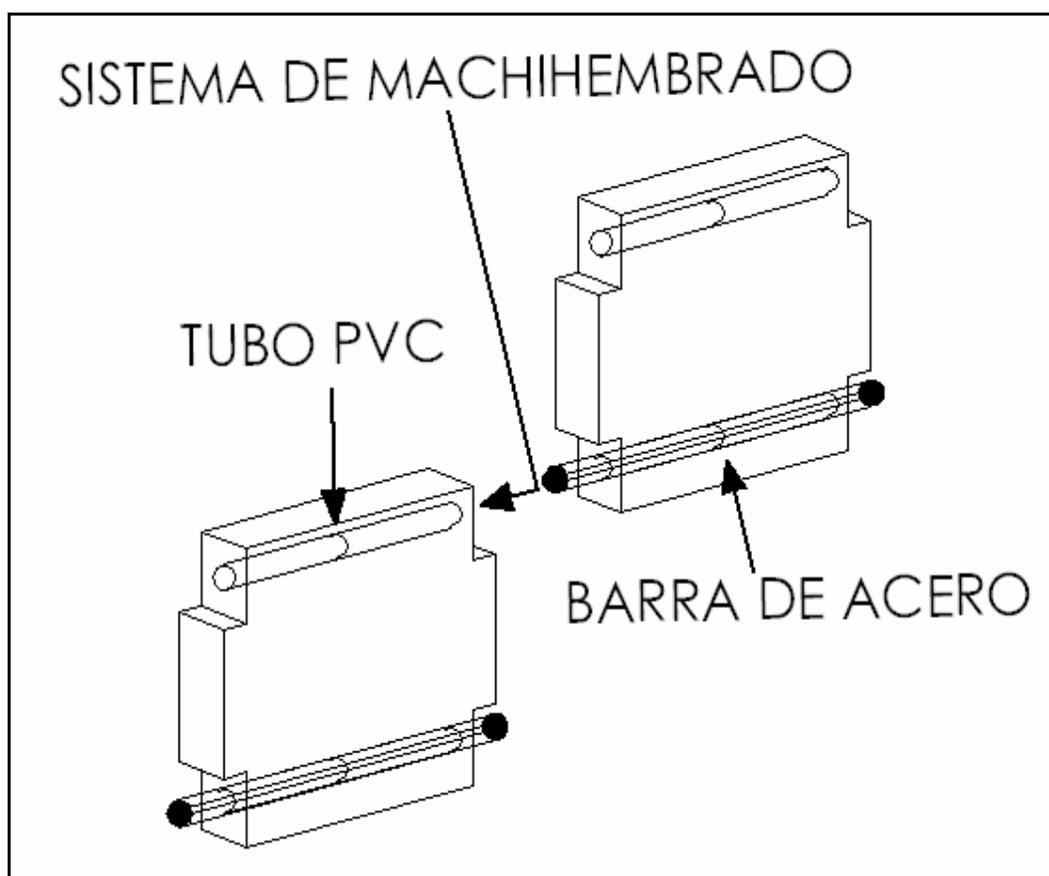


(Imagen 32) Elementos de izaje de escamas.

4.2.1 – FABRICACIÓN DE ESCAMAS.

La fabricación de escamas es una actividad muy importante se comienza a realizar a la par de la excavación y en ocasiones antes de ella convirtiéndose así en la primera actividad de la obra.

Las escamas se fabrican con anterioridad, para ello se necesitan varios moldes (Imagen 28 - 30) los cuales se engrasan con un aditivo desmoldante posteriormente se realiza el armado de acero necesario (acero de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, varilla de 3/8") el cual solo trabaja por temperatura, además de un sistema de machihembrado que va dentro del mismo molde y que sirve de guía para el momento del montaje de las escamas, dicho sistema consta de un tubo PVC de un extremo y del otro lado se coloca una barra de acero o de neopreno (Fig. 67 e Imagen 33), en ese momento el molde queda listo para el colado.



(Fig. 67) Sistema de acoplamiento macho-hembra de las escamas.



(Imagen 33) Sistema de macho-hembra, izquierda tubo PVC, derecha barra de neopreno.

Antes del vaciado del concreto en los moldes se toma del camión revolvedor algunas muestras de concreto para realizarles la prueba de revenimiento, y ver si cumple con las especificaciones necesarias y así sea autorizado en el colado de las escamas.

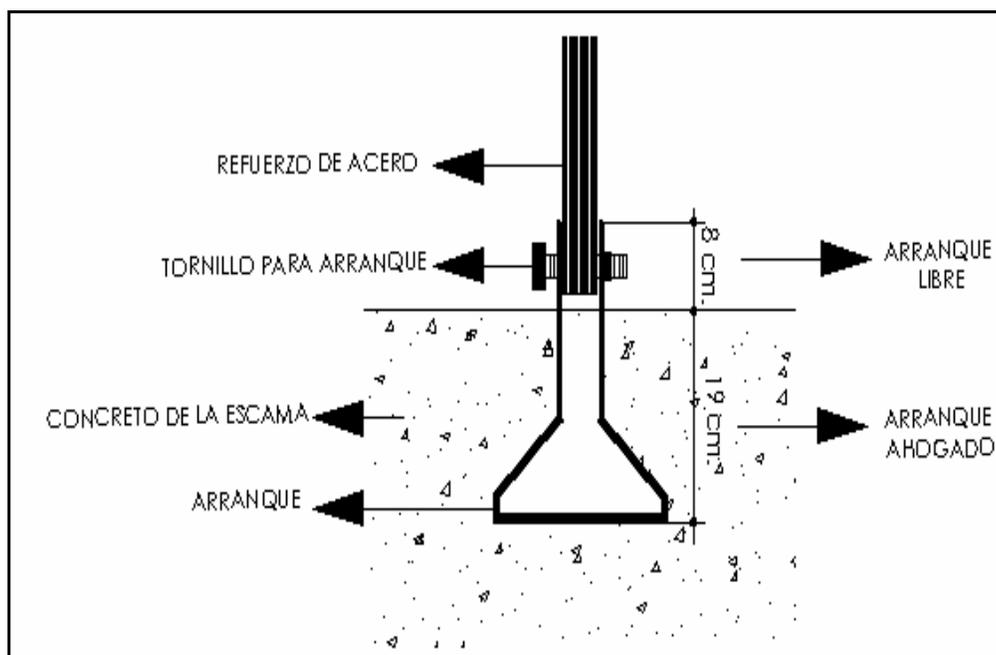
El concreto que se utiliza en la fabricación de las escamas es un concreto con resistencia a la compresión de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ y agregados de $\frac{3}{4}''$.

Ya autorizado el concreto se comienza el colado de las escamas, durante el colado hay mano de obra que vibra el concreto y patea el mismo, además una persona es la encargada de ir colocando los arranques que van ahogados en el concreto (Imagen 34), además de insertos de izaje (ganchos de varilla) para el movimiento y colocación de las escamas.



(Imagen 34) Arranque colocado en el molde.

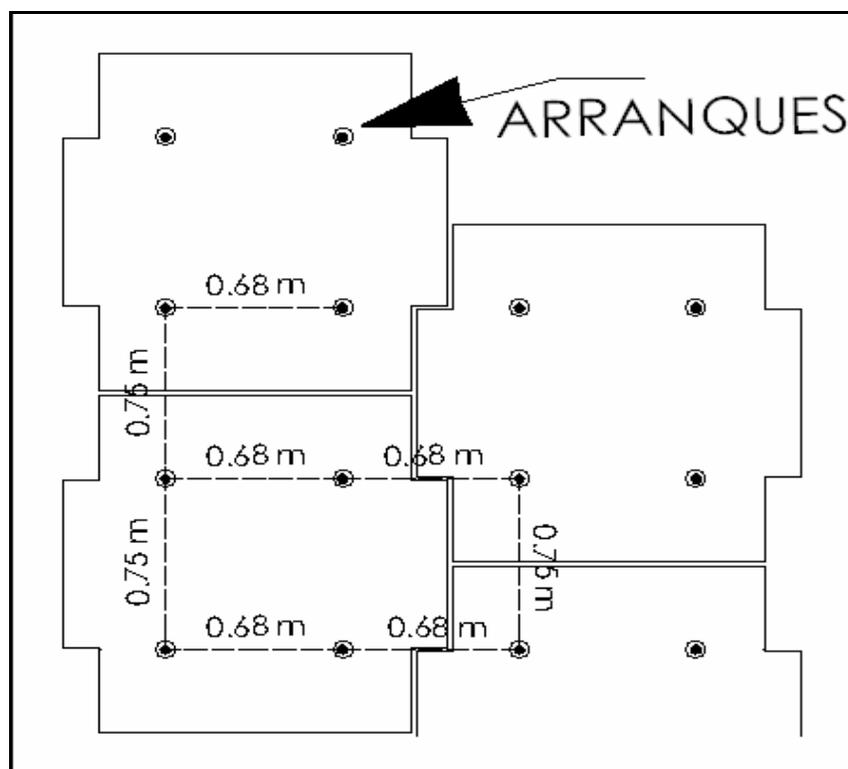
El cuerpo del arranque debe quedar ahogado en el concreto a una profundidad de 19 cm. teniendo una saliente de 8 cm. para el anclaje de la barra de refuerzo mediante un tornillo para arranque (de 1 1/2" x 1 1/4") (Fig. 68 e Imagen 35). La distancia a la que se colocan los arranques es función del numero de estos, dicho numero de arranques los da el diseño de los refuerzos, lo mas común en los diseños son cuatro arranques por escama, colocados a una distancia vertical de 75 cm. ya que debe haber dos capas de 37.5 cm. de relleno compactado entre refuerzo y refuerzo de acero mientras que horizontalmente se colocan a 68 cm. de separación (Fig. 69).



(Fig. 68) Cuerpo del arranque libre y ahogado en el concreto y elementos que lo componen.



(Imagen 35) Arranque colado y tornillo para arranque.



(Fig. 69) Distancia tradicional entre arranques.

Después del colado se debe realizar un curado del concreto a base de riegos de agua todavía dentro de los moldes, este proceso se deberá repetir de 3 a 4 veces durante el fraguado, que tarda 24 horas bajo condiciones normales tanto del clima como del tiempo de la obra ya que en ocasiones si se necesita optimizar el tiempo o el clima es muy extremo se utilizan aditivos que aceleren el fraguado del concreto.

Así pues las escamas fabricadas deberán estar dotadas de arranques de acero galvanizado, tornillos de acero galvanizado para arranques, insertos de acero para su izaje (movimiento y colocación) y un sistema de machihembrado que servirá como guía para su colocación.

4.2.2 – DESMOLDE Y ACOPIO DE ESCAMAS.

Para el desmolde de las escamas ya fraguadas se debe contar con una superficie amplia para su almacenamiento, que comúnmente se destina un área en el sitio de la obra para la fabricación de las escamas facilitando así el movimiento de estas.

Previamente a su desmolde se colocaran en la superficie totalmente horizontal del terreno largueros de madera (de 1.70 x 0.15 x 0.05 m) que evitaran el contacto directo de la superficie de concreto de una escama con otra evitando así que se fracturen. Colocados los largueros en la superficie del terreno, la grúa Hiab realiza el desmolde con ayuda de dos personas las cuales fijan las eslingas sobre las escamas y facilitan las maniobras para guiar de manera correcta y cuidadosa el apilamiento de estas que se transportan del lugar donde se desmoldaron al acopio por medio de la misma grúa la cual cuenta con una plataforma donde coloca una sobre de otra llevando entre cada una cubos de madera (0.13 m por lado) que sirven como amortiguamiento durante el transporte y evitan que los arranques se doblen o las escamas sufran daños, es por eso que desde el inicio de la obra se deberá prever accesos adecuados, amplios y lo mas horizontales posibles.

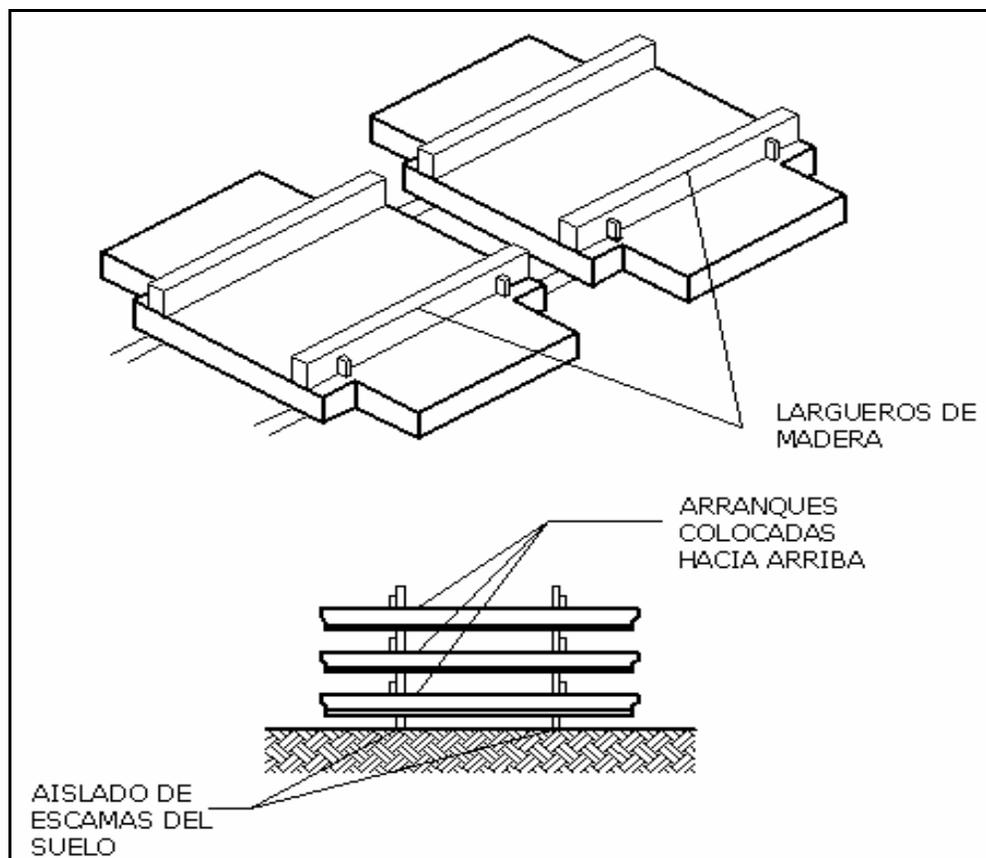
La colocación correcta de las escamas para el apilamiento es en posición horizontal y con los arranques hacia arriba. Ya colocadas unas sobre de otras las escamas en la superficie de acopio se efectúa otro curado a base de espolvorearles en toda su superficie cemento, esto evitara que las escamas se fracturen.

La reserva recomendada de escamas en el acopio es para mínimo ocho días de montaje, previendo inconvenientes fundamentalmente del transporte de las mismas, además de piezas fracturadas o arranques mal colocados y doblados.

El acopio de las escamas debe llevar un orden muy especial a base de lotes de filas, tales filas no deberán apilar a mas de 6 escamas, aparte las escamas no deben estar en contacto directo con la superficie por lo que como ya se comento se colocan largueros de madera en la superficie y entre cada una de las escamas (Fig. 70 e Imagen 36).

La identificación de cada fila se realiza con un letrero que especifique las características de dichas escamas tales como:

- ✦ Fecha de desmolde.
- ✦ Cantidad.
- ✦ Tipo y tamaño.
- ✦ Numero de arranques.



(Fig. 70) Forma en la que se deben colocar las escamas para su acopio.



(Imagen 36) Acopio de escamas.

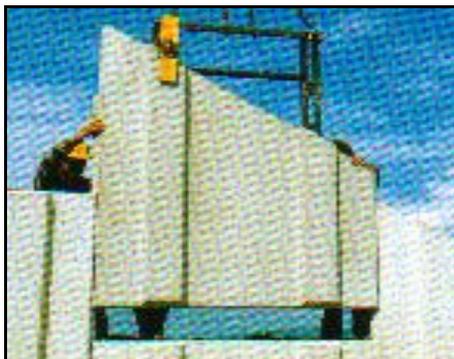
Estas características especiales del acopio de las escamas inciden en la optimización y rapidez de ejecución del montaje de las mismas.

4.2.3 – COLOCACIÓN DE ESCAMAS.

Las escamas de paramento de concreto prefabricado forman una cuadrilla de 1.50 x 1.50 dispuestas en forma cruciforme (depende de la forma del molde de la escama).

El montaje de las escamas se efectúa por capas horizontales sucesivas, generalmente sobre la longitud de la obra. Estas capas horizontales estarán espaciadas a cada 0.75 m., el montaje se realiza de manera muy parecida a cuando se acopian las escamas, es decir con ayuda de la grúa Hiab y mano de obra que guía la colocación y el machihembrado de dichos elementos (Imagen 37 - 39). El montaje de cada capa de escamas no deba comenzarse sin que la capa inferior este totalmente terminada.

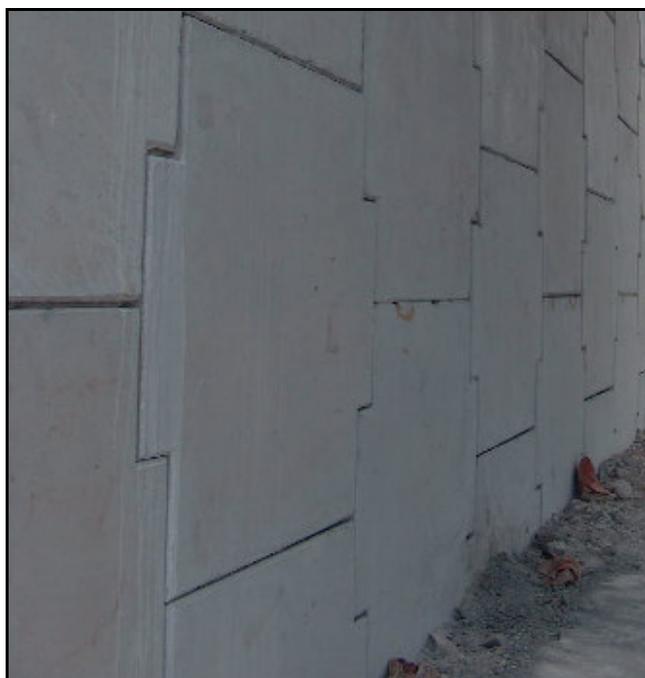
La primera fila de escamas se apoya directamente sobre la cadena de desplante, dicha fila de inicio como la ultima se montan con escamas de media altura, es decir escamas a la mitad llamadas de tipo “C”, machihembrándose con las escamas enteras de la segunda fila llamadas de tipo “A” (Fig. 71).



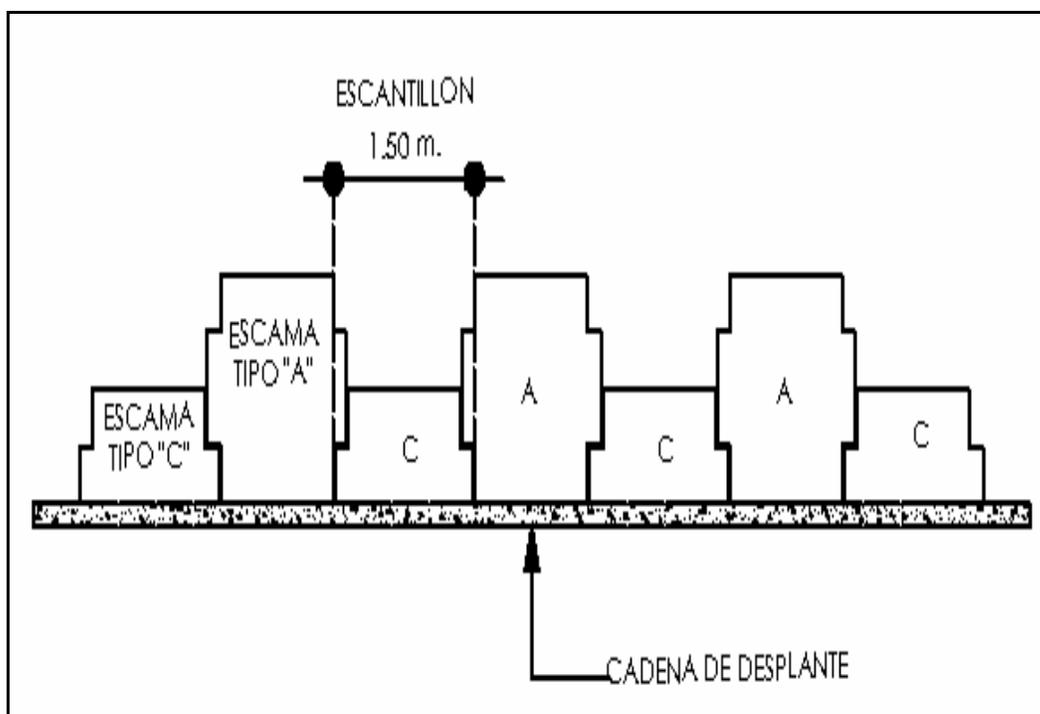
(Imagen 37) Montaje de escamas.



(Imagen 38) Montaje de escamas.

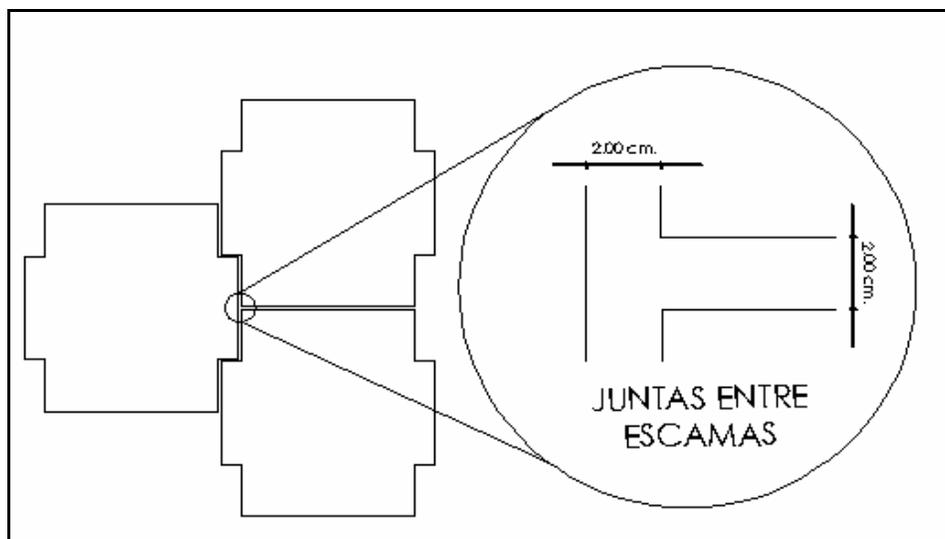


(Imagen 39) Montaje de escamas.

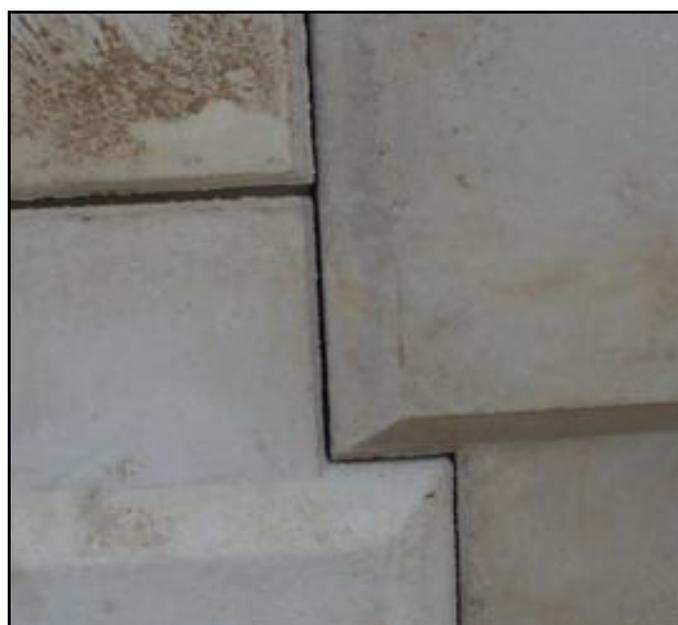


(Fig. 71) Colocación de las escamas tipo "A" y "C" así como la medición de su separación.

La separación entre juntas verticales y horizontales de las escamas debe ser de 2 cm. dando una pequeña holgura para la absorción de posibles asentamientos diferenciales, además tienen la función de drenar el agua (Fig. 72 e Imagen 40).



(Fig. 72) Separación de 2.00 cm. de las juntas de las escamas.



(Imagen 40) Separación de escamas.

Las juntas horizontales son tacones de neopreno sólido de 12cm. x 5 cm. (Imagen 41 y 42), las juntas verticales son de poliuretano de sección cuadrada de 4 cm. que también se colocan horizontalmente ya que tienen la función de filtros para el drenaje, otra opción que se está utilizando actualmente para hacer a un lado al poliuretano es la protección de mallas geotextiles de 50 cm. de ancho que va adherida en la parte posterior de la escama y que tiene un mejor desempeño de filtro ya que puede drenar el agua fácilmente pero sin dejar que se pierdan los finos del macizo de Tierra Armada (Imagen 43 y 44).



(Imagen 41) Juntas de neopreno sólido.



(Imagen 42) Juntas de neopreno sólido.



(Imagen 43) Malla geotextil.

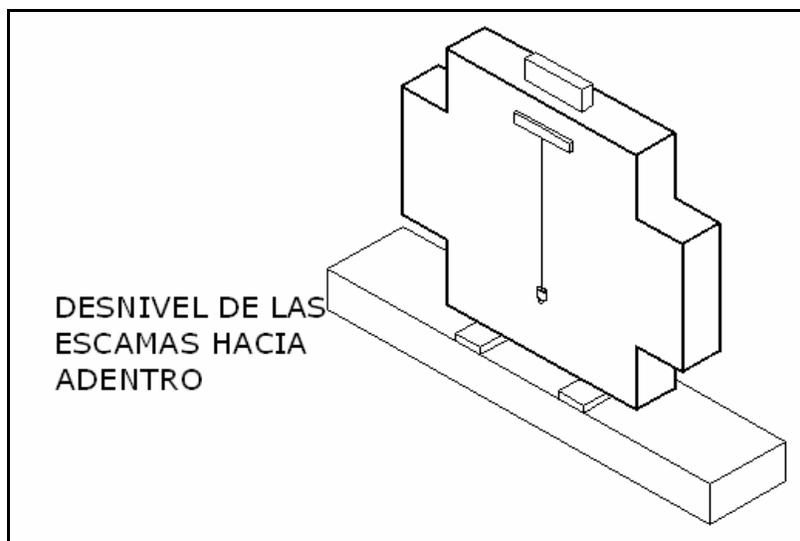


(Imagen 44) Malla geotextil colocada.

Después de la colocación de cada escama, se verifica con un escantillón especial de 1.50 m. la distancia entre barra-tubo (Fig. 71 e Imagen 45), de las escamas contiguas a ambos lados. A esta primera fila de escamas se le da un desplome hacia adentro; a las escamas tipo “C” de $\frac{1}{2}$ cm. y a las escamas tipo “A” 1 cm., este desplome se efectúa para que cuando se compacte el material de relleno dicha energía de compactación provoque a las escamas tomen la posición completamente vertical (Fig. 73).



(Imagen 45) Escantillón de 1.50 m.



(Fig. 73) Desplome de escamas.

Mientras se espera a la colocación de las armaduras las escamas son sujetas por medio de unos sargentos de madera (Fig. 74). La colocación de las escamas de filas intermedias es igual a la de la segunda fila y siempre que se pone una escama se verifica la distancia barra-tubo de las escamas contiguas con el escantillón (Fig. 71).

Al provocarse asentamientos diferenciales en los macizos de Tierra Armada se colocan en las esquinas de la estructura elementos llamados esquineros y son una parte muy importante del conjunto del muro puesto que estos elementos absorben gran parte de dichos movimientos evitando que el muro sufra daños (Imagen 6 y 46). Estas piezas también se fabrican de la misma manera que las escamas habiendo moldes especiales para ello.



(Imagen 6) Piezas para esquineros.



(Imagen 46) Esquineros ya montados.

El último trabajo que se realiza en el levantamiento de la estructura de Tierra Armada es una cadena de cerramiento de concreto armado llamado “REMATE” y que aporta un cierto confinamiento al muro (Imagen 47). Esta actividad no siempre se ejecuta, depende del trabajo de la estructura.

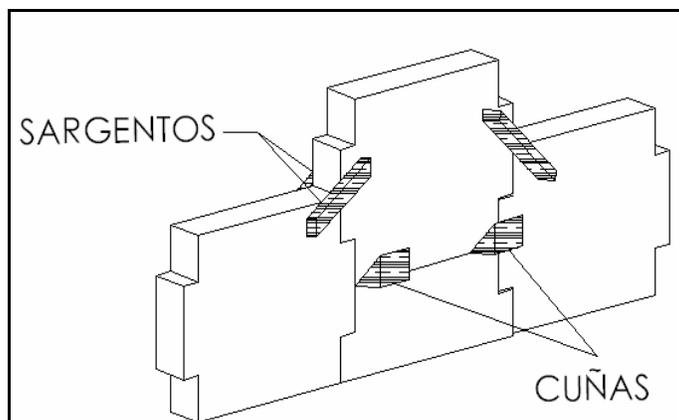


(Imagen 47) Remate de un muro de Tierra Armada.

4.2.4 – NIVELACIÓN Y PLOMEADO DE ESCAMAS.

Como ya se menciona, la primera fila de escamas se le da un desplome hacia adentro para que la energía de compactación provoque la posición vertical de las mismas.

Pero esta no es la única nivelación y plomeada que se realiza durante la colocación de las escamas, después de cada colocación de escamas es necesario dar nivelación con el nivel de burbuja y pequeñas cuñas de madera además de plomearlas, esta actividad es de una vital importancia para un correcto levantamiento del muro, además también se nivela y plomea el remate. Conforme se avanza en la altura de la colocación de las escamas las cuñas y sargentos son utilizados sucesivamente (Fig. 74 e Imagen 48).



(Fig. 74) Cuñas y sargentos de madera.



(Imagen 48) Cuñas y sargentos de madera.

4.3 – ARMADURAS DE ALTA ADHERENCIA (REFUERZOS DE ACERO).

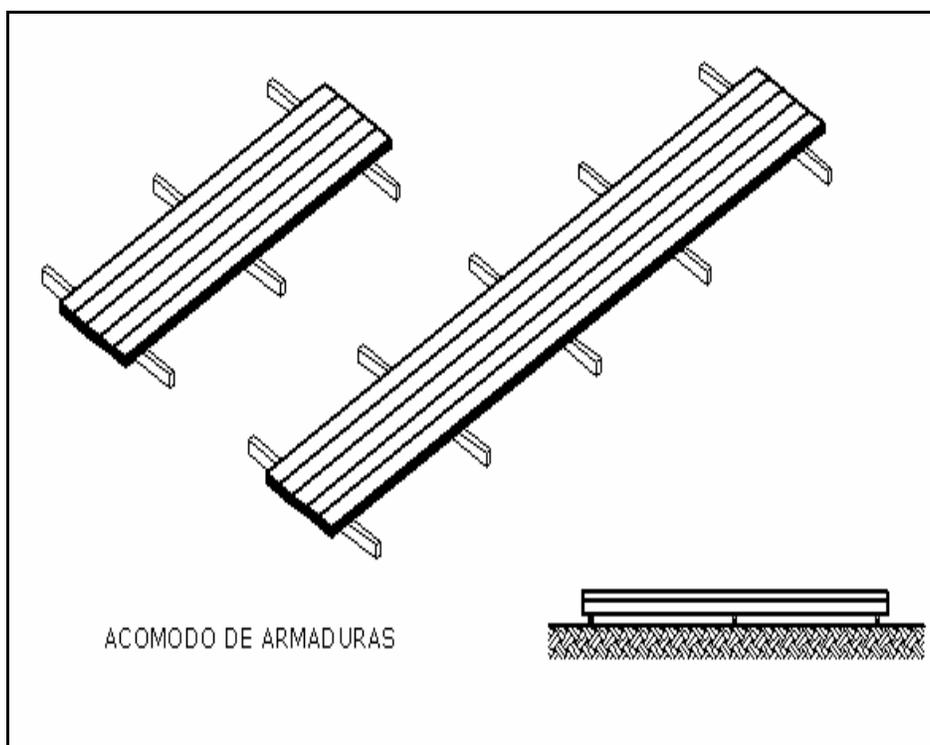
Las armaduras metálicas de alta adherencia de acero galvanizado en caliente se entregan preparadas para su colocación, es decir cortadas y perforadas a la medida necesaria según el diseño, es muy importante también tomar en cuenta a la hora de decidir que armadura utilizaremos el aspecto de la corrosión

provocado por la interacción refuerzo-relleno por lo cual se debe considerar algunas características electroquímicas para asegurar un buen comportamiento de la armadura (dichas consideraciones se enumeran en el tema que trata al material de relleno).

4.3.1 – ACOPIO DE ARMADURAS.

Las armaduras al igual que las escamas también se almacenan en el terreno destinado para ello, dichas armaduras son transportadas en un camión hasta la obra y son descargadas a mano sin el apoyo de cualquier tipo de maquinaria para evitar que se doblen y no dañen el galvanizado del acero.

El acopio de estas armaduras es casi igual al de las escamas se apilan máximo 6 armaduras sin que estén en contacto directo con la superficie del suelo para evitar que se dañen y al igual que con las escamas se colocan largueros de madera, la diferencia en las armaduras es que estas si se pueden colocar directamente una sobre la otra. También tienen letreros que especifican sobre todo la longitud y el espesor de cada refuerzo así como la utilización de cada refuerzo, para optimizar los tiempos (Fig. 75).



(Fig. 75) Acomodo de los refuerzos de acero galvanizado en su acopio.

4.3.2 – TENDIDO DE ARMADURAS.

El tendido de las armaduras es una actividad a la par del relleno y estas se colocan a cada capa horizontal de relleno de 75 cm. la perforación que tienen los refuerzos en el extremo permite atornillarlas a los arranques ahogados dentro de las escamas (Fig. 68 e Imagen 49).



(Imagen 49) Refuerzos atornillados.

Los arranques, tornillos y armaduras metálicas, son del mismo acero galvanizado, para evitar los riesgos de corrosión (Imagen 50 - 52). El fy utilizado en estos elementos es de 1520 kg/cm².



(Imagen 50) Elementos de acero galvanizados, arranques.



(Imagen 51) Elementos de acero galvanizados, tornillos.



(Imagen 52) Elementos de acero galvanizados, armaduras.

Hay ocasiones en las que el diseño produce refuerzos de longitudes que dificulten su transporte, en estos casos los refuerzos se transportan seccionados y su unión se realiza mediante dos soleras de acero galvanizado llamados prolongadores, que van atornillados en sus extremos.

Es entonces la colocación de las armaduras una actividad en la cual dichos refuerzos se tienden perpendiculares al paramento en capas horizontales, cada refuerzo esta sujeto al arranque correspondiente con un tornillo especial para ello (Imagen 53 - 55)



(Imagen 53) Tendido y colocación de armaduras



(Imagen 54) Tendido y colocación de armaduras



(Imagen 55) Tendido y colocación de armaduras.

4.4 – MATERIAL DE RELLENO.

El tendido del material de relleno es la tercera actividad para el levantamiento de una estructura de Tierra Armada y aunque es la tercera actividad en descripción no lo es así en el orden de importancia.

Una estructura de Tierra Armada tiene la particularidad de que su construcción no es como la de un muro tradicional que tiene actividades secuenciales y las cuales algunas no se pueden realizar de forma simultanea, particularidad que en la Tierra Armada es una gran ventaja por lo que el tendido del material de relleno va simultaneo a la colocación de escamas además de que el tendido de las armaduras es función del termino de capas horizontales de 75 cm. de material de relleno.

4.4.1 – CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO.

Además de las especificaciones técnicas generales de los terraplenes y rellenos, las condiciones mecánicas que deberá cumplir el material de relleno para su uso en los macizos de Tierra Armada son las siguientes:

- El tamaño máximo del material de relleno no será mayor de 250 mm.
- El material de relleno no deberá tener mas de 15% de finos que pasen la malla 200 (80 micras).
- Si se tuviera el caso de que el material de relleno no cumpla con las condiciones mencionadas en el punto anterior, se tendrá que cumplir con los siguientes requisitos:
 - a) El porcentaje de partículas menores a 15 micras será de un máximo de 10% determinado por la prueba de velocidad de sedimentación.
 - b) Si el porcentaje de partículas menores a 15 micras esta comprendido en el rango de 10% a 20% el material puede emplearse siempre y cuando el ángulo de fricción interna real sea mayor a 25° (grados).

El material de relleno tiene una especial interacción refuerzo-relleno como se comento en el tema tratado con anterioridad de las armaduras, interacción que puede desarrollar una corrosión no deseada en dichas armaduras, por lo que

se toman en cuenta características electroquímicas del material de relleno, tales como:

- El PH (potencial de hidrogeno) del material de relleno debe de estar comprendido entre los valores de 5 a 10 de la escala de PH.
- Resistividad eléctrica:
 - a) Para obras fuera de agua (en seco) – Mayor de 1000 ohms por cm.
 - b) Para obras dentro de agua (inundables) – Mayor de 3000 ohms por cm.
- El contenido de sales solubles se determinara para los materiales de relleno con resistividad de 1000 a 5000 ohms por cm. y para los materiales de origen industrial, se podrán utilizar si cumplen con las siguientes condiciones:
 - a) Para obras en seco, el contenido de cloruros debe de ser menor a 200 mg/kg y el contenido de sulfatos menor de 1000 mg/kg.
 - b) Para obras inundables, el contenido de cloruros debe de ser menor a 100 mg/kg y el contenido de sulfatos menor de 500 mg/kg.
 - c) En algunos casos se debe de estudiar el contenido de sulfuros y de materia orgánica, así mismo su actividad biológica en función al origen del material de la obra.

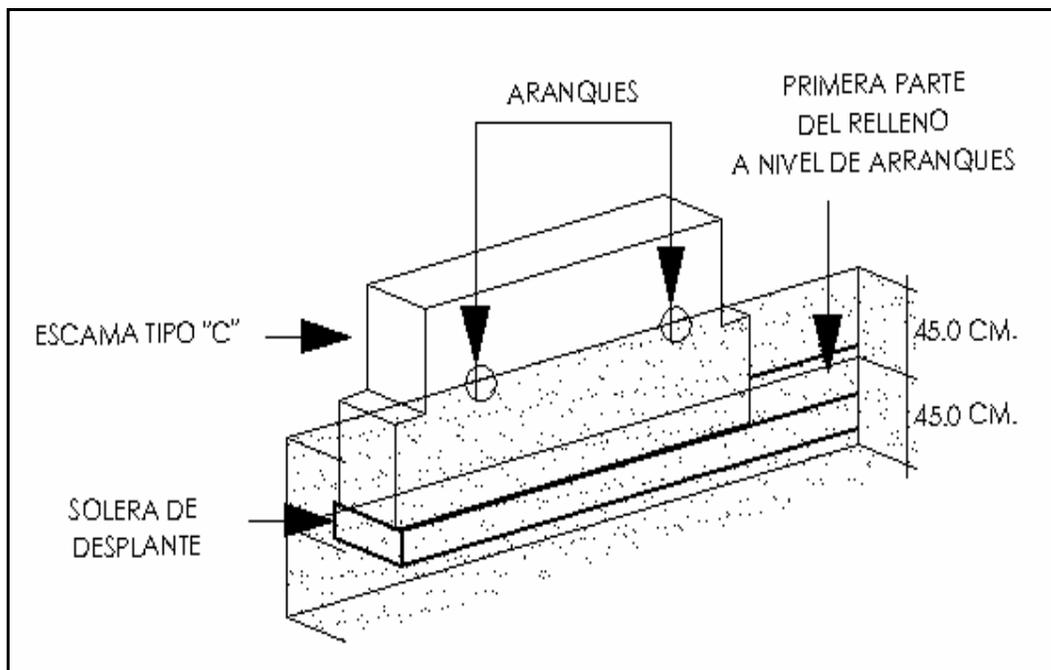
Es importante que todos los puntos anteriores se cumplan, ya que en caso contrario se imposibilita el garantizar la estabilidad de la estructura.

4.4.2 – TENDIDO DEL MATERIAL DE RELLENO.

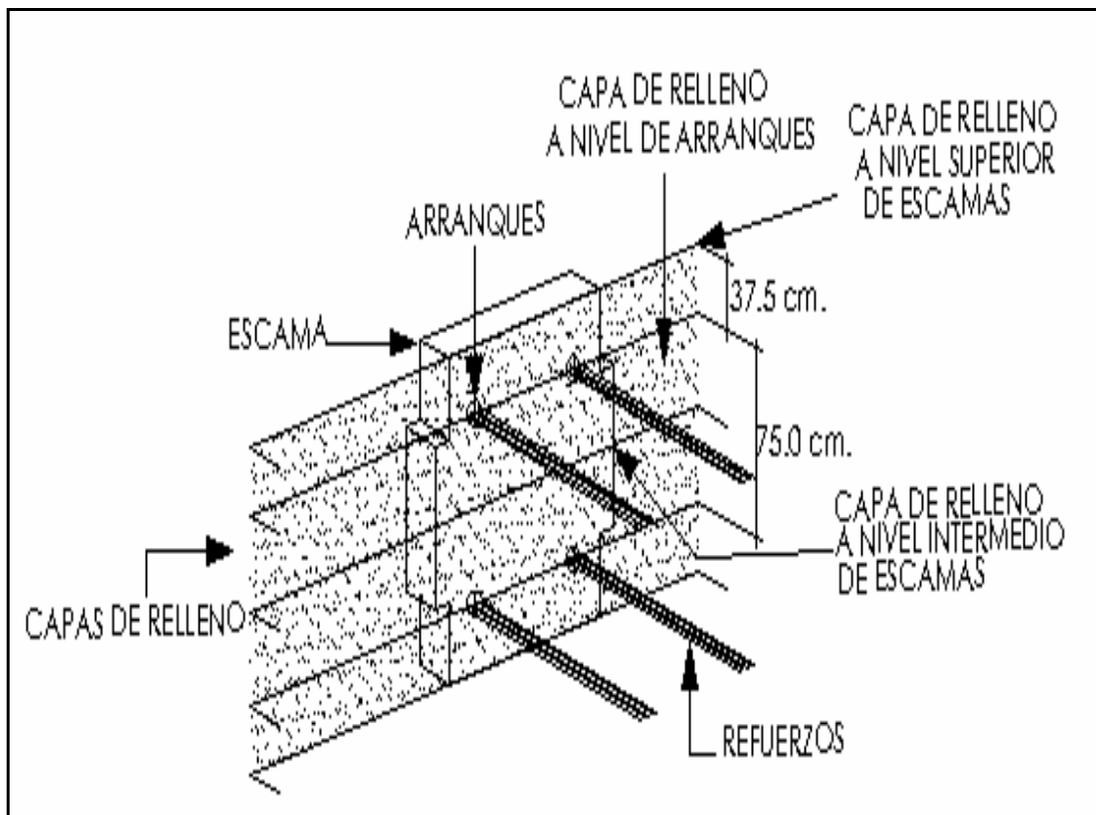
La primera parte del relleno debe de cubrir la cadena de cimentación hasta el primer arranque (Fig. 76), siendo las primeras dos capas de relleno de 45 cm. cada una. Al quedar la primera parte del relleno se anclan los primeros refuerzos de acero galvanizado.

Después de la primera parte del relleno el tendido se ejecuta en capas de 37.5 cm. cuyos niveles corresponden al nivel de los arranques, consecuentemente al de las armaduras y a las partes altas e intermedias de las escamas (Fig. 77).

La nivelación de las capas debe de ser ejecutado paralelamente al paramento, para que el empuje de las maquinas y en consecuencia el movimiento de la tierra no lo transmita directamente a las escamas.



(Fig. 76) Primera etapa de la colocación del material de relleno.



(Fig. 77) Colocación de las capas de 37.5 cm. Del material de relleno.

El material de relleno es vaciado por camiones que no deben circular a menos de 2.00 m. del paramento para evitar cualquier desplazamiento de las escamas (Imagen 56 y 57).



(Imagen 56) Camión listo para vaciar el material de relleno.



(Imagen 57) Material ya vaciado.

Posteriormente una retroexcavadora (mano de chango) riega el material y posteriormente una motoconformadora o un bull-dozer con hoja angulable o de “U”, esparce el material por el área de trabajo (Imagen 58 y 59) dejándolo lo más horizontal posible para los trabajos de compactación.

No es permisible el uso de maquinaria de orugas de acero, ya que al contacto con las armaduras pueden dañarlas.



(Imagen 58) Mano de chango y motoconformadora esparciendo el material de relleno



(Imagen 59) Mano de chango y motoconformadora esparciendo el material de relleno.

Ya colocado el material de relleno se realiza la compactación. El compactado esta determinado por el uso al que esta dirigido la obra. Dado que el sistema en si no necesitaría un compactado, el diseño del sistema implica esta actividad para prevenir los asentamientos propios del relleno, sobre todo si el uso llevara en su superficie una carga móvil como seria el caso de un estribo en un puente.

El grado de compactación debe ser igual en todo el relleno para que las escamas no se desplacen en el curso del mismo, el grado de compactación que se utiliza en las obras de Tierra Armada sin importar el uso de la estructura oscila entre el 90% y 95 % a pesar de que en ocasiones especiales este grado sea mas menos. Para verificar que el grado de compactación sea el correcto el laboratorio realiza pruebas con arena de Ottawa en el relleno ya compactado (Imagen 66 - 69).

La compactación se realiza después de que el material esparcido se le rocía agua limpia para que la humedad sea la óptima y que dicho compactado sea bueno (Imagen 60 y 61). Es entonces donde el vibro compactador efectúa el trabajo de aplanado, dando las pasadas necesarias para el grado de compactación que se requiere (Imagen 62 y 63), no es recomendable pasar en un principio la compactadora pata de cabra puesto que puede dañar los refuerzos. Estos compactadores pesados no deben acercarse a menos de 1.00 m. del paramento para evitar que la energía de compactación de estas maquinas mueva de su lugar a las escamas.



(Imagen 60) Aplicación de la humedad optima para los trabajos de compactación.



(Imagen 61) Aplicación de la humedad optima para los trabajos de compactación.



(Imagen 62) Compactación mediante vibro compactador.



(Imagen 63) Compactación mediante vibro compactador.

La parte en la cual las maquinas compactadoras pesadas no pueden acercarse a realizar este trabajo se hacen con maquinas manuales ligeras de compactado y eventualmente vibratorias, como puede ser una bailarina manual o un pisonador (Imagen 64 y 65).



(Imagen 64) Compactación mediante bailarina.



(Imagen 65) Compactación mediante bailarina.



(Imagen 66) Prueba de grado de compactación del laboratorio.



(Imagen 67) Prueba de grado de compactación del laboratorio.



(Imagen 68) Prueba de grado de compactación del laboratorio.



(Imagen 69) Prueba de grado de compactación del laboratorio.

Al ir compactando cada capa en la cual se encuentran los arranques se debe cuidar que los refuerzos sean bien atornillados para evitar zafaduras por el peso de las siguientes capas de relleno además se debe cuidar la separación horizontal de las armaduras puesto que deben permanecer perpendiculares a la escama.

Es así como se cumple esta actividad del tendido y compactado del relleno culminando los trabajos que como vimos son simultáneos y que construyen las grandes estructuras de Ingeniería Civil gracias al Sistema de Tierra Armada.

5.5 – CROQUIS DE UNA ESTRUCTURA DE TIERRA ARMADA.

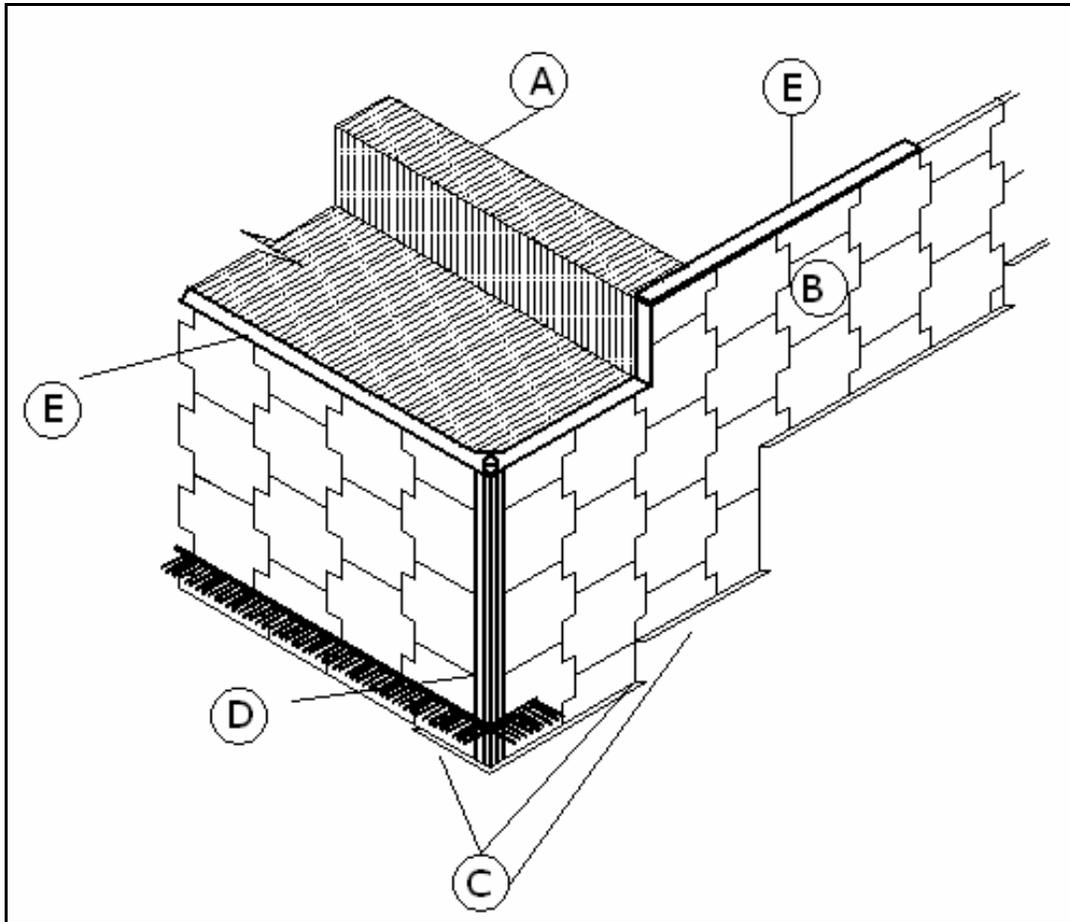
Es entonces el Sistema de Tierra Armada como ya vimos un conjunto de elementos simples como lo son las armaduras de refuerzo, el material de relleno y las escamas de paramento las que aseguran el éxito de cualquier estructura que se ejecute con este el Sistema de Tierra Armada (Imagen 70).



(Imagen 70) Muro de Tierra Armada ya concluido, en este caso utilizado como estribo.

El siguiente croquis (Fig. 78) nos muestra todas las partes que se emplean en una estructura que se construye con el Sistema de Tierra Armada:

- A) Material de relleno armado.
- B) Escamas del paramento del muro.
- C) Cadena de desplante (en este caso, escalonadas).
- D) Esquineros.
- E) Remate.



(Fig. 78) Muro de Tierra Armada con los elementos que lo componen.

CAPÍTULO

5

COMPARATIVA ENTRE EL SISTEMA DE TIERRA ARMADA

5 – COMPARATIVA ENTRE EL SISTEMA DE TIERRA ARMADA Y EL SISTEMA CONVENCIONAL DE MUROS DE RETENCIÓN.

Los sistemas utilizados para muros de retención han sido en su mayoría los muros de mampostería o de concreto armado.

Al patentarse el Sistema de Tierra Armada en el año de 1963 este método ha crecido enormemente en las preferencias de los constructores de muros de retención, gracias a sus ventajas considerables sobre los llamados muros tradicionales (mampostería y concreto armado).

Entre dichas ventajas sobresalen las siguientes tres:

- Rapidez en su construcción.
- Excelente comportamiento estructural.
- Es un sistema económico comparado con los muros tradicionales.

Es así como los muros tradicionales y el Sistema de Tierra Armada nos aporta variantes para las obras de retención.

Sabiendo que las exigencias actuales de rapidez, economía y seguridad en cualquier obra son de suma importancia, este trabajo de tesis expone a su consideración que el Sistema de Tierra Armada tiene una gran ventaja sobre los muros tradicionales ya que cuenta con las exigencias mencionadas, lo que lo hace un sistema tecnológicamente innovador y que se introduce cada vez mas en los grandes proyectos de Ingeniería Civil por todo el mundo.

La comparativa realizada en este trabajo es básicamente entre un muro de Concreto Armado y el de Tierra armada, para estas comparaciones se presentan tablas en las cuales se exponen los materiales, herramienta, mano de obra y maquinaria utilizados por ambos sistemas.

Para la comparativa económica y el diseño del muro de Tierra Armada se recavo la información de una obra de retención construida a base de un muro de concreto armado, ubicado en Lomas Verdes, Naucalpan, Edo. de Mex.

5.1 – COMPARATIVA DE MATERIALES Y HERRAMIENTA, MANO DE OBRA Y MAQUINARIA ENTRE AMBOS SISTEMAS.

➤ Materiales y herramienta:

<u>MURO DE TIERRA ARMADA.</u>	<u>MURO DE CONCRETO ARMADO.</u>
➤ Moldes para escamas.	➤ Varilla de 1/2", 3/4" y 3/8".
➤ Alambre recocido.	➤ Alambre recocido y clavos.
➤ Varilla de 3/8".	➤ Cimbra para colado o de contacto.
➤ Tubo de PVC.	➤ Tensores para cimbra.
➤ Cemento gris.	➤ Cemento gris.
➤ Arena.	➤ Arena.
➤ Grava.	➤ Grava.
➤ Agua.	➤ Agua.
➤ Cimbra y polines de madera.	➤ Aditivos para mezcla de concreto.
➤ Largueros, cuñas y cubos de madera.	➤ Material de relleno.
➤ Escamas ya fraguadas.	➤ Pintura para trazo.
➤ Refuerzos de acero galvanizado.	➤ Teodolito.
➤ Arranques de acero galvanizado.	➤ Cortadora y dobladora de varilla.
➤ Tornillos para arranques.	➤ Ganchos.
➤ Prolongadores de refuerzo.	➤ Andamios.
➤ Juntas de poliuretano y neopreno.	➤ Hojas de triplay.
➤ Malla de geotextil.	➤ Tensores.
➤ Aditivos para mezcla (opcional).	➤ Serruchos.
➤ Material de relleno.	➤ Vibradores para concreto.
➤ Eslingas de carga, descarga y montaje.	➤ Largueros, cuñas y cubos de madera.
➤ Teodolito.	
➤ Cuchara de albañil.	
➤ Pala.	
➤ Vibrador para concreto.	
➤ Hojas de triplay.	

➤ Pintura para trazo.	
➤ Escantillón de medición.	
➤ Agua.	
➤ Cimbra y polines de madera.	
➤ Largueros y cuñas de madera.	

➤ **Mano de obra:**

<u>MURO DE TIERRA ARMADA.</u>	<u>MURO DE CONCRETO ARMADO.</u>
➤ Operador de grúa Hiab.	➤ Operador de camión de volteo.
➤ Operador de camión de volteo.	➤ Banderilleros.
➤ Operador especializado para retroexcavadora.	➤ Operador especializado para retroexcavadora.
➤ Operador de cargador frontal de neumáticos.	➤ Operador de cargador frontal con orugas.
➤ Operador de bull dozer y motoconformadora.	➤ Topógrafo y dos ayudantes.
➤ Operador para compactadores.	➤ Soldador y un ayudante.
➤ Topógrafo y dos ayudantes.	➤ Herrero.
➤ Soldador y un ayudante.	➤ Operador de tractor.
➤ Herrero.	➤ Operador de guía telescópica.
➤ Operador especializado para camión revolvedor.	➤ Especialista para bomba de concreto.
➤ Especialista para bomba de concreto.	➤ Ayudante para operar bailarina.
➤ Ayudante para operar bailarina.	➤ Oficial de albañilería y 5 ayudantes.
➤ Ayudantes para colocación y descarga de escamas y armaduras.	
➤ Banderilleros.	
➤ Operador para revolvedora manual.	
➤ Oficial de albañilería y 3 ayudantes.	

➤ **Maquinaria:**

<u>MURO DE TIERRA ARMADA.</u>	<u>MURO DE CONCRETO ARMADO.</u>
➤ Camión de volteo.	➤ Camión de volteo.
➤ Retroexcavadora.	➤ Retroexcavadora.
➤ Motoconformadora.	➤ Cargador frontal de orugas.
➤ Cargador frontal de neumáticos.	➤ Tractor.
➤ Rodillo vibratorio.	➤ Grúa telescópica.
➤ Camión revolvedor.	➤ Camión revolvedor.
➤ Grúa Hiab.	➤ Bomba para concreto.
➤ Cargador frontal.	➤ Vibro compactador.
➤ Rodillo liso vibratorio.	➤ Bailarina.
➤ Bailarinas.	➤ Pata de cabra.
➤ Rodillo manual.	➤ Pipa de agua.
➤ Pata de cabra.	
➤ Pipa de agua.	

En la parte del material y herramienta es representativo que la lista para un muro de Tierra Armada es mayor que la de un muro de Concreto Armado.

A pesar de que se utilizan casi los mismos materiales y herramientas en los dos casos, en el muro de Tierra Armada se debe de tener especial cuidado en el material de relleno como ya se estudio en el capitulo anterior, también especial seguimiento lleva el acero de refuerzo aunque aquí aplica a los dos tipos de muro.

En el caso de la mano de obra las dos listas son casi idénticas con algunas pequeñas variantes sobre todo en el personal operador de maquinaria pesada, por su parte la maquinaria que se ocupa al igual que la mano de obra es casi la misma y de la misma manera con unas pequeñas variantes entre ambos sistemas.

Lo anterior nos indica que por comparativa de los elementos anteriores ambos sistemas son casi idénticos, a pesar de esto y siendo rigoristas el Sistema de

Tierra Armada nos proporciona una lista mas amplia lo que a primera impresión nos puede inducir a pensar en que es mas costoso, y por otra parte puede que se piense que mientras mas gente mas actividades y en consecuencia mayor tiempo.

Es así como esta primera comparativa nos da un panorama de ambos sistemas pero no es hasta analizar los procesos de trabajo de ambos sistemas donde encontraremos diferencias notables en cuestión de tiempos y costos.

5.2 – COMPARATIVA DE PROCESOS CONSTRUCTIVOS ENTRE AMBOS SISTEMAS.

➔ **Proceso constructivo:**

<u>MURO DE TIERRA ARMADA.</u>	<u>MURO DE CONCRETO ARMADO.</u>
➔ Se traza el área en la cual se levantara el muro, con ayuda del topógrafo y marcando con la pintura de trazo.	➔ Se traza el área en la cual se levantara el muro con ayuda del topógrafo y marcando con la pintura de trazo.
➔ En actividad simultanea al trazo del área de excavado, se realiza la fabricación de escamas (armado de los elementos que lleva el molde y el colado).	➔ Se realiza la excavación con ayuda de una retroexcavadora hasta formar un cajón, en la base de esta excavación ira el pie del muro.
➔ Se comienza con la excavación de preparación del terreno. Dentro de esta actividad se realiza una pequeña excavación de 1 m. de ancho en forma de zanja con ayuda de mano de obra y una retroexcavadora, esto será para colocar la cimbra donde se colara la solera de desplante.	➔ En actividad a la par de la excavación se realizan los cortes y doblajes de la varilla que se utilizara en el armado del muro. A la par y ya terminada la excavación se coloca la cimbra de la base.
➔ Posteriormente al colocado de la cimbra se hace el colado de la solera de desplante que se fabrica con un	➔ Posteriormente se comienza el armado del acero en la base del muro y preparándolas para la

<p>concreto simple de 100 a 150 kg/cm². Para esta actividad se ocupa un oficial de albañilería con tres ayudantes.</p>	<p>pantalla del muro. Este trabajo lo ejecuta un oficial de albañilería y cinco ayudantes.</p>
<p>➤ Ya que fraguo la solera de desplante se comienzan a colocar las medias escamas (tipo “C”) intercaladas con escamas completas (tipo “A”) con ayuda de la grúa Hiab y mano de obra, esta primera fila de escamas lleva un desplome de ½ y 1 cm.</p>	<p>➤ Se comienza con el colado de la base del muro a base de concreto bombeado y dos o tres personas que lo vibran para evitar las burbujas de aire.</p>
<p>➤ Al terminar de colocarse la primera fila de escamas, un camión de volteo tira el material de relleno de la primera capa, posteriormente la motoconformadora o un bull dozer esparcen el material de manera que se disponga lo mas horizontal posible, posteriormente desde un camión pipa se rocía el material de relleno para proporcionarle una humedad optima.</p>	<p>➤ Posteriormente se realizan trabajos de curado en el tiempo de fraguado de la base, transcurrido el tiempo de fraguado de esta se comienza con la colocación de la cimbra y el armado de la pantalla del muro. Esta actividad la ejecutan tres cuadrillas de tierreros y carpinteros. La colocación de la cimbra no es de un solo golpe se va colocando por partes a una altura máxima de 3.50 m. actividad que retrasa el trabajo de colado del muro considerablemente.</p>
<p>➤ Ya húmedo el material de relleno entra a trabajar el vibro compactador para realizar la compactación de capas de 37.5 cm. del material de relleno, el grado de compactación que se busca es de entre el 90 y 95%, el compactado a las orillas próximas de las escamas se realiza mediante un compactador manual. Para verificar que se llevo al grado de compactación pactado el laboratorio realiza pruebas con arena de Ottawa sobre el terraplén ya compactado.</p>	<p>➤ El colado de la pantalla del muro es función de la altura de la cimbra por lo que de igual manera se hace por partes lo que de igual manera retrasa los trabajos.</p>

<p>➤ Después de haber terminado la compactación y haber tendido dos capas de 37.5 cm. el material de relleno coincide con los arranques ahogados en las escamas. Se comienza el anclaje de los refuerzos de acero galvanizado ($f_y = 1520 \text{kg/cm}^2$) mediante el atornillamiento de estos a los arranques con un tornillo especial de acero galvanizado, teniendo cuidado de que las tiras respeten su distancia horizontal de modo que queden perpendiculares a las escamas, acabado bien el anclaje de todos los refuerzos se vuelve realizar el proceso de relleno y compactación.</p>	<p>➤ Ya fraguado el muro completo se procede al vaciado y compactado del material de relleno.</p>
<p>➤ Una actividad importante es la colocación de los tacones de neopreno en las juntas verticales de las escamas además de las juntas de poliuretano o de malla de geotextil que nos servirán como filtros de dren.</p>	
<p>➤ Otra actividad particular y no menos importante es la colocación de esquineros en el paramento cuando se requieran.</p>	
<p>➤ Posteriormente el proceso se repite: se coloca la siguiente fila de escamas, se rellena y compacta el material y se tienden los refuerzos. Convirtiéndose un proceso constructivo cíclico hasta la altura que se requiera.</p>	
<p>➤ La ultima actividad de una obra de Tierra Armada es la fabricación de la cadena de cerramiento que</p>	

confinara el muro, a esta cadena se le conoce como remate y esta si es una cadena de concreto armado.	
---	--

Los procesos constructivos de ambos sistemas son en sus inicios prácticamente los mismos trabajos, aunque la diferencia existe, desde el tipo de excavación que se realiza para ambos sistemas además del tipo de cadena de desplante de ambos sistemas: mientras el sistema de Concreto Armado tiene una base de desplante que si va armada con acero para que sirva de cimientto el sistema de Tierra Armada solo fabrica esta dala de desplante como una guía que sirva para desplantar el muro alineado. En ese mismo caso debemos tomar en cuenta el tiempo, mientras el muro de Concreto Armado debe de esperar a que fragua bien el cimientto para proseguir los trabajos en el de Tierra Armada no es necesario ya que las actividades se realizan simultaneas lo que en tiempo es una gran ventaja.

La altura del muro es otro punto importante en los tiempos de ejecución de los trabajos de ambos sistemas, es aquí donde el muro de Tierra Armada toma gran ventaja sobre el de Concreto Armado ya que el armado de la pantalla del muro de Concreto Armado lleva tiempo considerable pero lo que realmente retrasa considerablemente el tiempo de construcción comparado al de Tierra Armada es el colado de la misma pantalla porque esta se realiza por etapas dependiendo de la altura del muro.

La máxima altura en la cual se puede colar un muro de Concreto es a 3.50 m. es decir que si nuestro muro tuviera 14m. de altura, la pantalla se construiría en 4 etapas de colado de la pantalla, mientras que en el muro de Tierra Armada no importa la altura ya que los trabajos de colocación de escamas, tendido y compactado del material de relleno y la colocación de las armaduras son actividades cíclicas lo cual permite llevar un proceso constante del levantamiento del muro.

Otra considerable ventaja del Sistema de Tierra Armada es la gran cantidad de desperdicio que genera un muro de Concreto Armado en cuanto a cimbra, varilla y desperdicios de material lo que implica más tiempo a la mano de obra para la limpieza además de un área más grande para los trabajos.

Es notable que las ventajas que presenta el Sistema de Tierra Armada en los ejemplos anteriores son en el rubro del tiempo de ejecución de los trabajos y que permiten que una obra que se realiza con dicho sistema sea más rápida de construir que una que opte por un sistema convencional. Esta ventaja no sería suficiente para que un constructor opte por el Sistema de Tierra Armada si la parte económica no es atractiva, esto quiere decir que sea accesible al presupuesto considerado por el proyecto a realizar. La parte del costo es culminante para saber si verdaderamente un Sistema de Tierra Armada es conveniente en las obras de Ingeniería Civil, este elemento se trata en el siguiente tema.

5.3 – DISEÑO DE UN MURO DE TIERRA ARMADA Y COMPARATIVA DEL COSTO CON UN MURO DE CONCRETO ARMADO YA CONSTRUIDO.

Sin duda alguna la parte económica en cualquier tipo de obra es un elemento muy importante para la ejecución del proyecto.

Como ya se observó el Sistema de Tierra Armada presenta grandes ventajas de tiempo con respecto a los llamados Sistemas Convencionales, pero dicha ventaja no sería decisiva si la propuesta económica no es considerable a los presupuestos del constructor.

El Sistema de Tierra Armada no solo aporta innovación tecnológica sino también un ahorro a la economía de tiempo y sobre todo de recursos.

Para comparar el ahorro que presenta una estructura de Tierra Armada en comparación a los otros sistemas se expone la siguiente tabla de comparativa, realizada con los presupuestos al mes de noviembre del año 2005.

ALTURA (m.)	<u>HASTA 3.00m.</u>	<u>DE 3.00 A 12.00 m.</u>	<u>12.00 m. O MAS</u>
TIERRA ARMADA	Resulta económicamente más caro que la mampostería en un 38% aproximadamente.	Es la opción mas adecuada.	Es la opción mas adecuada.
CONCRETO ARMADO	Resulta económicamente más caro que la mampostería en un 30% aproximadamente.	Resulta económicamente más caro que la tierra armada en un 30 a 40% aproximadamente.	Resulta económicamente más caro que la tierra armada en un 40 a 50% aproximadamente
MAMPOSTERIA	Es la opción mas adecuada.	Este sistema no resulta practico para alturas mayores a los 3.50 m.	Este sistema no resulta practico para alturas mayores a los 3.50 m.

Se aprecia que el Sistema de Tierra Armada aporta la ventaja decisiva para que un constructor opte por este elemento para estructuras mayores a 3.50 m.

Para apreciar mejor la ventaja económica que presenta la Tierra Armada a un muro de Concreto Armado se presenta el siguiente ejemplo de una estructura de retención (muro de retención) de concreto armado ya construido en la Avenida Paseo de Lomas Verdes s/n, 4ª Sección de Lomas Verdes en Naucalpan Estado de México (Imagen 71 - 73), obra construida por la empresa ARBI S.A.

Dicho muro es parte de una serie de muros de retención ubicados en la misma área de construcción y que servirán para contener el material del cual se desplanta un complejo de naves industriales para usos comerciales.



(Imagen 71) Muro de concreto armado construido en la 4ª sección de Lomas Verdes.



(Imagen 72) Muro de concreto armado construido en la 4ª sección de Lomas Verdes.



(Imagen 73) Muro de concreto armado construido en la 4ª sección de Lomas Verdes.

Este muro tiene 20.00 m. de largo y 12.00 m. de alto desde su pie de cimentación.

Este muro tuvo un precio de \$ 684,200.00 M.N. (\$ 2,851.00 M.N. por m²), tomando solo en cuenta la cuantificación de acero, concreto, materiales extras en su construcción y cimbra.

Basándonos en el precio del muro construido se desarrollara el diseño de un muro de Tierra Armada con las mismas dimensiones, para observar que diferencia económica presenta dicho sistema.

Antes de comenzar con el ejercicio comparativo es conveniente saber que la medición por concepto de pago de una estructura de Tierra Armada es el metro cuadrado (m²), la cual al mes de noviembre del 2005 tenia un precio de \$ 1,505.00 M.N.

Dicho precio por m² incluye:

- Transportes de carga y descargas (no mayor de 500 m.)
- El valor de los elementos especiales para la realización de la obra como escamas, armaduras de acero galvanizado de alta adherencia, tornillos especiales galvanizados, prolongadores.
- Suministros de las juntas (neopreno, poliuretano o mallas de geotextil).
- Asistencia técnica de la obra, ósea supervisores de montaje los cuales enseñan al personal de obra la técnica de montaje de Tierra Armada.
- Uso de la patente de Tierra Armada.
- Gastos de estudios de anteproyecto, diseño calculo y el proyecto definitivo.

Los aspectos que no incluyen dicho precio son los siguientes:

- Descarga (en casos mayores a 500 m.) y almacenaje de obra.
- Suministro y colocación del material de relleno según las especificaciones.
- Excavaciones necesarias.
- Topografía y estudios de mecánica de suelos.

Principalmente estos elementos son los que no se incluyen en el precio final de la estructura de Tierra Armada.

Esta información de los precios que conforman una estructura de Tierra Armada se proporcionó de forma general por m² por la empresa Groupe TAI México (Tierra Armada S.A de C.V.), ya que el desglose minucioso del presupuesto es restringido a la información pública y es des su uso exclusivo.

- ✦ Considerando las dimensiones del muro de concreto armado; H = 12.00 m. b = 20.00 m. y que el precio por cada metro cuadrado de Tierra Armada es de \$ 1,505.00 M.N. (agregando un 15 % de los trabajos de relleno y extras al precio total). Además los siguientes datos para diseñar la construcción del muro con el Sistema de Tierra Armada:

Material de relleno.

$$\emptyset_1 = 36^\circ$$

$$\gamma_1 = 1.68 \text{ T/m}^3$$

Suelo de cimentación.

$$\emptyset_2 = 28^\circ$$

$$\gamma_2 = 1.76 \text{ T/m}^3$$

$$C_2 = 4.88 \text{ T/m}^2$$

Acero de refuerzo.

$$f_y = 1520 \text{ kg/cm}^2 = 15200 \text{ T/m}^2$$

$$\omega = 3 \text{ pulgadas} = 7.62 \text{ cm.}$$

$$\emptyset_u = 20^\circ$$

$$S_H = 75 \text{ cm.} = 0.75 \text{ m.}$$

$$S_V = 68 \text{ cm.} = 0.68 \text{ m.}$$

Se considera una tasa de corrosión anual del refuerzo de 0.0254 mm/año y una vida útil de la estructura de 50 años.

Factores requeridos.

$$FS_{(B)} = 3$$

$$FS_{(P)} = 3$$

$$FS_{\text{volteo}} \geq 3$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} \geq 2.5$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} \geq 3$$

SOLUCIÓN.

✦ ESTABILIDAD INTERNA.

A) Espesor del tirante (t).

$$T_{\max} = P_{a(\max)} S_V S_H$$

Tomando en cuenta que:

$$P_{a(\max)} = \gamma_1 H k_a = \gamma_1 H \tan^2 (45 - \phi_1/2)$$

Tenemos:

$$T_{\max} = [\gamma_1 H \tan^2 (45 - \phi_1/2)] S_V S_H$$

Si la expresión del espesor del tirante es la siguiente:

$$t = [(P_{a(\max)} S_V S_H) F S_{(B)}] / \omega f_y$$

Por lo tanto:

$$t = [(T_{\max}) F S_{(B)}] / \omega f_y = [\gamma_1 H \tan^2 (45 - \phi_1/2) S_V S_H F S_{(B)}] / \omega f_y$$

$$t = [(1.68) (12) \tan^2 (45 - 36/2) (0.75) (0.68) (3)] / (0.0762) (15200)$$

$$t = 0.0069 \text{ m.} = 0.69 \text{ cm.}$$

Se debe tomar en cuenta la tasa de corrosión anual del refuerzo de acero galvanizado y la vida útil de la estructura para modificar el espesor del tirante calculado y así obtener el real:

$$t_{\text{real}} = t + (\text{Índice de corrosión}) (\text{Vida de la estructura})$$

$$t_{\text{real}} = 6.9 + (0.0254) (50) = 8.17 \text{ mm.} = 0.82 \text{ cm.}$$

Será entonces el espesor real del tirante de 0.3 pulgadas.

B) Longitud del tirante (L).

La longitud del tirante del refuerzo de acero galvanizado tiene una formula analítica, la cual no es utilizada para obtener realmente la longitud del tirante la cual es dada en la práctica mediante un 70% a 80 % de la altura del muro (comúnmente es el 75%):

$$L = \left[(H - Z) / \tan (45 + \phi_1/2) \right] + FS_{(P)} \gamma_1 Z k_a S_V S_H / 2 \omega \gamma_1 Z \tan \phi_u$$

(Formula analítica)

$$L = 0.75H = 0.75 (12) = 9 \text{ m.}$$

(Formula práctica)

Por lo tanto las tiras de refuerzo de acero galvanizado tendrán una longitud total de 9.00 m.

NOTA: Las magnitudes de t, ω , L se pueden modificar buscando el diseño mas económico, también se podrán modificar con el mismo fin S_V , S_H siempre y cuando no afecte el funcionamiento de la estructura.

✦ ESTABILIDAD EXTERNA.

C) Revisión por volteo.

$$FS_{\text{volteo}} = M_R / M_o = W_1 X_1 / \left(\int_0^H P_a dZ \right)$$

$$FS_{\text{volteo}} \geq 3$$

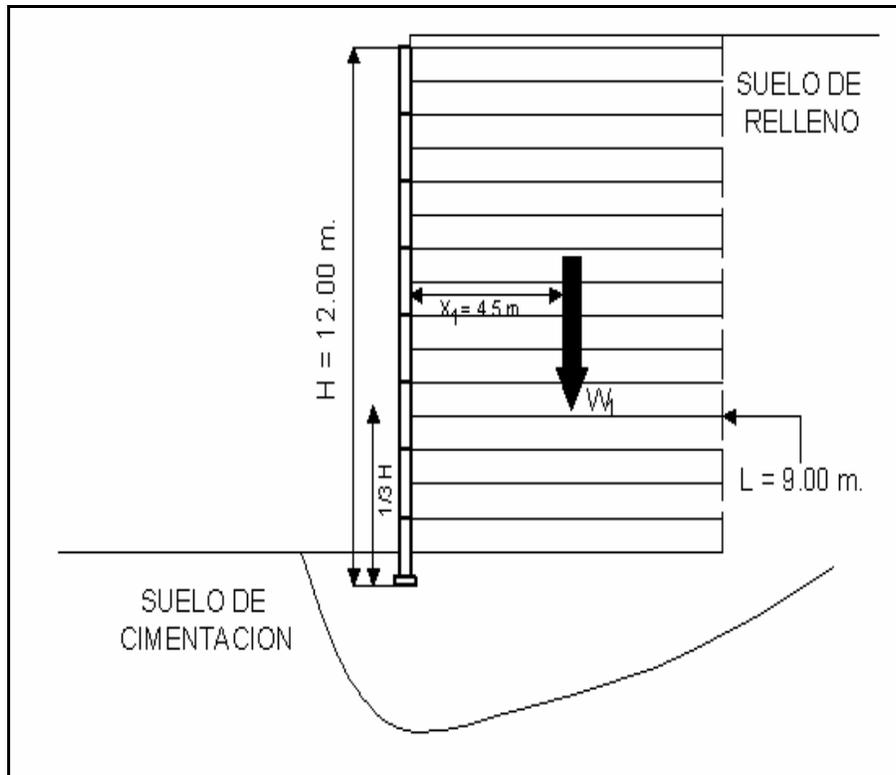
$$W_1 = \gamma_1 H L = (1.68) (12) (9) = 181.44$$

$$X_1 = \frac{1}{2} L = \frac{1}{2} (9) = 4.5$$

$$P_a = \int_0^H P_a dZ = \frac{1}{2} \gamma_1 k_a H^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} (1.68) \tan^2 (45 - 36/2) (12)^2 = 31.40$$

$$Z' = 1/3H = 1/3 (12) = 4$$



(Fig. 79) Fuerzas actuantes para la estabilidad del muro.

$$FS_{\text{volteo}} = (181.44) (4.5) / (31.40) (4) = 6.5$$

El factor de seguridad de volteo es aceptable ya que es mayor al mínimo de 3 que se exige como mínimo.

D) Revisión por deslizamiento.

$$FS_{\text{deslizamiento}} = W_1 \tan (\kappa \phi_1) / P_a$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} \geq 2.5$$

$$\kappa \approx 2/3$$

$$W_1 = 181.44$$

$$P_a = 31.40$$

$$\tan(\kappa \phi_1) = \tan((2/3)(36^\circ)) = 0.4452$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = (181.44)(0.4452) / 31.40 = 2.57$$

El factor de seguridad por deslizamiento es aceptable ya que es mayor al mínimo de 2.5 que se exige como mínimo.

E) Revisión por capacidad de carga.

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = q_{\text{ult}} / P_v(H)$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} \geq 3$$

$$q_{\text{ult}} = C_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L_a N_\gamma$$

Los valores de los factores de capacidad de carga (N_c , N_γ) se obtienen de las tablas de la Teoría de Terzaghi, y son función del ángulo de fricción interna del suelo de cimentación ϕ_2 .

Por lo tanto si se tiene un $\phi_2 = 28^\circ$:

$$N_c = 29$$

$$N_\gamma = 17$$

$$L_a = L - 2e$$

$$e = L/2 - M_R - M_o / \sum W$$

$$e = 9/2 - [(181.44) (4.5) - (31.40) (4)] / 181.44 = 0.6922$$

$$L_a = 9 - 2(0.6922) = 7.6$$

$$q_{ult} = (4.88) (29) + \frac{1}{2} (1.76) (7.6) (17) = 255.448$$

$$P_{v(H)} = \gamma_1 H = (1.68) (12) = 20.16$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = 255.448 / 20.16 = 12.67$$

El factor de seguridad por capacidad de carga es aceptable ya que es mayor al mínimo de 3 que se exige como mínimo.

➤ Costo del muro de Tierra Armada.

El costo económico del muro de Tierra Armada como ya se explicó anteriormente se realiza tomando en cuenta el metro cuadrado de muro construido.

Esta información de los precios que conforman una estructura de Tierra Armada se proporcionó de forma general por la empresa Groupe TAI México (Tierra Armada S.A de C.V.), el desglose minucioso del presupuesto es de su uso exclusivo.

$$\text{Área de muro de Tierra Armada} = H b$$

$$\text{Área de muro de Tierra Armada} = (12) (20) = 240.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Costo de m}^2 \text{ de muro de Tierra Armada} = \$ 1,505.00$$

$$\text{Costo del Muro de Tierra Armada diseñado} = (240.00) (1505.00)$$

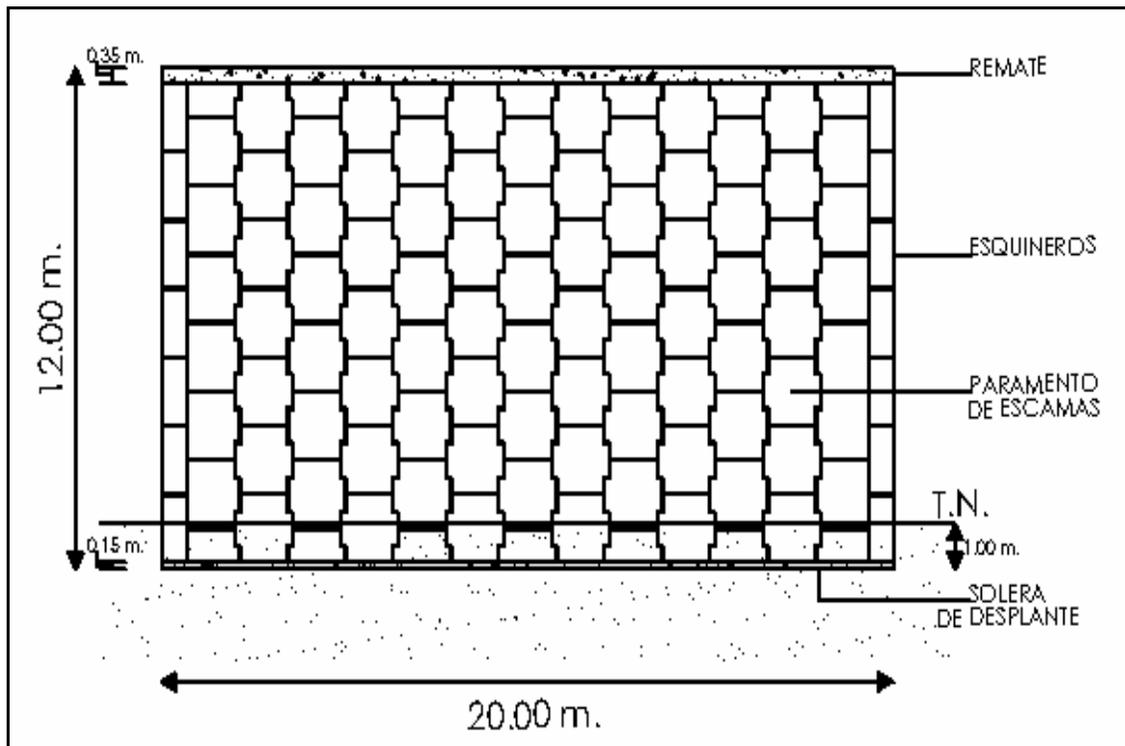
$$\text{Costo del Muro de Tierra Armada diseñado} = \$ 361,200.00$$

Costo total del Muro de Tierra Armada = (361200) (1.15)

Costo total del Muro de Tierra Armada = \$ 415,380.00

El precio del Muro de Tierra Armada como se ve es menor al precio con el cual se construyo el de Concreto Armado y con respecto a la tabla de comparativas de precios es mas económico con respecto al de Concreto Armado en un 39.3%.

➔ Muro de Tierra Armada diseñado.



(Fig. 80) Muro de Tierra Armada calculado y diseñado.

Es así como el diseño del muro de Tierra Armada que se habría podido construir en lugar del de Concreto Armado es aceptable ya que cumple con los factores de seguridad requeridos y sus características se adaptan a las condiciones, además de que económicamente es mas barato.

CONCLUSIONES

Se puede concluir que el Sistema de Tierra Armada es una opción sumamente confiable para las exigencias de las obras de retención. Ya que dicho sistema como se presenta en el trabajo cuenta con ventajas contundentes con respecto a los sistemas tradicionales, por lo que podemos concluir particularmente los siguientes puntos:

Desde el punto de vista de cálculo y diseño.

- La obtención de parámetros para su diseño y cálculo son dados de manera sencilla por los materiales a utilizar y las dimensiones de la estructura así como su uso.
- Los métodos de cálculo y diseño son relativamente sencillos y fáciles de aplicar, con respecto al amplio y enredoso método de cálculo y diseño de un muro convencional (concreto armado o mampostería).
- El sistema tiene un sobresaliente trabajo en zonas sísmicas ya que sus elementos disipan la energía del movimiento telúrico.
- La Tierra Armada es un sistema que admite deformaciones en sus elementos sin que se llegue a presentar daños considerables en ellos.

Desde el punto de proceso constructivo.

- El proceso constructivo del Sistema de Tierra Armada es más sencillo que el de un sistema convencional debido a que es un proceso simultáneo y cíclico.
- El proceso constructivo del Sistema de Tierra Armada es más rápido que el de un sistema convencional ya que ahorra tiempos de fraguado de cimiento y sobre todo de la pantalla del muro que en alturas considerables se realiza por etapas.
- En general todas las actividades que conforman a una estructura de Tierra Armada son de rápida ejecución.

- ✦ El proceso de la Tierra Armada no necesita de un cimiento construido en forma y además puede alcanzar alturas mayores que una estructura convencional.
- ✦ Una estructura de Tierra Armada como vista exterior en cualquiera de sus usos tiene una apariencia mucho más arquitectónica debido a las diferentes texturas y formas de las escamas que una estructura convencional.

Desde el punto de vista económico.

- ✦ Las estructuras de Tierra Armada se presentan más funcionales y económicas que las obras convencionales, y conforme a mayor altura de dichas estructuras la Tierra Armada presenta mayor ventaja que los otros sistemas.
- ✦ En el ejemplo presentado en este trabajo de tesis podemos observar que a una estructura de 12 metros de altura el sistema de Tierra Armada es más económico que el sistema original del muro (concreto armado) en casi un 40%, cumpliendo de manera aceptable los factores que se requieren para satisfacer las características de la obra ya construida. Lo que indica que una estructura de Tierra Armada cumple de manera convincente los factores de diseño, construcción y economía.

Por lo enunciado anteriormente y debido a lo presentado por este trabajo de tesis podemos concluir en general, que una estructura construida con el Sistema de Tierra Armada presenta ventajas que benefician al constructor con respecto a estructuras convencionales; desde el punto de vista de que los métodos de cálculo y diseño de la Tierra Armada son más sencillos y rápidos al igual que la ejecución de sus trabajos constructivos dado que son simultáneos y se realizan de manera cíclica, trabajos que no tienen mucha complejidad.

El punto que concluye definitivamente que el Sistema de Tierra Armada es más funcional y adecuado para su utilización es el que presenta una economía muy atractiva ya que resulta más barato que cualquiera de los sistemas convencionales en alturas mayores a los 3 metros.

Es así como en este trabajo se trata de presentar lo versátil y cómodo que es la Tierra Armada así como sus considerables ventajas para las obras de retención y así motivar a la Ingeniería Mexicana a su mayor utilización en la infraestructura del país.

BIBLIOGRAFÍA

1. TIERRA ARMADA (REINFORCED EARTH)
SIMPOSIO INTERNACIONAL JULIO DE 1980, DF
MÉXICO, 1983
SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS

2. PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES
BARAJA M. DAS
CUARTA EDICIÓN
MÉXICO, 1999
INTERNATIONAL THOMSON EDITORES

3. FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS
WHITLOW ROY
PRIMERA EDICIÓN EN ESPAÑOL (SEGUNDA EDICIÓN EN INGLES)
MÉXICO, 2000
EDITORIAL CECSA

4. MECÁNICA DE SUELOS
BERRY PETER L. – REID DAVID
PRIMERA EDICIÓN
MÉXICO, 2002
EDITORIAL MC GRAW HILL

5. MECÁNICA DE SUELOS (TOMO 1)
JUAREZ BADILLO – RICO RODRIGUEZ
VIGESIMO QUINTA REIMPRESION DE LA TERCERA EDICION
MEXICO, 2002
EDITORIAL LIMUSA

6. MECANICA DE SUELOS (TOMO 2)
JUAREZ BADILLO – RICO RODRIGUEZ
VIGÉSIMO QUINTA REIMPRESIÓN DE LA TERCERA EDICIÓN
MÉXICO, 2002
EDITORIAL LIMUSA

7. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
GEORGE B. OWERS – GEORGE F. SOWERS
PRIMERA EDICIÓN
MÉXICO, 1972
EDITORIAL LIMUSA

8. APUNTES DE TIERRA ARMADA (CONSULTA DE ARTÍCULO)
ING. BARRERA CHAVEZ CELSO
UNICA EDICIÓN
MÉXICO, 2004
FES ACATLAN

9. TIERRA ARMADA
PRESENTACIÓN DE GROUPE TAI, TERRE ARMEE INTERNATIONALE
FRANCIA, 2005
GOUPE TAI

10. <http://www.arquitectuba.com.ar/textos>
(CONSULTA DE INTERNET)
ARQUITECTUBA
ARGENTINA, 2005

11. <http://www.tierra-armada.com/ie/home.htm>
(CONSULTA DE INTERNET)
FREISSINET MÉXICO Y TIERRA ARMADA
MÉXICO, 2005