



UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Construcción Civil

“MUROS DE RETENCION DE SUELOS CON SISTEMA DE TIERRA ARMADA”

Memoria para optar al título de

INGENIERO CONSTRUCTOR

Profesor Guía: **Sr. Adolfo Montiel M.**

Constructor Civil

LUIS ANDRES VERA OYARZUN.

2004

DEDICATORIA

En este momento tan especial de mi vida, quiero dedicarles esta memoria a mis padres, mi querida familia. Agradecerle a mi padre y madre por todo su esfuerzo y dedicación para darme la mejor herencia que pueda existir, por sus consejos en los buenos y malos momentos, gracias por apoyarme y darme el amor incondicional que me han entregado siempre.

Como olvidarme de todos mis amigos que siempre me apoyaron y acompañaron en esta linda etapa de la vida .

Los quiero mucho.

AGRADECIMIENTOS

Gracias también en forma especial a Paulina Figueroa, por su constante apoyo y cariño, a la gente de CONSTRUCTORA HURTADO LTDA., a los profesores y a los buenos amigos que esta universidad me ha dejado, con quienes he compartido momentos inolvidables, para todos ustedes gracias infinitas.

Principalmente gracias a DIOS por cuidarme siempre.

INDICE

Página

RESUMEN.

INTRODUCCIÓN.

CAPITULO I - EL CLASIFICACION DE MUROS DE SUELO

MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO

1.1	General	1
1.2	Muros con armadura extensible(materiales plásticos)	1
1.3	Tipos y clasificación Muros con armadura extensible	1
	1.3.1 Geoceldas	1
	1.3.2 Geotextil.	3
1.4	Muros con armadura inextensible (acero)	4
1.5	Tipos y clasificación de Muros con armadura inextensible	4
	1.5.1 Muro tipo tierra retenida, VSL	5
	1.5.2 Muro tipo Freyssisol	6
	1.5.3 Muro tipo muerto, Tectres	7
	1.5.4 Método de York.	8
	1.5.5 Método tierra armada	9
1.6	Características generales de los muros de suelo mecánicamente estabilizado con armadura inextensible	10
	1.6.1 Mecanismo estructural	10
	1.6.2 Flexibilidad	11
	1.6.3 Durabilidad	11

1.6.4 Comportamiento (experiencias previas)	12
1.6.5 Alternativas arquitectónicas	13
1.6.6 Limitaciones	14
1.7 Aplicaciones de suelo mecánicamente estabilizado con armadura inextensible	15
1.7.1 Muros de contención	15
1.7.2 Defensas fluviales	17
1.7.3 Estribos de puentes	18
1.7.4 Otras aplicaciones	20

CAPITULO II - DISEÑO DE MUROS DE SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO CON ARMADURA INEXTENSIBLE.

2.1 Alcances	21
2.2 Investigación de campo y estudios previos	21
2.3 Parámetros de datos y diseño	24
2.4 Estabilidad externa	28
2.5 Estabilidad interna	33
2.6 Diseño sísmico	39
2.6.1 Estabilidad externa	40
2.6.2 Estabilidad interna	44
2.7 Deformaciones de servicio	47
2.8 Consideraciones especiales	48
2.8.1 Muro estribo	49
2.8.2 Obras Marítimas y Fluviales	52

2.8.3 Muro espalda – espalda	53
2.8.4 Cargas Especiales y Singularidades	56
2.8.5 Muros de paramentos escalonados	56

CAPITULO III - ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

PARA OBRAS DE TIERRA ARMADA

3.1 Definición y clasificación	58
3.2 Materiales para relleno de obras de tierra reforzada	60
3.2.1 Definición	60
3.2.2 Condiciones generales	60
3.2.3 Características mecánicas	60
3.2.4 Características físico-químicas	61
3.3 Elementos metálicos para obras de Tierra Reforzada	62
3.4 Elementos prefabricados de hormigón para placas de obras de Tierra Reforzada	65
3.5 Apoyos de placas de hormigón	67
3.5.1 Tratamientos de juntas entre placas	68
3.6 Elementos para la unión de armaduras y placas	69
3.7 Hormigón para emplantillado	69
3.8 Material para la ejecución de capas drenantes	69
3.9 Tolerancias y terminaciones	70
3.9.1 Relleno	70
3.9.2 Paramento	70

CAPITULO IV - ESPECIFICACIONES PARA EL MONTAJE DE OBRAS DE TIERRA ARMADA

4.1 Operaciones previas al montaje de la estructura	72
4.1.1 Tipo de organización	72
4.1.2 Estimación del equipo necesario para el montaje	72
4.2 Descarga y acopio de materiales prefabricados	75
4.2.1 Armaduras	75
4.2.2 Placas	77
4.2.3 Juntas	78
4.3 Operaciones de montaje	79
4.3.1 Excavación.	79
4.3.2 Sello de excavación .	79
4.3.3 Solera de nivelación	80
4.3.4 Colocación de la primera fila de placas	82
4.3.5 Terraplenado y colocación de armaduras	86
4.3.6 Colocación de la segunda y sucesivas filas de placas	90
4.3.7 Acuñaado de placas	92
4.3.8 Empotramiento de la estructura	93
4.4 Control de montaje	94
4.4.1 Objetivo	94
4.4.2 Procedimiento recomendado	94
4.4.3 Nota importante	96
4.4.4 Otras consultas	96

CAPITULO V - INSPECCION TECNICA DE OBRAS DE TIERRA

ARMADA

5.1 Planos y especificaciones en obra	97
5.2 Certificación de los materiales estructurales	99
5.2.1 Control de elementos metálicos	99
5.2.2 Placas de hormigón	100
5.3 Control del relleno	100
5.3.1 En su origen (yacimiento o planta)	101
5.3.2 En el acopio	101
5.3.3 En la obra	102
5.4 Tolerancias de montaje	103
5.5 Verificación de los parámetros de diseño	104

CAPITULO VI - ESTUDIO TECNICO - ECONOMICO

COMPARATIVO ENTRE MURO DE TIERRA ARMADA Y MURO DE HORMIGON ARMADO TRADICIONAL.

6.1 Muros de tierra armada	106
6.2 Muros de hormigón armado	110
6.3 Grafico comparativo de costos	114
6.4 Comparación de muro de tierra armada con un muro tradicional de hormigón	115

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.

DOCUMENTOS ANEXOS

RESUMEN

En los últimos años, las obras viales son construidas mediante una gran cantidad de muros de contención. Para proyectos en los cuales el tamaño de los terraplenes involucrados signifiquen la expropiación de terrenos adyacentes o la altura del muro de contención es tal que involucra una excavación para colocar zapatas, el sistema de muro de Tierra Armada proporciona la solución más económica.

A través de la tecnología de *Tierra Armada* se ha logrado obtener un material compuesto (tierra armada) que ofrece múltiples ventajas con respecto a los materiales tradicionales de la ingeniería civil, especialmente: flexibilidad, gran resistencia a los esfuerzos estáticos y dinámicos, rapidez de ejecución, estética de las obras, considerable economía obras de carácter definitivo.

SUMMARY

In the last years, the road system has been constituted by a great quantity of retaining walls. For those projects in which the size of the embankments involved mean the expropriation of adjacent lands, or the height of the retaining wall is such that it involves an excavation for foundations, the system of wall of Retained Earth provides the most economical solution.

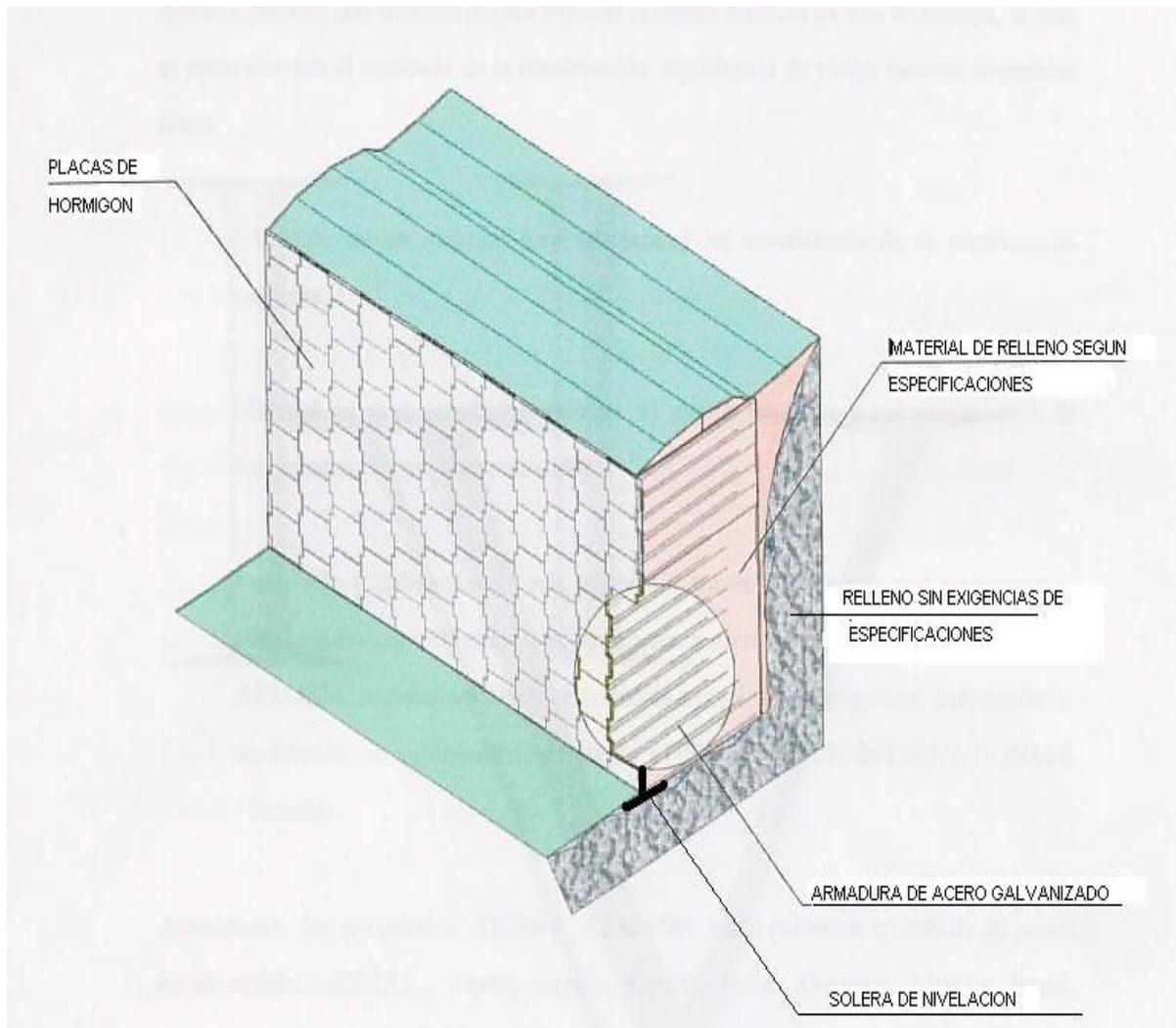
Through the technology of Retained Earth it has been possible to obtain a compound material (retained earth) that offers multiple advantages with regard to the traditional materials of civil engineering, especially: flexibility, great resistance to the static and dynamic efforts, execution speed, aesthetics of the works, great economy and works of definite character.

INTRODUCCION

La tecnología de Suelos Mecánicamente Estabilizados (conocida también por sus siglas en inglés MSE, de "*Mechanically Stabilized Earth*", o como TEM, por "*Tierra Estabilizada Mecánicamente*", según el Manual de Carreteras del MOP) fue desarrollada en Francia, hace más de 40 años, como una alternativa técnica y económica a la solución tradicional de muros de contención de hormigón armado. La norma "*Standard Specification for Highway Bridges*", de la "*American Association of State Highway and Transportation Officials*" (AASHTO), de Estados Unidos, incorpora su diseño con dicha denominación MSE (Mechanically Stabilized Earth Wall) en la sección 5.8, mientras la FHWA (*Federal Highway Administration*) los especifica en su documento FHWA-SA-96-071.

Como indica su nombre, los sistemas TEM, o MSE, consisten en la estabilización mecánica de un terraplén por medio de una armadura, gracias a la interacción entre ambos. Básicamente, el suelo, al tender a deslizar, es retenido por la armadura, la cual entra en tracción. Debido a que el fenómeno de interacción termina en el extremo de la armadura y que el terraplén estaría afecto a fenómenos de erosión (viento, agua, inestabilidades locales, etc.), se cubre el paramento del mismo con placas de hormigón conectadas a las armaduras, dando valor estético a la obra. El muro se construye como un terraplén, en que cada cierto número de capas se incorpora un conjunto de armadura, cubriendo el paramento con placas de hormigón que se encajan unas a otras, según se ilustra en la siguiente figura.

Figura 1: Esquema de muro mecánicamente estabilizado



CAPITULO I

CLASIFICACION DE MUROS DE SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO

1.1 GENERAL

El comportamiento de los suelos mecánicamente estabilizados, como un material híbrido de suelo y armadura, depende en forma directa de las propiedades de sus componentes. Debido a que el suelo se limita a una determinada calidad, es el tipo y naturaleza de la armadura lo que define el comportamiento del sistema, al depender de su rigidez la magnitud de los esfuerzos y deformaciones en el muro. Esta situación hace que la norma AASHTO clasifique los sistemas TEM en inextensibles (acero) y extensibles (geosintéticos, geogrillas, geomallas, etc.).

1.2 MUROS CON ARMADURA EXTENSIBLE (MATERIALES PLÁSTICOS)

Los muros TEM con armadura extensible son aquellos en que la deformación en ruptura de su armadura es mayor que la deformación de falla del suelo, para condiciones de operación similares.

Ejemplos: Armaduras compuestas por geotextiles de polipropileno, polietileno o poliéster, armaduras de geogrillas de alta densidad de polipropileno, polietileno, armaduras de PVC u otros plásticos.

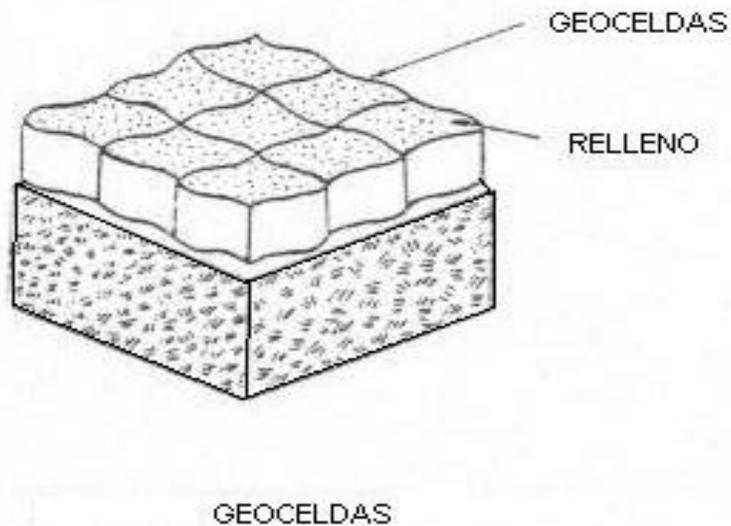
1.3 TIPOS Y CLASIFICACION DE MUROS CON ARMADURA EXTENSIBLE

1.3.1 GEOCELDAS

Las **geoceldas** como sistema de retención de taludes, éstas funcionan restringiendo y reforzando el material de relleno produciendo una masa estructural uniforme y flexible. Ésta resiste las presiones laterales y mantiene su integridad natural debido a las fuerzas de fricción producidas entre las capas sucesivas de éste.

Pueden ocurrir deformaciones significativas del subsuelo sin pérdida de la integridad estructural. El mecanismo piel es completamente innecesario debido a que las celdas exteriores del macizo es posible rellenarlas con tierra para ayudar al crecimiento de vegetación natural sobre ella. Si se utilizan las geoceldas como refuerzo de un terraplén, éstas aumentan su resistencia al corte y su rigidez, debido a la oposición de las paredes de las celdas adyacentes y a la interacción de la fricción entre el material de relleno y las paredes. Bajo cargas el sistema genera importantes fuerzas de confinamiento lateral y de fricción entre las paredes de las celdas y el suelo.

Entre los usos más comunes que se le han dado a este método es sin duda la utilización como estabilizante de base de pavimento, muros de contención, protección de canales y control de erosión.



A continuación se hace una pequeña descripción de otro tipo de muros con armaduras extensibles.

1.3.2 GEOTEXTIL

El **geotextil** se puede utilizar de dos maneras diferentes, con o sin piel (paramento de recubrimiento).

En este caso el geotextil se coloca alternadamente entre caras de suelos aumentando la resistencia a la tracción y disminuyendo la compresibilidad del material compuesto. La piel se utiliza solamente como protección contra el medio ambiente o contra el vandalismo pero no constituye un elemento estructural de la masa reforzada.

Las estructuras más comunes que se realizan con geotextil son los muros de contención y la estabilización de taludes.

La característica más importante de éstos son su alta permeabilidad, permitiendo la entrada o salida a través de él de agua, sin arrastrar el material fino del relleno del macizo.

Tiene una alta resistencia mecánica a la tracción, al punzonamiento y a la rasgadura; es estable ante una carga constante, flexible, y tiene un elevado punto de fusión.

La nueva tecnología en geotextiles utiliza el tipo textil no tejido debido a su comportamiento isotrópico con respecto a la resistencia a la tracción.

Como se indica en la introducción, esta tesis se limita a muros TEM con armadura del tipo indicado es decir, inextensibles.

1.4 MUROS CON ARMADURA INEXTENSIBLE (ACERO)

Los muros TEM con armadura inextensible son aquellos en que la deformación en ruptura de su armadura es menor que la deformación de falla del suelo, para condiciones de operación similares.

Ejemplos: Armaduras de acero galvanizado o sin galvanizar tipo barra, armaduras de acero galvanizado o sin galvanizar tipo malla.

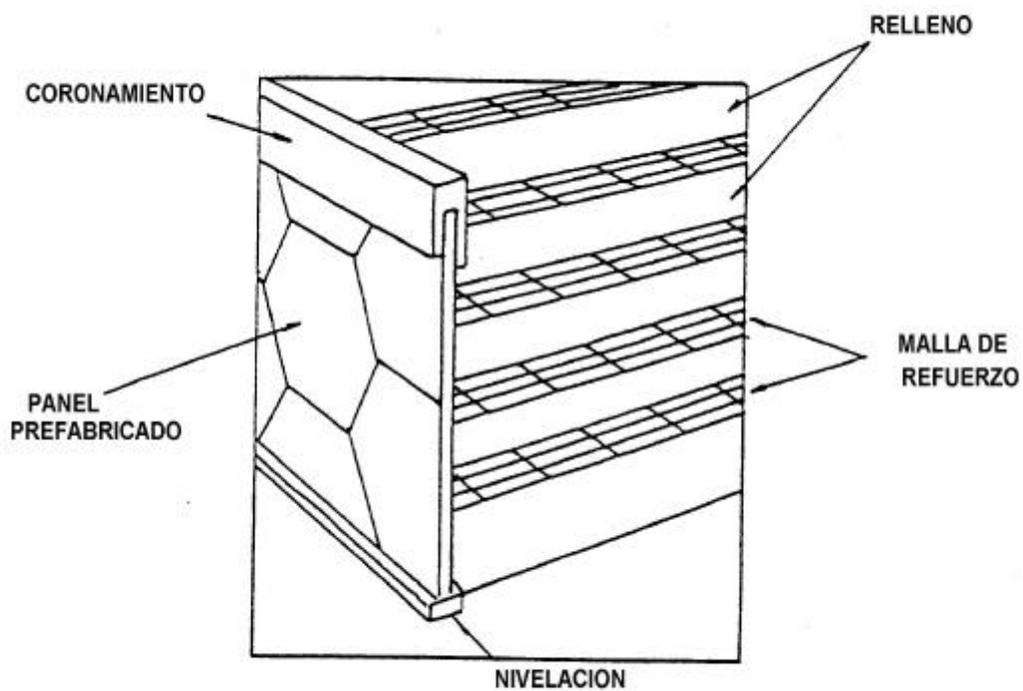
1.5 TIPOS Y CLASIFICACION DE MUROS CON ARMADURA INEXTENSIBLE

El principio de operación del sistema de de muros con armadura inextensible o de tierra armada es lograr que una masa granular que no puede soportar fuerzas de tracción forme un medio coherente debido a la flexibilidad de los refuerzos. Los diferentes métodos a describir cumplen todos la función principal de la tierra armada, pero difieren unos de otros en la forma en que toman esta tracción y los elementos con que la toman.

A continuación se describen los tipos más utilizados en el mundo, a los que se les ha llamado con el nombre de la empresa que los ha patentado.

1.5.1 Muro tipo tierra retenida, VSL

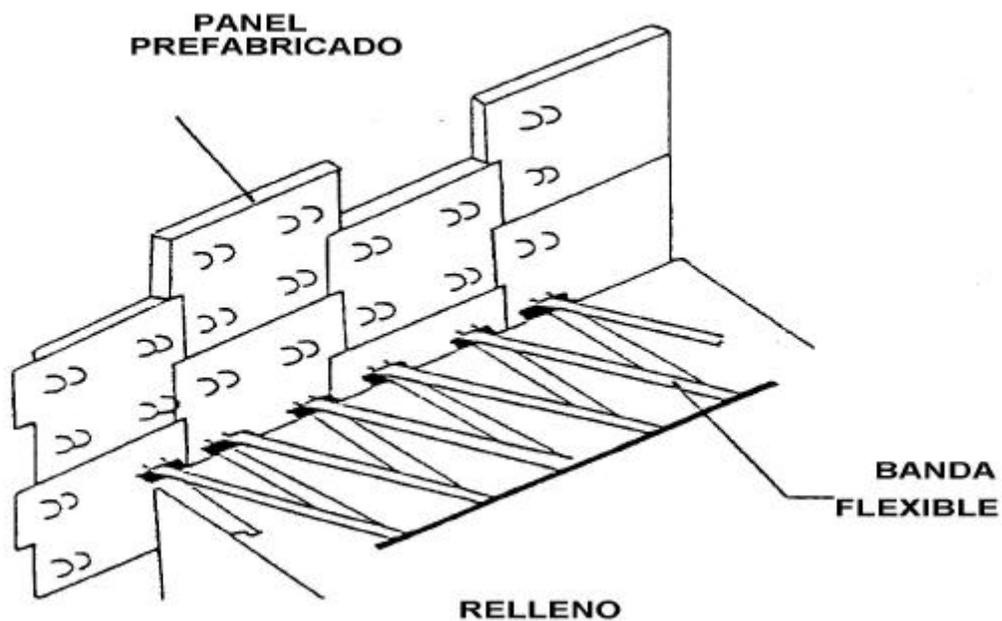
El sistema consiste básicamente en un panel prefabricado de forma hexagonal, en el relleno y en una malla de refuerzo de suelo conectado a las paredes. Su teoría radica en que la transferencia de los esfuerzos desde el suelo a la malla se realiza a través de la capacidad de soporte que se desarrolla en el área proyectada de la barras transversales, la cual se transfiere a las barras longitudinales quedando éstas también en un estado tensional, permitiendo que una masa de suelo sea capaz de soportar cargas en el sentido principal del refuerzo .



1.5.2 Muro tipo Freyssisol

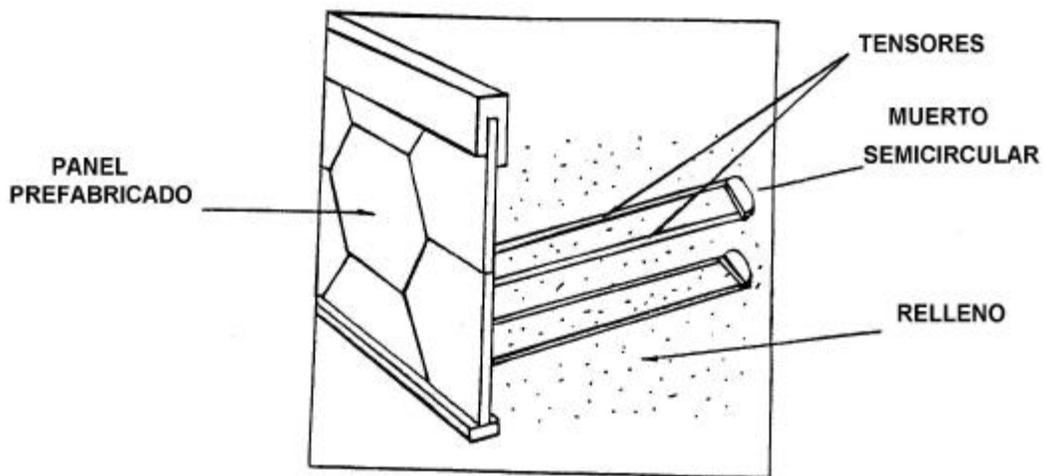
Con los mismos elementos antes mencionados, el muro freyssisol está constituido por paneles prefabricados generalmente de hormigón, relleno que en este caso puede ser cualquier tipo de tierra natural de primera calidad hasta cenizas de carbón muy corrosiva y las armaduras que consisten en un sistema de varias ataduras de acero colocadas en forma de placa reforzada con un poliéster de alta resistencia, muy flexible, y que hace que el sistema de refuerzo sea muy resistente a la corrosión. Las largas bandas flexibles de armadura se colocan en forma zigzagueante, por lo que es necesario tener un soporte en el extremo opuesto al paramento el que asegura el anclaje de las ataduras.

A pesar de ser este método muy novedoso al incluir bandas flexibles “anticorrosivas” es necesario estudiar más a fondo los problemas de alargamiento de las bandas por fluencia de las armaduras.



1.5.3 Muro tipo muerto, Tectres.

Consiste en una pantalla formada por paneles de hormigón armado de forma hexagonal conectados entre sí en cuatro puntos por planchas insertas en los paneles, a su vez éstos están unidos por intermedio de pernos a tensores de sección circular de acero galvanizado, estriado de dimensiones variables según sea el requerimiento, los cuales en su extremo final son soportados por muertos de hormigón de forma semicircular.

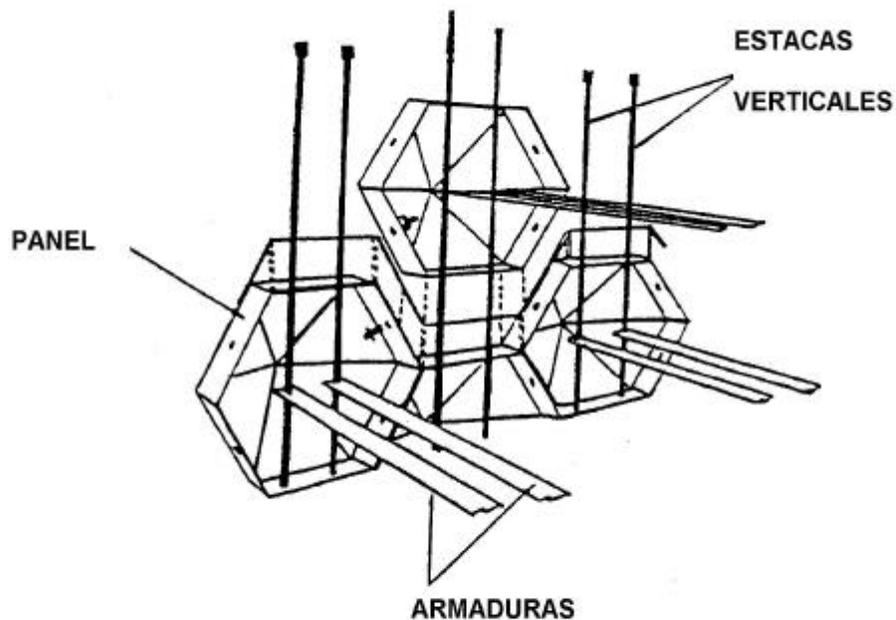


Esto supone que el mecanismo de transferencia de esfuerzo consta de dos fenómenos, el roce entre el suelo y los tensores y la resistencia pasiva producida por el muerto de anclaje y la rugosidad del tensor. Este método, a pesar de llevar una década de implementación, no ha tenido un gran auge debido a que tiene la limitación de que, a mayor altura, mayor es el espesor de los paneles y dimensión del muerto.

1.5.4 Método de York.

Consiste en escamas de acero unidas entre sí por un sistema de pernos. Estas tienen orificios en la parte superior e inferior los que permiten el paso de enganches verticales paralelos a ellas por los cuales se deslizan las armaduras, que tienen una perforación para tal efecto. Estas inicialmente fueron de acero, pero con el tiempo se fueron agregando las variantes de armaduras reforzadas con cemento y armaduras reforzadas con plástico.

El problema de utilizar el método de York consiste en la dificultad del montaje de las placas con las armaduras por lo que su uso ha ido disminuyendo a través del tiempo.



1.5.5 Método tierra armada

Está formado por un paramento de hormigón, el relleno y las armaduras. Tiene la particularidad de ser el más antiguo de los anteriormente descritos y lo avala una gran cantidad de obras construidas. Cabe hacer notar que todo suelo reforzado presenta un comportamiento mecánico único, independiente del método constructivo, por lo cual, en el método de tierra armada tal como en los cuatro descritos anteriormente, es necesario realizar las mismas verificaciones de estabilidad externa e interna.

1.6 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS MUROS DE SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO CON ARMADURA INEXTENSIBLE

1.6.1. MECANISMO ESTRUCTURAL

La tecnología del sistema de tierra reforzada se incluye en la norma AASHTO dentro de los denominados MSE o "muros de tierra mecánicamente estabilizada". Como indica su nombre, la estabilización corresponde al mejoramiento de las características mecánicas de un suelo para mejorar sus propiedades estructurales.

Un suelo granular con cohesión baja a nula en estado de reposo generará taludes, cuya estabilidad dependerá del grado de rugosidad y compacidad de sus partículas. Si a este sistema de partículas se incorporan láminas rugosas o con resaltes, las partículas en contacto con ellas restringirán su movimiento por el fenómeno de roce o efecto pasivo, provocando una reacción similar en todas las partículas circundantes, aumentando la estabilidad del conjunto.

En este efecto mecánico de estabilización se basa la tierra reforzada, al incorporar a un terraplén de suelo elementos rugosos y/o con resaltes de acero de gran rigidez (inextensibles), los que por roce o efecto pasivo toman la componente horizontal del empuje, permitiendo conformar taludes verticales estables. Es importante señalar que el efecto pasivo de las armaduras ocurre en varios puntos y a lo largo de toda la barra.

Todo sistema o mecanismo basado en una barra y un muerto de anclaje, cuya estabilidad depende de dicho elemento, constituirá un sistema de contención por anclajes, y no de suelo mecánicamente estabilizado.

1.6.2 FLEXIBILIDAD

Los muros de tierra reforzada, al igual que todo terraplén, aceptan asentamientos diferenciales muy superiores a los que permite una estructura de hormigón armado, disminuyendo el riesgo de colapso o inutilización de la estructura. Los asentamientos diferenciales aceptados por un muro de tierra reforzada sin producir daño alguno, pueden alcanzar hasta el 1% de la altura total del muro.

Esta propiedad hace que los muros tengan, al combinar la elasticidad de suelo y la armadura, junto al sistema multirrotulado del paramento, una gran capacidad de absorción de energía, equivalente a la de un terraplén.

Finalmente se debe indicar que las deformaciones absolutas y los asentamientos diferenciales quedan limitados, no por el macizo de tierra reforzada, sino por las deformaciones aceptadas por las estructuras que se apoyan en dicho macizo.

1.6.3. DURABILIDAD

La durabilidad de los muros de tierra reforzada queda definida exclusivamente por la corrosión de las armaduras. El diseño de la obra, en consecuencia, se realiza con el remanente de sección de la armadura después del cálculo del espesor de sacrificio para la vida útil solicitada.

La ley de corrosión utilizada depende del tipo de armadura, de la agresividad del suelo y de la saturación del mismo.

1.6.4 COMPORTAMIENTO (EXPERIENCIAS PREVIAS)

El comportamiento de los muros de tierra reforzada es conocido desde hace más de 35 años, desde su creación en 1963 por el ingeniero francés Henri Vidal. Desde entonces, más de 50 millones de m² se han construido en el mundo, en aplicaciones tan diversas como muros de contención, estribos de puentes, defensas fluviales y embalses. Su extensión ha sido explosiva, estando presente en más de 35 países, de los cuales Japón constituye hoy en día el consumidor más importante, con más del 30% del volumen de obras.

La obra más antigua corresponde a los muros de contención realizados en la Autopista A53 en Francia, en 1968, mientras en América la Autopista 39 del noreste de Los Ángeles abrió esta tecnología en nuestro continente en 1972. Esta última obra estuvo cerca del epicentro del terremoto de Northridge de 1994, no presentando daño alguno.

En las aplicaciones, los muros de contención han tenido el mayor desarrollo, con muros que han sobrepasado los 35 m (Japón) y alcanzando hasta 40 m (Hong~Kong). En el caso de los estribos de puentes, hoy en día se han construido más de 3.000 obras, siendo uno de los mayores el de Jalisco, de 20 m de altura, en México. Como vías de ferrocarril, han sido aplicados principalmente en Japón (Hiroshima), España (Madrid, Sevilla), Canadá (Ontario) y Venezuela (Caracas). Las obras fluviales más notables han correspondido a EE.UU., con la presa Taylor Draw (1984), así como las defensas marítimas de la isla Reunión (1994).

La experiencia sísmica también ha sido importante. Desde su creación, han sido sometidos a los sismos de Italia (1976), Japón (1983), México (1985) y California (1989-1994). En el caso de Kobe (1983), se alcanzaron daños catastróficos para las obras tradicionales de hormigón armado (700 puentes fallaron), mientras que para las 124 obras con esta tecnología ubicadas dentro de los 50 km del epicentro no existió daño estructural.

En el caso de Northridge, 1994, las aceleraciones sobrepasaron con creces las de diseño, sin que en las 30 obras (2 estribos) existiera daño estructural (informe de Tierra Armada Internacional, 1994-1995).

1.6.5 ALTERNATIVAS ARQUITECTONICAS

Una importante ventaja de la tierra reforzada es su gran valor estético, debido a las infinitas posibilidades de terminación de las placas de hormigón y la versatilidad de realizar muros escalonados y curvos.

El prefabricado permite al arquitecto, urbanista o proyectista entregar, por medio de su terminación, acabados compatibles con el entorno de la obra, ya sea mimetizando la misma o, por el contrario, destacándola como un hito particular. Las placas permiten posibilidades de relieve, rugosidad y colores, muy difíciles y onerosas de realizar con la solución tradicional de hormigón armado.

En el caso del escalonamiento, los muros permiten realizar gradas simplemente desplazando las placas, generando jardines de gran valor estético en terrazas y sin un costo mayor.

Las curvaturas de los muros son otra posibilidad interesante, ya que al ser el paramento multi-rotulado, permite el giro de las placas unas con otras, sin mayor problema. En los casos más difíciles, las juntas necesarias se pierden con el cuadriculado general, sin romper la armonía.

1.6.6 LIMITACIONES

Al igual que cualquier sistema estructural, los muros de tierra reforzada tienen limitaciones las cuales se pueden identificar como:

- a) Limitaciones de espacio que impiden el desarrollo de la armadura, no dando cabida al macizo. Esto ocurre en el caso de muros al pie de cortes rocosos o de estructuras cercanas.
- b) Carencia de suelos granulares, existiendo sólo disponibilidad de suelos finos (arcilla, limos) como material de relleno.
- c) Existencia de acopios muy agresivos (suelos con altos contenidos de sales solubles o ácidos), asociados a una demanda de vida útil alta, donde la posibilidad de otros rellenos no es económicamente viable.
- d) Aplicación en lugares de difícil acceso, que impiden el traslado o producción in situ de las placas de hormigón y armaduras.
- e) Adosamiento del paramento del muro con estructuras rígidas externas, cuyo período propio es incompatible sísmicamente con los muros de tierra reforzada.
- f) Fundaciones de estructuras rígidas sensibles a asentamientos diferenciales ubicadas sobre o dentro del macizo incompatibles a la ductilidad del mismo.

1.7 APLICACIONES DEL SUELO MECANICAMENTE ESTABILIZADO CON ARMADURA INEXTENSIBLE

1.7.1 MUROS DE CONTENCIÓN

La aplicación principal de la tecnología de tierra reforzada es la de muro de contención, debido a su rapidez de construcción, gran adaptabilidad a suelos de apoyo con baja rigidez, gran valor estético y, en la mayoría de los casos, ahorro económico respecto a la solución tradicional de hormigón armado.

En general, todo muro de contención normal puede ser materializado como muro mecánicamente estabilizado con armadura inextensible, pero no siempre será la solución más adecuada. Existen limitaciones de espacio para las armaduras, suelos agresivos químicamente para los refuerzos .

Los muros mecánicamente estabilizados con armaduras inextensibles poseen una mayor potencialidad que una solución tradicional, pudiéndose construir estructuras que serían casi impensables como muros de hormigón armado. Tal es el caso de muros con alturas de más de 35 metros y con fuertes aceleraciones sísmicas horizontales, en países como Japón y China (Hong-Kong).

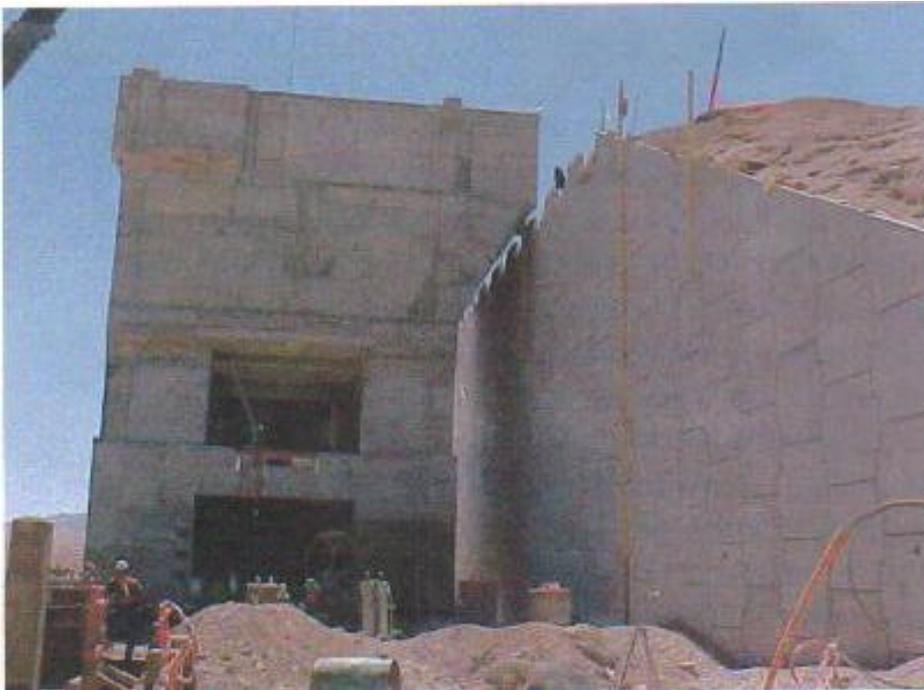
Una de las mayores ventajas de los muros de tierra reforzada, que es de gran interés, en casos de suelos de fundación complejos, consiste en su flexibilidad. Se ha comprobado su sobresaliente capacidad de admitir deformaciones diferenciales entre distintas partes del muro, debidas a una fuerte heterogeneidad del suelo de apoyo, como son casos de transición de roca a suelo.

Desde el punto de vista estético, los muros de tierra reforzada pueden presentar ventajas comparativas, permitiendo terminaciones especiales rugosas, con relieve o color, además de la posibilidad de crear escalonamientos y curvaturas.

En cuanto a los recursos involucrados, el sistema prefabricado del paramento del muro no requiere moldajes, maquinaria especial ni mano de obra calificada, haciéndolo muy atractivo para todo tipo de obras.

Como resumen, la tierra reforzada siempre puede ser considerada como una alternativa interesante. Sin embargo, si las fundaciones son complejas, con suelos heterogéneos o de baja capacidad portante, el sistema ofrece ventajas claras respecto a la solución tradicional. Como regla general, cuanto más complejo sea el problema de ingeniería planteado, mayores serán las ventajas que esta tecnología aporta.

**LINEA DE CHANCADO TESORO CALAMA (II REGION) ALTURA MAX.16 MT.
(2000)**



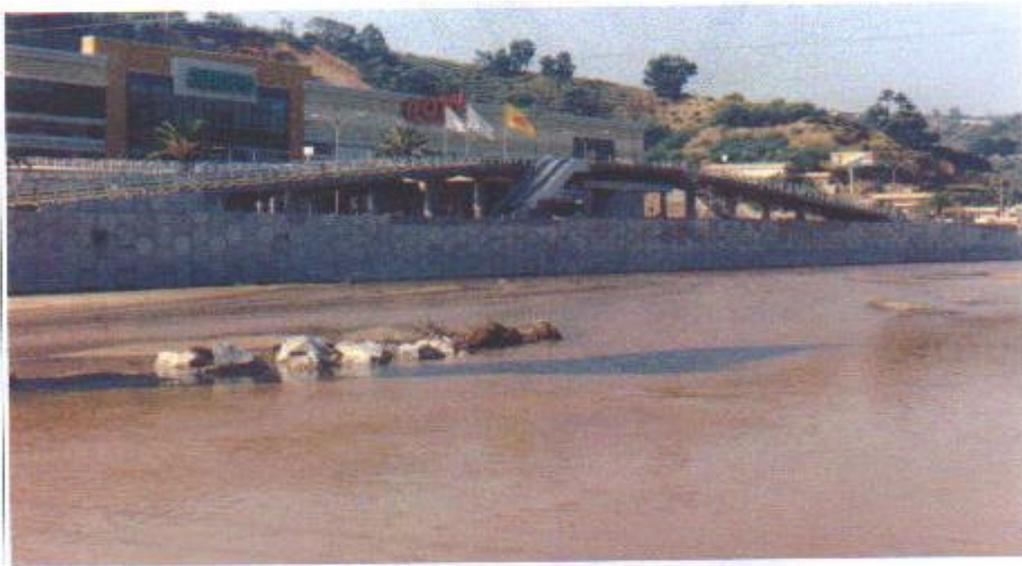
1.7.2 DEFENSAS FLUVIALES

Una de las aplicaciones más representativas de este tipo de muros son las defensas fluviales y marítimas, en gran parte debido a la adaptabilidad de estos sistemas frente a las heterogeneidad de suelos (transiciones entre diversos tipos de sedimentos), problemas de socava bruscas de niveles de ríos y la acción de mareas.

El problema de la socavación, al igual que toda obra hidráulica, depende de un estudio particular del especialista, el cual determinará el nivel de empotramiento de la estructura adicionales de la obra (tetrápodos, bloques, etc.).

La presencia de agua en el interior de los muros, asociada al aumento del nivel durante las crecidas plantea un problema adicional. La presión hidrostática generada se disipa por la permeabilidad del relleno y las juntas entre las placas, lo que equivale a un muro con infinitas barbancas. La capacidad de drenaje se refuerza con drenes en el intradós de las placas del paramento, que evitan efectos de presiones de poros generados por cambios repentinos de nivel de aguas.

DEFENSAS FLUVIALES MARGA-MARGA VIÑA DEL MAR (V REGION) (2002)



1.7.3 ESTRIBOS DE PUENTES

En general, un estribo de puente puede ser considerado como muro de contención con cargas adicionales. Tal y como se ha mencionado, los muros de tierra reforzada poseen una excelente capacidad para resistir grandes solicitaciones y alcanzar importantes alturas, haciendo por ello su uso como estribo una solución muy frecuente a nivel mundial. Es por ello que no son raros los estribos de 15 o 20 metros de alto, lo que en algunos viaductos puede incluso suponer el ahorro de tramos de puentes.

La aplicación como estribo reduce drásticamente el problema de asentamiento diferencial entre terraplén y el tablero, cuando el suelo de fundación experimenta deformaciones por consolidación.

La aplicación de esta tecnología como estribo permite construir dicha estructura al mismo tiempo que la rampa de acceso, eliminando la posibilidad de asentamientos diferenciales.

Los estribos en tierra reforzada pueden fundarse en suelos de pobres características geotécnicas, donde la solución tradicional requiere de fundaciones especiales de gran costo. Esto debido a la gran capacidad de aceptar asentamientos diferenciales.

En el caso de estribos de pasos sobre la línea férrea, el uso de esta tecnología reduce la luz de las vigas, por no utilizar una zarpa delantera que, de otro modo, requeriría alejarse de la vía para no invadir la faja del ferrocarril.

La aplicación como estribo reduce drásticamente el problema de asentamiento diferencial entre terraplén y el tablero, cuando el suelo de fundación experimenta deformaciones por consolidación.

En los estribos de tierra reforzada, el apoyo a las vigas se materializa directamente sobre macizo a través de lo que se denomina cargadero. Sin embargo, en casos muy especiales es

posible incorporar columnas de puentes dentro del macizo de tierra reforzada, tomando este la componente horizontal del empuje estático y sísmico.

**ACCESO PUENTE CALLE CALLE VALDIVIA (X REGION) ALTURA MAX.9.0 MT
(1996)**



1.7.4 OTRAS APLICACIONES

Las posibilidades de aplicación de la tierra reforzada son múltiples. Se utilizan como muros de protección contra derrames de petróleo, de doble cara, o como defensa contra explosiones en aplicaciones militares. También se han empleado exitosamente en grandes muros mineros, con fuertes solicitaciones y rellenos muy agresivos, pero con vidas útiles menores de las que comúnmente se consideran en obras civiles.

Como elemento prefabricado, puede ser desmontado y utilizado en otras obras.

CAPITULO II

DISEÑO DE MUROS DE SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO CON ARMADURA INEXTENSIBLE

2.1 ALCANCES

El presente capítulo no pretende ser un manual de diseño, sino presentar conceptos generales de diseño. No existiendo una normativa chilena de diseño vigente a la fecha, el presente documento expone normas y criterios internacionales, los cuales se pueden consultar en la bibliografía anexa.

2.2 INVESTIGACION DE CAMPO Y ESTUDIOS PREVIOS

El diseño de los muros de tierra reforzada se inicia con una ingeniería básica, es decir, con todos los estudios previos que delimitan el proyecto y que son los datos de ingreso para el diseño.

Estos estudios previos e investigaciones de campo son:

Evaluación técnico -económica

La evaluación técnica es la primera aproximación al proyecto. En base a los esfuerzos estáticos (cargas vivas y muertas) y dinámicos (sismos o impactos), así como las condicionantes del terreno, se evalúa si esta tecnología es una alternativa de solución.

La evaluación económica del anteproyecto determinará si la alternativa es competitiva.

Topografía

Esta técnica indica cómo se posiciona el proyecto e interviene el terreno, definiendo la geometría del muro. La topografía puede invalidar la solución si la extensión del macizo interviene zonas vecinas o genera cortes no factibles de materializar.

Mecánica de suelos

Define los parámetros del relleno del macizo (suelo reforzado), relleno a trasdós (suelo contenido) y el suelo de apoyo (suelo de fundación), así como los parámetros dinámicos atingentes al proyecto. Por lo tanto, es fundamental en el cálculo del muro, tanto en la estabilidad interna como externa.

Zonificación sísmica

Determina los esfuerzos dinámicos para los cuales tiene que estar calculado el muro. Lo anterior dependerá del emplazamiento de la obra, tipo de suelo e interacción con estructuras vecinas.

Vida útil

La vida operativa de la obra quedará definida por el proyecto del cual forma parte la estructura, pudiendo ser mínima para una obra temporal, y de 75 o más años para una obra permanente.

Materiales disponibles

La disponibilidad y características de los yacimientos influye no sólo en el costo directo de su explotación y transporte, sino en el diseño del muro y por lo tanto en el costo del suministro de los elementos especiales del sistema. Suelos salinos o agresivos pueden hacer poco competitiva la alternativa de la tierra reforzada.

Otros estudios

En función del proyecto, es posible que se requieran otros estudios previos. Tal es el caso de muros inundables, los que requerirán de estudios hidráulicos y geotécnicos especiales.

2.3 PARÁMETROS Y DATOS DE DISEÑO

Los parámetros de cálculo quedan definidos por las investigaciones y estudios previos indicados anteriormente. Esto se traduce en los siguientes datos de entrada (ver Figura):

a) **Geometría del muro:** Son los datos dimensionales del muro, como:

H= altura del muro (m)

L= largo de armaduras (m)

ω = ángulo talud sobre muro (1)

b) **Condiciones del relleno del macizo:** Corresponde al relleno del macizo en contacto con el reforzamiento, con parámetros como:

γ_1 = peso unitario del relleno (KN/ M3)

Φ_1 = ángulo de fricción interna (°)

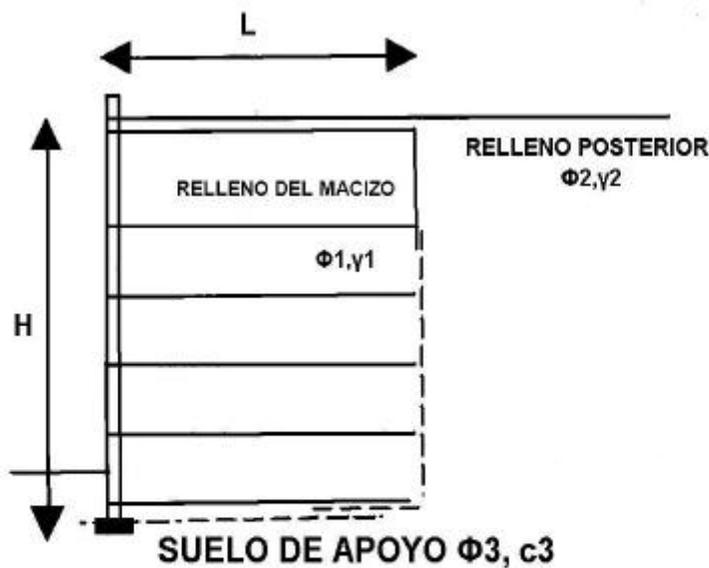


FIGURA: DATOS DE DISEÑO

c) **Relleno posterior:** Corresponde al suelo a trasdós del muro.

d) **Los parámetros utilizados son:**

γ_2 = peso unitario del suelo retenido (KN/M³)

Φ_2 = ángulo de fricción interna

c_2 = cohesión del suelo (MPa)

e) **Suelo de apoyo:** Se utilizan:

Φ_3 = ángulo de fricción interna (°)

c_3 = cohesión del suelo (MPa)

f) **Tipo de armaduras:** Resistencia a la tracción del reforzamiento. T_r (M Pa)

g) **Geometría de las armaduras:**

longitud L (m)

ancho b (mm), para barras planas

espesor e_o (mm), para barras planas

diámetro Φ (mm), para mallas

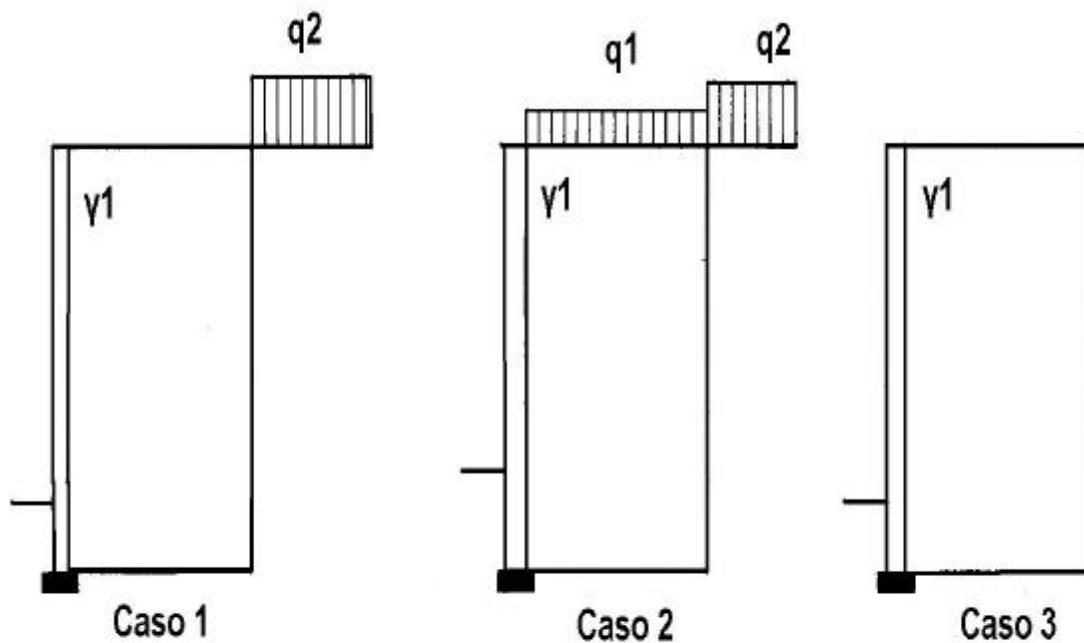
h) **Tipo de paramento:** Placas prefabricadas de hormigón.

Establecidas las dimensiones y parámetros del muro, se determinan los estados de carga más realistas para el diseño del mismo. Los estados usuales de análisis son los indicados en la figura 3, en que se considera:

Caso 1: Toda la sobrecarga a trasdòs del macizo. Desfavorable para el deslizamiento y volcamiento.

Caso 2: Sobrecarga sobre el macizo y a trasdòs. Desfavorable para la capacidad de soporte .

Caso 3: Sin sobrecarga. Desfavorable para el deslizamiento



ESTADOS DE CARGAS USUALES

Los factores de seguridad se determinan según el tipo de cálculo escogido, es decir, por estados límite (limit states) o por tensiones de trabajo (working loads). Asimismo, deben discriminarse según se analice la estabilidad externa o interna.

Estados Limite (LS)

En el caso de estados límite, se define un factor de seguridad a la ruptura de la armadura, utilizando los factores de seguridad habituales. A lo anterior se adicionan los llamados "factores de carga". Estos factores amplifican las sobrecargas entre 30 y 60%, además de aumentar los empujes a trasdós en la misma magnitud.

Tensiones Admisibles (WS)

Para las tensiones admisibles se define un factor de seguridad a la fluencia de la armadura, no utilizando factor de carga alguno. El factor de seguridad a la fluencia dependerá del refuerzo, variando entre 1,8 y 2,0.

Tabla 1: Factores de seguridad estáticos usuales

<u>CRITERIO</u>	<u>WS</u>	<u>LS</u>
Deslizamiento del macizo	1,5	1,2
Volcamiento del macizo	2,0	1,5
Capacidad de soporte suelo fundación	2,0	1,5
Resistencia a la tracción de armaduras	σ	1,5
<u>Adherencia suelo / armadura</u>	<u>1,5</u>	<u>1,3</u>

σ = 55% o 48% de la tensión de fluencia para una barra o malla, respectivamente.

2.4 ESTABILIDAD EXTERNA

Este análisis corresponde a la estabilidad del macizo de tierra reforzada como elemento de contención, respecto a las solicitaciones externas tanto del relleno contenido tras él, como el de sobrecargas. Se entenderá por macizo a todo lo contenido en el rectángulo $H * L$, según la siguiente figura.

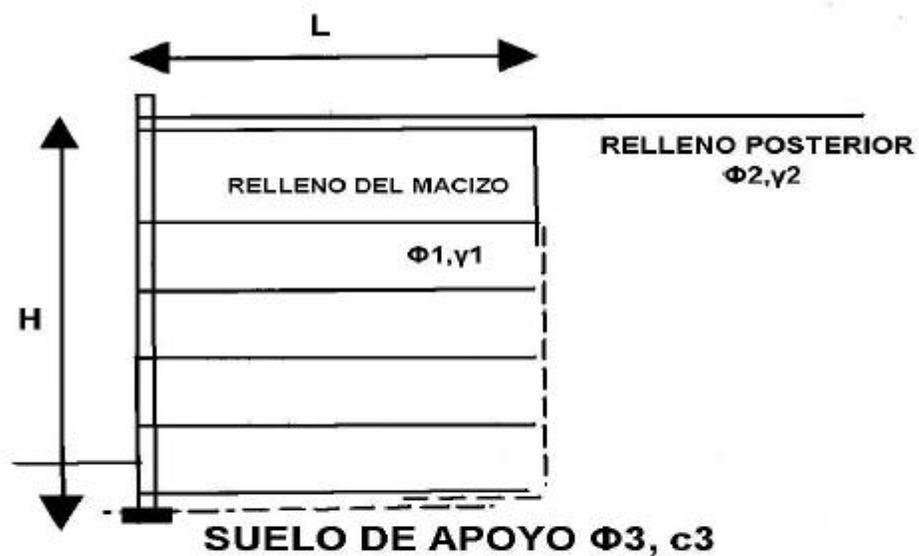


FIGURA: DATOS DE DISEÑO

A continuación se desarrollará la metodología básica de diseño, la que podrá modificarse según la norma exigida por el mandante para cada proyecto en particular, tomando como ejemplo un muro de geometría regular (sin talud superior, de largo de armaduras uniforme).

El análisis es el siguiente (ver Figura):

a) Para el caso de cohesión $c_2 = 0$, se establece el empuje del relleno (P) retenido por el macizo de la tierra reforzada, en función del ángulo de fricción interna del suelo retenido y la geometría del muro, como:

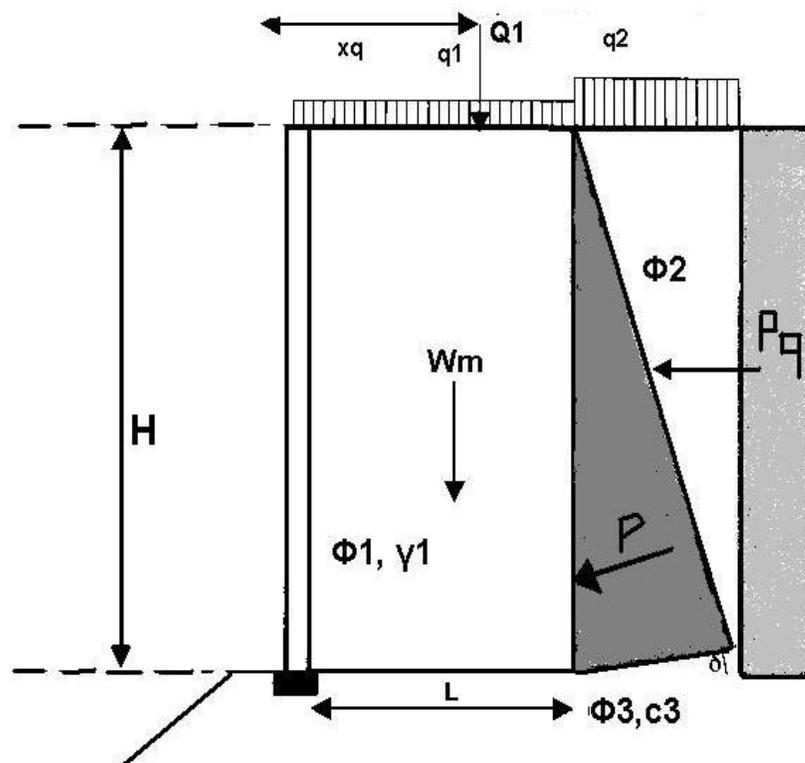
$$P = (K_2 * \gamma_2) * (H^2 / 2)$$

donde:

K_2 = Coeficiente de empuje activo del relleno a trasdós del macizo

γ_2 = Peso unitario del suelo retenido

H = altura efectiva



RESULTANTE PARA CALCULO DE ESTABILIDAD EXTERNA

Luego, las componentes serán:

$$P_h = P * \cos\delta \text{ (empuje horizontal)}$$

$$P_v = P * \tan\delta \text{ (empuje vertical)}$$

con:

δ = inclinación del diagrama de empuje respecto a la horizontal

Q_1 = resultante de la sobrecarga sobre el macizo

W_m = peso del macizo

x_r = brazo del peso del macizo

Esta última inclinación dependerá del ángulo de fricción del relleno, del talud y de la geometría del macizo.

b) La sobrecarga sobre el relleno posterior al macizo (q_2) queda incorporada al empuje sobre el mismo, con la siguiente simplificación ($\delta = 0$)

$$P_q = (k_2 * q_2) * H$$

c) Se verificará: Deslizamiento del macizo en la base (ver Figura)

$$\frac{R_v * \tan \Phi + c L}{R_h} = (FS) \text{ g}$$

$$\frac{R_v * \tan \Phi}{R_h} = (Fs) \text{ g}$$

se tomará el factor de seguridad menor entre ambas expresiones, con:

R_v = peso del macizo (W_m), más la resultante de la sobrecarga sobre el macizo (Q_1), y más la componente vertical del empuje (P_v).

R_h = componentes horizontales del empuje ($P_h + P_q$)

(FS) $_g$ = factor de seguridad al deslizamiento

Volcamiento (ver Figura)

El punto de volcamiento en torno al punto 0, FS, se define como:

$$\frac{M_r}{M_s} = (FS)_r$$

con:

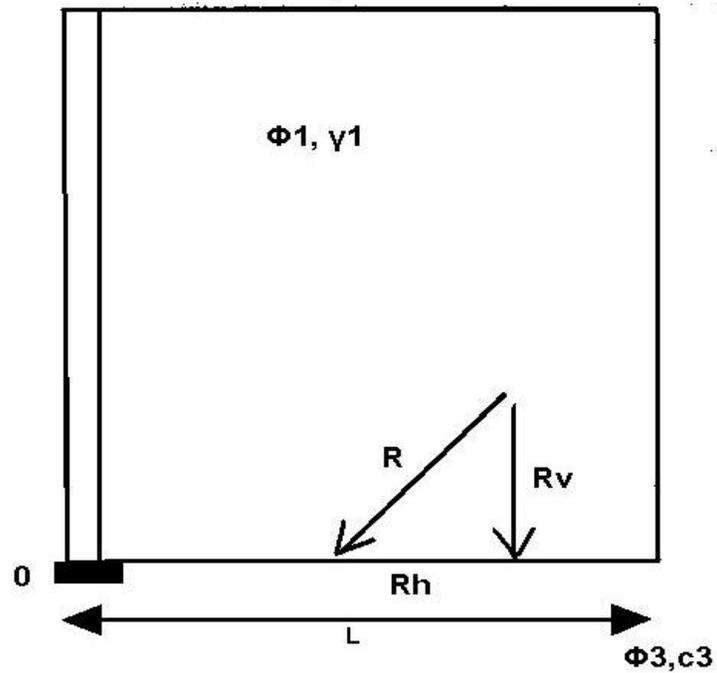
M_r = momento resistente con respecto al punto 0

$$M_r = (W_m * L/2)$$

M_s = momento solicitante con respecto al punto 0

$$M_s = (P_h * H / 3) + (P_q * H / 2) - (Q_1 * x_q) - (P_v * L)$$

(FS) $_r$ = Factor de Seguridad al Volcamiento



FUERZAS EN CALCULO DE DESLIZAMIENTO

Capacidad de soporte

La tensión vertical de trabajo de diseño, q_t , en la base del muro, se obtiene usando el método aproximado de Meyerhof, debiendo verificarse

$$q_t \frac{R_v}{L - 2e} = q_{adm}$$

con:

$$e = \frac{(M_s - (M_r - R_v * L / 2))}{R_v}$$

Luego: $q_t = q_a$

con:

q_a = tensión admisible en el suelo de apoyo

$(FS)_c$ = Factor de Seguridad a la Capacidad de Soporte

e = Excentricidad

La excentricidad deberá ser controlada según alguna norma o criterio del proyectista.

2.5 ESTABILIDAD INTERNA

Corresponde al análisis del equilibrio interno del macizo, es decir, el equilibrio entre las fuerzas internas de empuje y el rozamiento entre el suelo y la armadura. La secuencia de análisis en todos los niveles de las barras o mallas es la siguiente:

a) Para cada nivel del macizo, o mejor dicho, nivel de armadura (z), se determina la tensión vertical σ_v , la cual está dada por la carga vertical R_v dividida por el área de aplicación. Para el análisis por ancho unitario, el largo de aplicación corresponde a L_v . Luego,

Luego,

$$\sigma_v(z) = \frac{R_v(z)}{L_v}$$

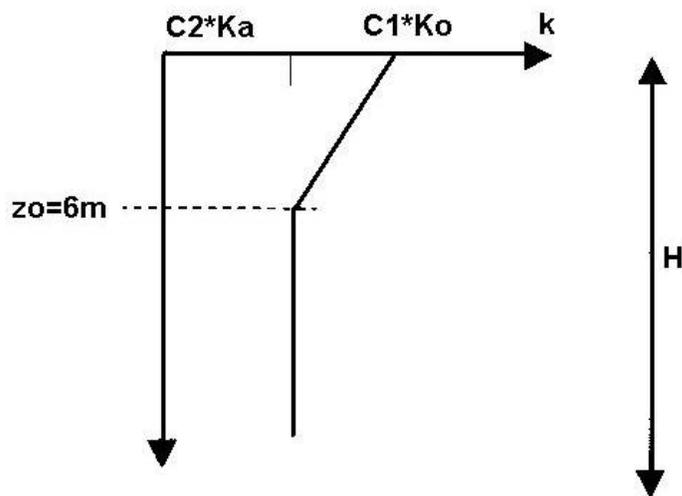
Los factores de carga, si corresponde, deben ser incluidos en el análisis.

b) La tensión horizontal σ_h se establece multiplicando la tensión vertical antes calculada por el coeficiente de empuje horizontal K.

Luego:

$$\sigma_h = K * \sigma_v$$

El valor del coeficiente K en el caso de la armadura inextensible es una función del coeficiente en reposo K_0 y activo K_a , con la siguiente distribución (ver figura):



DISTRIBUCION DE COEFICIENTE HORIZONTAL DE EMPUJE

$$K = \frac{C1 * K_0 * (z_0 - z)}{z_0} + C2 * K_a * \frac{z}{z_0} \quad \text{para } 0 < z < 6.0 \text{ m}$$

$$K = C2 * K_a \quad \text{para } z = 6.0 \text{ (ver Figura)}$$

con:

$K_0 = 1 - \text{sen } \Phi_1$	empuje en reposo
$K_a = \tan - \text{sen}^2 (p / 4 - \Phi_1 / 2)$	empuje activo
C_1 y $C_2 \Rightarrow 1$	factores de mayoración según tipo de refuerzo y norma.

Esta modelación es producto de numerosas investigaciones ante sollicitaciones estáticas y dinámicas. La distribución indicada podría variar según el tipo de armadura y la norma de diseño utilizada.

c) Con la tensión horizontal definitiva para cada nivel (z), se establece la presión horizontal (Tm) en función del espaciamiento vertical (ΔH) y el número de armaduras por metro lineal de muro(n).

$$T_M = \frac{\sigma_h * \Delta H}{n}$$

d) Para cada nivel (z) se comprueba que la tensión de trabajo (Tm) sea menor que la resistencia máxima a la tracción de las armaduras (Tr):

$$T_M = T_r$$

con:

$$T_r = \frac{R * \Gamma}{(FS)_1}$$

donde:

R = Resistencia máxima a la tracción del acero (LS) o tensión de fluencia (WS).

Γ = Espesor de sacrificio. La función dependerá del tipo de armadura. Para barras, $\Gamma = (e_0 - e_s) / e_0$, con e_0 = espesor inicial y e_s = espesor de sacrificio.

$(FS)_t$ = Factor de Seguridad a la Ruptura de las armaduras

Los valores del espesor de sacrificio dependen de la vida útil de la estructura, tipo de acero (galvanizado o no) y si la obra está sumergida.

e) La tensión máxima en la conexión de la armadura y la placa de hormigón viene dada por:

$$T_{ro} = \lambda * T_r$$

con:

T_{ro} = tensión admisible en la conexión

λ = función del tipo de armadura.

En el caso de barras atornilladas:

$\lambda = (b - d) / b$, con b = ancho de barra y d = diámetro de perforación.

f) Finalmente, es necesario verificarla capacidad de adherencia o fricción entre el elemento de armadura y el suelo. Esta capacidad T_f queda establecida por:

$$T_f = \frac{1}{(FS)_f} * Cr * f * La * (\gamma_1 * ha)$$

con:

f = coeficiente de adherencia

Cr = coeficiente de refuerzo, que representa la superficie de roce.

La = largo de adherencia

ha = altura efectiva del relleno sobre la barra

γ_1 = peso unitario del relleno

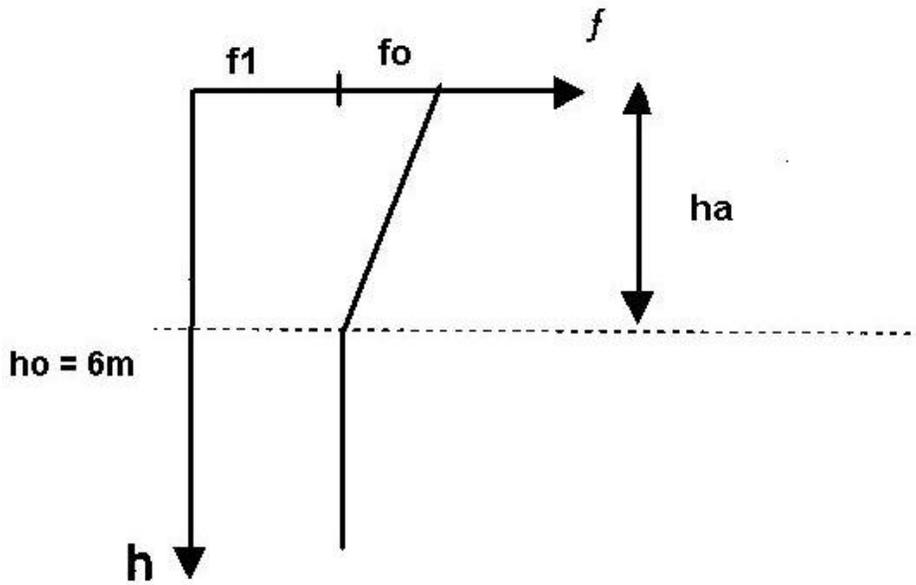
$(FS)_f$ = Factor de Seguridad a la adherencia

El coeficiente de adherencia tiene una distribución como la indicada en la Figura, siendo mayor en el coronamiento y menor, hasta un valor constante igual a $\tan \Phi_1$, al disminuir la altura.

$$f = f_0 * \frac{h_0 - ha}{h} + f_1 * \frac{ha}{h_0} \quad \text{para } 0 < h < 6m$$

$$f = f_1 \quad \text{para } h = 6m$$

f_0 y f_1 , coeficientes de roce que dependen del tipo de armadura y tipo de suelo.



DISTRIBUCION DE COEFICIENTE DE ADHERENCIA

El coeficiente de adherencia queda determinado por la granulometría del material y por el tipo de armadura.

Luego se debe cumplir:

$$T_m = T_f$$

2.6 DISEÑO SISMICO

El diseño sísmico analiza la estabilidad interna y externa del mismo modo que en el caso estático, adicionando las fuerzas de inercia generadas por el sismo.

Lo primero que se requiere para el análisis es la aceleración máxima horizontal de campo libre, A_0 , definida por un especialista o norma. Este valor dependerá de la zona sísmica, del tipo de suelo u otra consideración especial del proyecto (amplificaciones por topografía, etc.). Esta aceleración de campo, que considera todos los factores antes mencionados, se denominará aceleración efectiva máxima de diseño

Una vez obtenida la aceleración efectiva máxima A_0 , se procede a determinar el coeficiente sísmico máximo de diseño CS_{max} , mediante la siguiente relación:

$$CS_{max} = \frac{A_0}{g} * \left(1,45 - \frac{A_0}{g} \right)$$

con:

g = aceleración de gravedad

Para aceleraciones A_0 superiores a 0.45 g, se seguirán las especificaciones de una norma o especialista al respecto. Esta ecuación representa la amplificación de la aceleración en el macizo de tierra reforzada.

2.6.1 Estabilidad Externa

La estabilidad externa usualmente considera dos estados de carga, con inclusión de sobrecargas y factores de reducción de carga viva, si así correspondiera (ver figura).

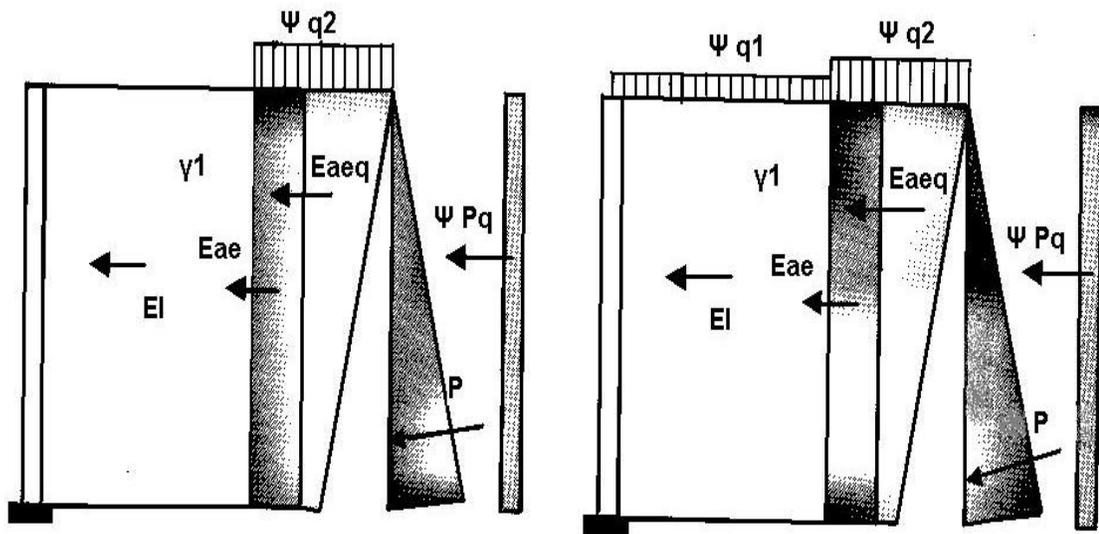
Usualmente se tienen los siguientes factores de reducción y (estados límite):

Cargas de tráfico: $\psi = 0.4$

Estructuras de *almacenamiento (estanques)*: $\psi = 0.8$

Galpones o edificios: $T = 1.0$

Para el cálculo en tensiones admisibles, $\psi = 1$



ESQUEMA DE ESTADOS DE CARGAS USUALES

El cálculo es idéntico al caso estático, incluyéndose las fuerzas de inercia del relleno retenido por el macizo, representadas por la componente sísmica obtenida con la expresión de Mononobe-Okabe (Eae), la fuerza de inercia transmitida por la sobrecarga en este mismo relleno ($Eaeq$) y la fuerza de inercia del macizo (EI).

El coeficiente sísmico horizontal incorporado al diseño, C_s , de los sistemas de tierra reforzada corresponde normalmente a una fracción del coeficiente sísmico máximo, lo que implica aceptar corrimientos sísmicos limitados en la base del muro y en los tirantes. En reemplazo de un análisis que determine estos corrimientos sísmicos, se propone utilizar un coeficiente sísmico, C_s , obtenido como:

$$C_s = 0.5 * C_{Smax}$$

El factor que relaciona los coeficientes C_s y C_{smax} puede modificarse según sean los requerimientos del proyecto.

De este modo:

$$EI = C_s * W_m$$

El empuje por Mononobe-Cikabe queda establecido por:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} * \Delta K_{ae} * \gamma^2 * H^2$$

con:

$$\Delta K_{ae} = K_{ae} - K_2$$

K_{ae} = coeficiente de empuje estático + sísmico dado por la relación de Mononobe-Okabe

K_2 = coeficiente de empuje estático

El valor del coeficiente K_{ae} está definido como:

$$K_{ae} = \frac{(\cos(\Phi_2 - \theta))^2}{\left(\cos\theta * \left(1 + \sqrt{(\sin\Phi_2 - \theta - \omega) / (\cos\theta * \cos\omega)}\right)\right)^2}$$

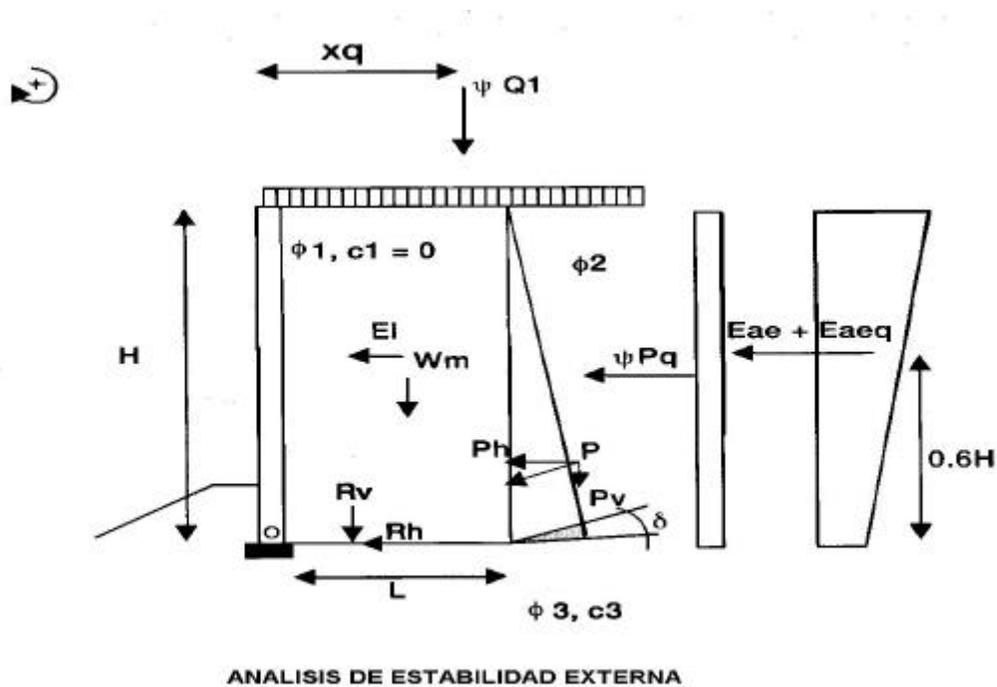
con:

$\theta = \arctan(C_s)$, (se considera nulo el coeficiente sísmico vertical)

El incremento del empuje por sobrecarga E_{aeq} queda establecido por la siguiente relación:

$$E_{aeq} = E_{ae} * \frac{P_q}{P} * \psi$$

Con estas ecuaciones se verifican (ver Figura):



Deslizamiento

El mismo equilibrio establecido para el caso estatico.

$$R_v = (W_m) + \psi Q_1 + P_v$$

$$R_h = EI + (Ph + \psi P_q) + (E_{ae} + E_{aeq})$$

con:

Q_1 = carga viva sobre el macizo

P_v = componente vertical del empuje

Volcamiento (en torno al punto 0 de la base)

El momento resistente es:
$$M_r = (W_m) * \frac{L}{2}$$

El momento solicitante es:

$$M_r = \left(EI * \frac{H}{2} \right) + \left(Ph * \frac{H}{3} + \psi P_q * \frac{H}{2} \right) + (E_{ae} + E_{aeq}) * 0,6 H - \psi Q_1 * x_q - P_v * L$$

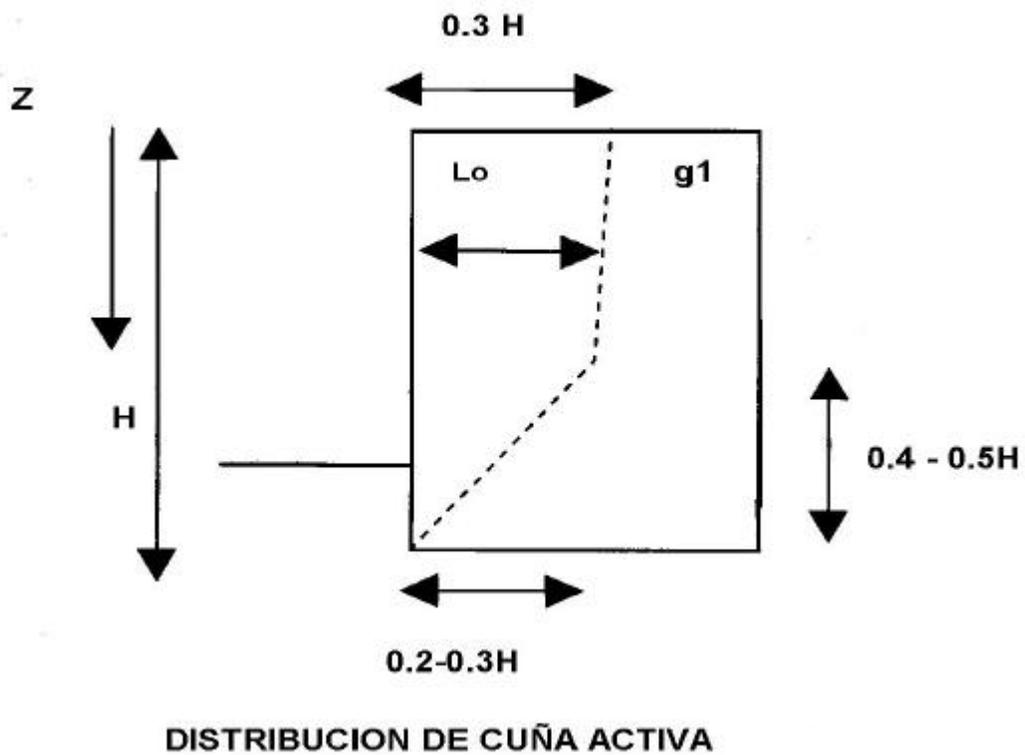
Capacidad de soporte

Se verifica del mismo modo establecido en el diseño estático.

2.6.2 Estabilidad Interna

La estabilidad interna se analiza en forma idéntica que en el caso estático, añadiendo la inercia de la cuña activa.

La cuña activa queda establecida por la localización de la línea de máximas tensiones de las armaduras (ver figura), distribución propia de los sistemas inextensibles.



De este modo, la tensión en las armaduras viene dada por:

$$T_m = T_{m_1} + T_{m_2}$$

TM_1 es la tensión obtenida por el análisis estático, es decir:

$$TM_1 = \frac{\sigma_h * \Delta H}{n}$$

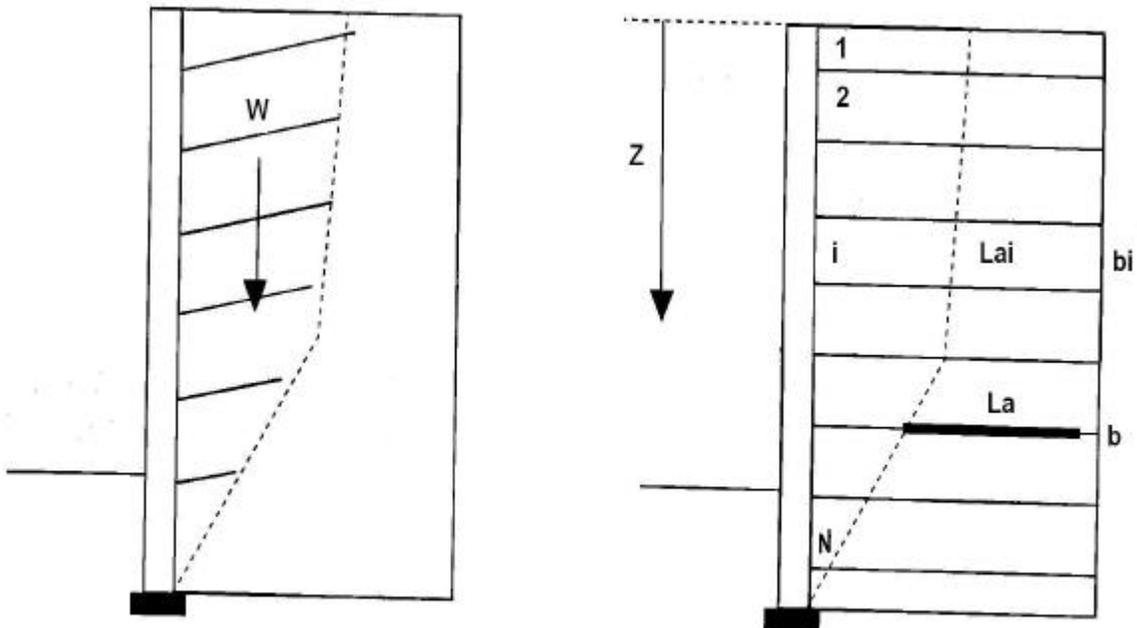
con:

σ_h = tensión horizontal

ΔH = espaciamiento entre barras

n = número de barras por metro lineal

TM_2 equivale al incremento sísmico, es decir, a la inercia de la cuña activa (ver Figura). Para su cálculo se considera la masa de la cuña activa por el coeficiente sísmico horizontal. La fuerza E_d de la cuña sísmica equivalente (W_a) queda definida por:



DISTRIBUCION DE EMPUJE SISMICO

$$E_d = (W_a + \psi Q_1') * C_o * \frac{a_c}{g}$$

$$TM_2 = \frac{b * L_a}{N} * E_d \quad \text{para barras}$$

$$\sum_{i=1} n_i * b_i * L_{ai}$$

Q_1 = sobrecarga sobre el macizo, si corresponde

b = ancho de la barra de acero

L_{ai} = largo de adherencia de la barra en el nivel i

n_i = número de barras por metro lineal en el nivel i

El valor del coeficiente $C_o \leq 1$

En el caso de las barras, E_d se distribuye a lo largo de ellas en proporción al producto del ancho de la barra y el largo resistente, como se observa en la ecuación

2.7 DEFORMACIONES DE SERVICIO

Se entenderá como deformaciones de servicio aquellas que ocurren después de la construcción, es decir, durante la vida útil y operativa de la estructura. Estas deformaciones pueden ser comunes o extraordinarias, es decir, contempladas en el diseño original o producidas accidentalmente.

Las causas más comunes de las deformaciones de servicio son:

- Asentamientos totales o diferenciales del suelo de apoyo del muro.
- Eventos sísmicos superiores a los de diseño
- Rellenos mal compactados o no controlados
- Eventos no considerados (socavaciones, empujes hidrostáticos, mayores cargas a las de diseño, etc.)

Cualquiera de estas causas, en forma única o en efecto combinado, podría provocar deformaciones tanto horizontales (desaplomes o desplazamientos) como verticales (hundimientos o asentamientos).

La experiencia mundial ha demostrado que estos eventos son mejor tolerados por los muros de tierra reforzada que por estructuras tradicionales de hormigón.

Específicamente en el caso sísmico, por ejemplo, las mayores deformaciones detectadas con eventos sísmicos superiores al doble del diseño, fueron menores al 3% de la altura del muro (Kobe, 1995).

Lo más importante de este fenómeno es que éste sea compatible con las estructuras apoyadas o adosadas a ella, pudiendo ser controlado mediante un seguimiento post construcción.

2.8 CONSIDERACIONES ESPECIALES

La aplicación de muros en diversas áreas y situaciones de ingeniería, lleva a enfrentarse a casos donde habrá que hacer consideraciones especiales para el diseño.

Los casos especiales considerados en este capítulo son los más frecuentes. Existen otras posibilidades, pero su solución debe ser investigada en la bibliografía especializada, ya que no es la finalidad de esta tesis realizar un exhaustivo tratado sobre los muros de tierra reforzada.

Los casos destacados en este capítulo son: muros estribo, muros marítimos o fluviales y muros espalda- espalda. Es posible que un determinado proyecto combine varios de éstos, en cuyo caso se deberá diseñar de manera que satisfaga todas las exigencias simultáneamente.

2.8.1 Muro estribo

Los muros de tierra reforzada para estribos de puentes, tal y como indican las principales normas internacionales (AASHTO, NF P 94-220-0 y BS 8006:1995), deben diseñarse considerando que las cargas que transmite la estructura sobre el muro son tomadas completamente por el muro de tierra reforzada.

El cargadero se analiza de forma independiente, como elemento de hormigón armado, sujeto a las diferentes comprobaciones según los diferentes estados de carga. Obviamente, deberá ser estable por sí solo (verificar el deslizamiento y el volcamiento) y deberá estar reforzado para transmitir adecuadamente las cargas de tierras y repartir las reacciones de los apoyos.

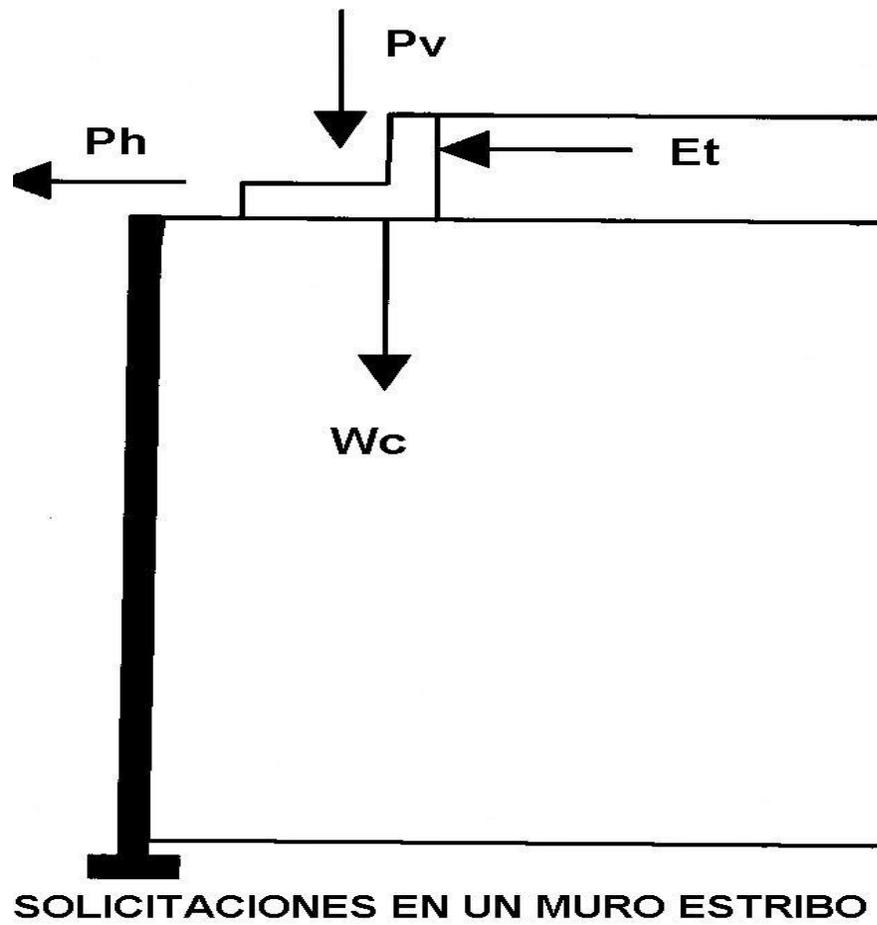
En cada combinación de cargas (ya sean casos estáticos o sísmicos) se determinarán las resultantes que se transmiten desde el cargadero al macizo reforzado, considerando (ver Figura):

P_v = Carga vertical debida a peso propio, sobrecargas y cargas muertas adicionales que actúan sobre el cargadero y que deben ser soportadas por el muro

P_h = Carga horizontal transmitida por el puente (frenado, sísmica, retracciones, etc.)

W_c = Peso propio del cargadero

E_t = Empuje de tierra



Análisis Externo

Se realiza el mismo análisis de estabilidad (deslizamiento, vuelco y tensión admisible) descrito anteriormente, agregando los nuevos esfuerzos a las ecuaciones de equilibrio del bloque.

Análisis Interno

En el análisis interno se añaden los efectos de las cargas nuevas. Tanto la carga vertical como la horizontal transmitida por el cargadero, se incorporan en el cálculo, según la expresión que sigue (ver Figura):

$$\sigma_h = K (\sigma_v + \Delta\sigma_v) + \Delta\sigma_h \quad (\text{Modificando la ecuación del capítulo 2.5 (b)})$$

donde:

$$\Delta\sigma_h = (Ph + Et) / (a_1 - 2e_v + c) * (1 - z / (2 * (a_1 - 2e_v + c)))$$

$$\Delta\sigma_v = Pv / (a_1 - 2e_v + z / 2 + \min(c, z / 2))$$

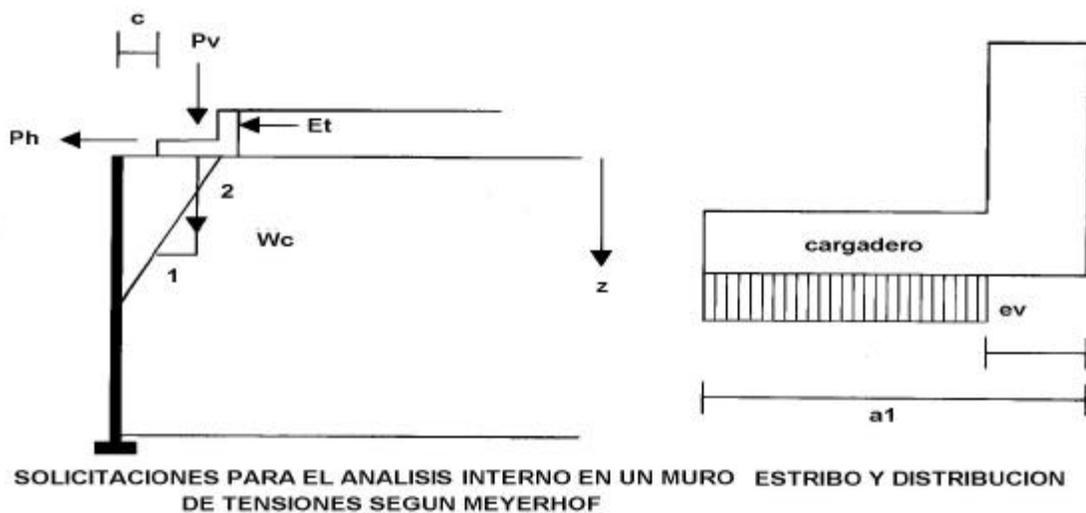
con:

e_v = excentricidad de la resultante bajo el cargador

a_1 = base del cargadero

c = distancia entre cargadero y muro

z = profundidad



2.8.2 Obras Marítimas y Fluviales

En general, los muros marítimos y fluviales se analizan como cualquier otro muro, considerando adicionalmente el efecto del agua, la posible simultaneidad entre sismo y presencia de agua y la presencia de subpresiones, en caso de que éstas sean esperables.

Las obras marítimas y fluviales suman al problema de diseño estructural las verificaciones asociadas a la presencia del agua. En el caso de obras fluviales, es imprescindible considerar dos estudios mínimos, sin los cuales, de forma general, no deben proyectarse estructuras permanentes:

- Estudio hidráulico e hidrológico.
- Estudio mecánico fluvial.

El primero determinará las solicitaciones a la estructura (caudales, velocidades y cotas de crecida para los periodos de retorno de diseño) y el segundo debe definir las pautas de diseño frente a erosiones y socavaciones.

En los muros situados en la zona marítima, en general, no se realizarán estos estudios, sino sus equivalentes marítimos:

- Estudios de oleaje, corrientes y mareas.
- Estudio mecánico marítimo.

En caso de obras marítimas, es muy importante considerar la presencia de sal marina en el estudio de durabilidad. Normalmente se desprecia el efecto del galvanizado en ambiente marino, por lo que muchas normas y publicaciones recomiendan no utilizarlo. Los espesores

de sacrificio a utilizar en estos casos son mayores, y deben apoyarse en recomendaciones de publicaciones especializadas o de un especialista.

Tanto para obras marítimas como fluviales se deberá analizar con especial cuidado la fuga del material fino. Esta situación ocurre en las juntas entre placas, en la fundación y en los sectores de transición expuestos a la acción del agua. Estas zonas deberán protegerse mediante el uso de geotextiles, filtros y otros elementos adecuados.

A su vez, el drenaje del muro se realiza a través de las juntas entre placas y otros mecanismos (drenes, etc.). El efecto de presiones hidrostáticas en el muro debe ser considerado en el diseño, en función de la velocidad de descenso del agua y la permeabilidad del suelo que conforma el macizo.

2.8.3 Muro Espalda-Espalda

Corresponde al caso de dos muros enfrentados, cuyos paramentos son paralelos y comparten el relleno. La influencia entre los muros suele ser favorable, ya que los empujes del relleno detrás del muro disminuyen. La bibliografía básica recomienda variar el empuje del relleno posterior, según los casos y criterios descritos a continuación:

Caso 1 (sin traslaparse $D > 0$)

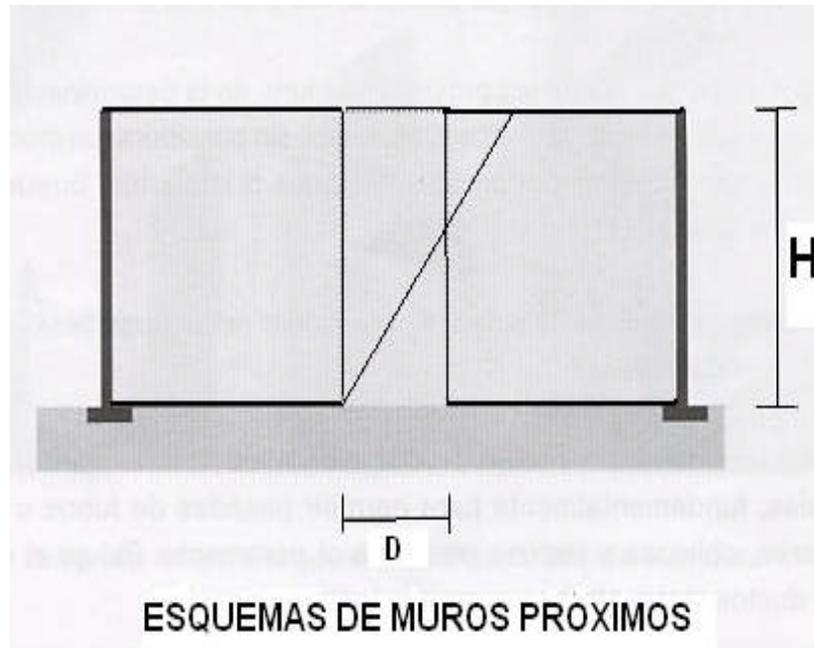
Se distinguen dos posibilidades:

1. Muros alejados, que se deben diseñar como independientes:

$$D > H * \tan (45^\circ - F / 2)$$

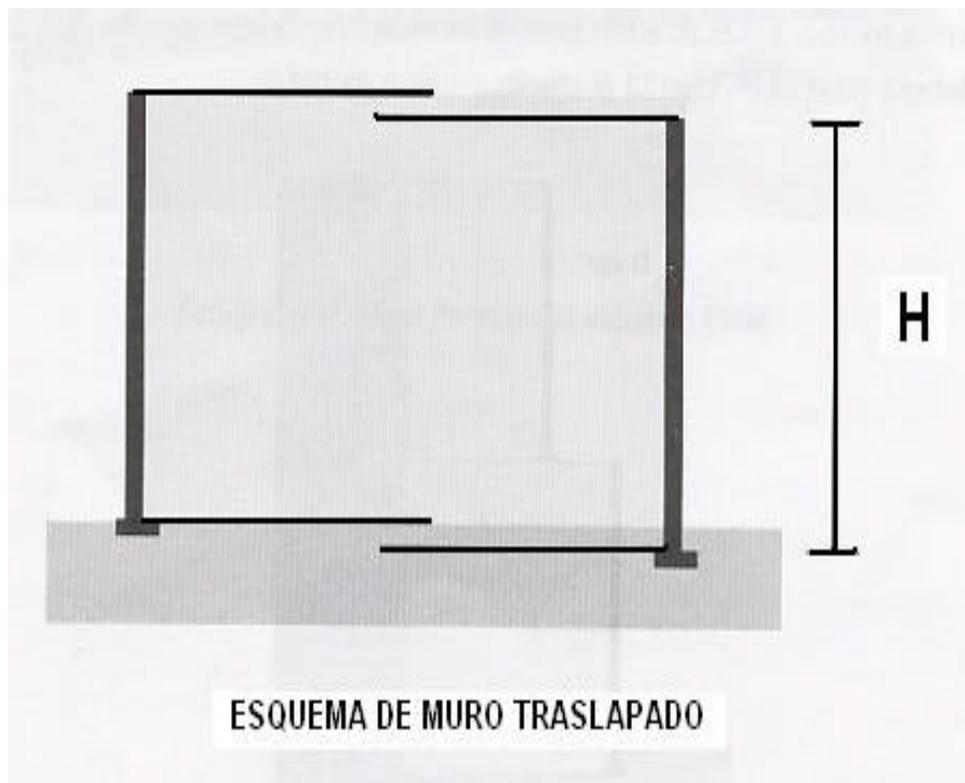
2. Muros próximos, en los que se considera una reducción lineal (entre el caso de muro alejado y el traslapado) en el valor de los empujes:

$$D < H * \tan (45^\circ - F / 2)$$



Caso II (traslapado)

En este caso no se debe considerar empuje debido a tierras en la parte posterior del muro. Es importante destacar que los refuerzos de ambos muros pueden llegar a traslaparse, no aceptándose en ningún caso que éstos se unan. La unión de los refuerzos implicaría someter al muro a esfuerzos muy superiores a los considerados con el modelo utilizado para el diseño de muros de tierra reforzada. Además, en la práctica, constructivamente es muy difícil garantizar un paralelismo de las caras enfrentadas tal, que posibilite unir los refuerzos de forma adecuada.



2.8.4 Cargas Especiales y Singularidades

Son múltiples los casos especiales que pueden surgir. Dependerá de la imaginación de los proyectistas y de la complejidad del problema de ingeniería a resolver. En general, pueden existir tanto solicitaciones verticales como horizontales adicionales en diferentes puntos del macizo, cuyos efectos deben ser considerados en el dimensionamiento de los refuerzos. Las reglas de distribución de esfuerzos son las establecidas anteriormente.

Cuando se aplican cargas puntuales próximas al muro, en la determinación de los esfuerzos de la armadura se suelen incluir dichas solicitaciones sin considerar un modelo de distribución específico. Otras solicitaciones, como explosiones o impactos, pueden ser modeladas como efectos sísmicos.

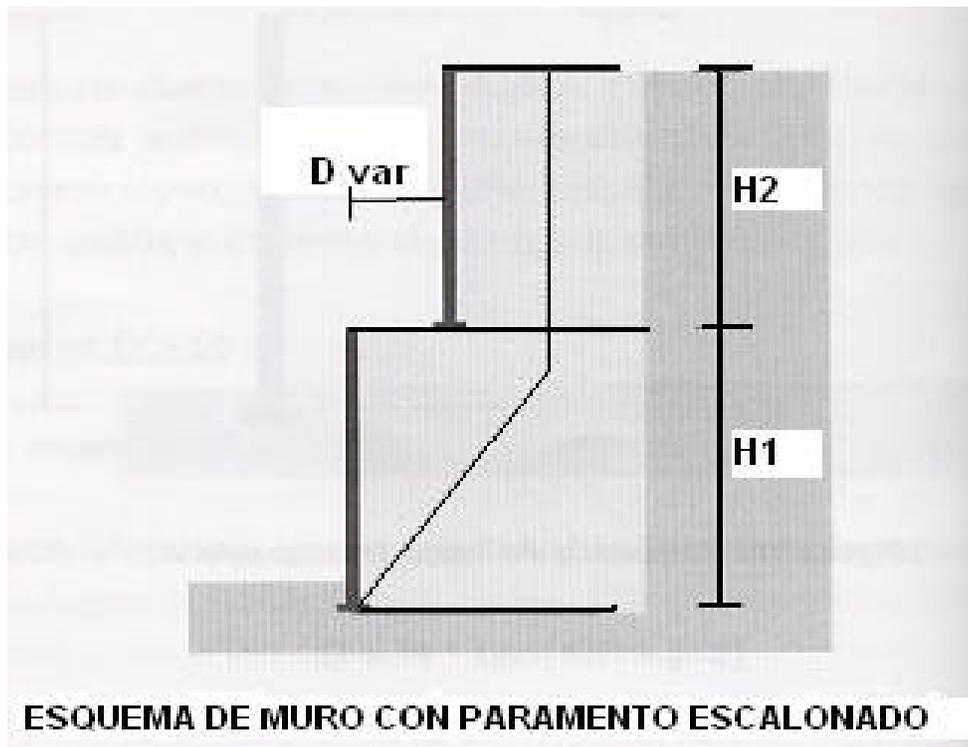
Los muros también pueden ser diseñados para fundar estructuras flexibles, como galpones industriales o viviendas livianas.

Entre las singularidades, se suelen producir detalles complejos dentro de proyectos convencionales, fundamentalmente para permitir pasadas de tubos u otras estructuras perpendiculares, oblicuas o incluso paralelas al paramento. Tal es el caso de obras de arte, pilotes, ductos, entre otros.

2.8.5 Muros de paramentos escalonados

Los muros de tierra reforzada se pueden escalonar, generando terrazas o gradas de diferente ancho para acomodarse a la topografía del terreno, o simplemente para dar un mayor valor estético.

El análisis de estos muros dependerá de las condiciones geométricas del escalonamiento respecto a las dimensiones del muro. Gradadas pequeñas en relación a la altura del muro son despreciadas en el diseño, considerándose como un solo muro con la altura total de ambos. En el caso de gradadas de mayor dimensión y número, el diseño del muro puede considerarse como de paramento inclinado, con el consecuente efecto en el diseño. Por último, para distanciamientos mayores entre muros, éstos pueden diseñarse en forma independiente. Sin desmedro de lo anterior, deberá tenerse en cuenta el efecto sísmico global.



CAPITULO III

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA OBRAS DE TIERRA ARMADA

3.1 DEFINICION Y CLASIFICACION

Se definen como obras de contención de tierra reforzada aquellas basadas en armaduras metálicas intercaladas entre capas de relleno granular seleccionado. Las armaduras se disponen horizontalmente, por lo general perpendiculares a las placas, unidas entre sí de forma no rígida. Las placas constituyen el paramento exterior de las obras de contención.

Las obras de tierra reforzada se clasifican:

a) Según su duración prevista de servicio

Provisionales: duración hasta 5 años.

Definitivas: duración igual que la de la obra general de la que forma parte.

b) Según sus condiciones ambientales

Saturadas: El relleno está inundado total o parcialmente, permanente o temporalmente en agua dulce, entendiendo como agua dulce aquella que es potencialmente potable. Ej.: ríos, lagos, esteros de agua dulce.

Secas: El relleno está adecuadamente drenado y protegido de la infiltración, y la saturación puede considerarse como un fenómeno esporádico, de corta duración y no periódico.

Marítimas La obra está en contacto con aguas saladas, bien sea por inmersión o porque pueda estar sometida a la acción directa de las olas o de sus salpicaduras.

Especiales La obra está sometida a condiciones no usuales de agresividad: corrientes erráticas, rellenos industriales, rellenos salinos, cercanía de agua o líquidos agresivos, etc.

3.2 MATERIALES PARA RELLENOS DE OBRAS DE TIERRA REFORZADA

3.2.1 Definición

Se denomina materiales para rellenos de obras de tierra reforzada a aquellos suelos granulares que se utilizan para formar el cuerpo de los macizos, tras su vertido, colocación y adecuada compactación, tales como: gravas arenosas, arenas gravosas, arenas y arenas limosas.

3.2.2 Condiciones generales

Los materiales a emplear serán suelos granulares obtenidos de los yacimientos que se determinen en los planos y especificaciones técnicas particulares.

3.2.3 Características mecánicas

El material de relleno deberá tener un ángulo de rozamiento interno no inferior a 25°.

Si el material que pasa bajo malla ASTM N° 200 (0,080 mm) es inferior al 15%, el suelo se considerará válido desde el punto de vista mecánico. En los casos en que dicho % se supere, se podrá aprobar una vez realizado un ensayo de corte directo o triaxial para determinar el ángulo de rozamiento interno.

El tamaño máximo de las partículas no podrá ser superior a 250 mm, a menos que sea definido de otra forma por el mandante y/o la empresa proveedora.

3.2.4 Características físico-químicas

Introducción

Las características físico-químicas del material deberán cumplir con un conjunto de especificaciones, las que podrán variar en el caso de proyectos especiales (ej.: obras marítimas).

Estas especificaciones son:

a) Resistividad eléctrica

La resistividad eléctrica del suelo saturado (ASTM G 57) deberá ser superior a:

1.000 Ωcm para obras secas

3.000 Ωcm para obras saturadas

b) Actividad en iones hidrógeno (pH)

El pH de la mezcla agua-suelo deberá estar comprendido entre 5 y 10.

c) Contenido en sales solubles

La mezcla agua-suelo tendrá un contenido de iones cloruro (Cl^-) y sulfato (SO_4^{--}) y no deberá sobrepasar los siguientes valores:

- Obras secas	Cl^-	= 200 mg/kg	SO_4^{--}	= 1.000 mg/kg
- Obras saturadas	Cl^-	= 100 mg/kg	SO_4^{--}	= 500 mg/kg

d) Contenido orgánico

El relleno deberá estar libre de todo contenido orgánico.

Estas exigencias son las normales para rellenos estructurales utilizados en obras civiles. Casi todos los suelos granulares naturales de Chile cumplen estas exigencias, a excepción en general de los suelos salinos de la I y II región.

3.3. Elementos metálicos para obras de Tierra Reforzada**a) Definición**

Se denomina elementos metálicos de tierra reforzada a las armaduras en todos los casos, a los arranques o clavijas para las armaduras de las placas de hormigón, a los empalmes y enganches, así como a los pasadores o tornillos que se utilizan para unir entre sí armaduras y placas.

Todos los elementos metálicos se fabrican en acero dulce de bajo contenido en carbono, con un recubrimiento de zinc por galvanización en caliente (Tierra Armada).

En cada estructura se utilizarán elementos de un solo tipo de material, es decir, con o sin protección de galvanización, utilizándose los no galvanizados únicamente en obras marítimas, suelos agresivos y obras provisionales.

b) Corrosión de las armaduras

Los espesores nominales de los elementos metálicos serán tales, que tras deducir los espesores de seguridad correspondientes a la corrosión que se detallan en la Tabla 2, los espesores remanentes sean iguales o mayores que los previstos en los cálculos (en mm).

Tabla 2: Espesores de sacrificio en mm

Obra/Condición	Acero sin galvanizar			Acero galvanizado		
	Seca	Saturada	Marítima	Seca	Saturada	Marítima
Provisional (5 años)	0,5	0,5	1,0			
Definitiva (75 años)			0,5	1,0	1,5	
Definitiva (100 años)			7,0	1,5	2,0	
Especial	SP	SP	SP	SP	SP	SP

Notas: i) SP = según proyecto

ii) Los espacios en blanco se tratarán como casos especiales.

Por ejemplo, una obra provisional y saturada tendrá un espesor de sacrificio de 0,5 mm al utilizar acero sin galvanizar.

c) Características del aceroArmaduras

El acero será del tipo ASTM A -82, para el caso de mallas, y grado 65 según ASTM A 572 para el caso de barras.

Pernos

Deberán cumplir con la norma ASTM A 325 o equivalente.

d) GalvanizadoGeneralidades

En el caso de que se especifique como material metálico el acero galvanizado, todas las piezas serán galvanizadas en caliente (Tierra Armada), conforme a las normas ASTM A 123, ASTM A 143 o ASTM A -153.

Aspecto superficial del recubrimiento

Será revisado visualmente, no debiendo presentar picaduras o rayaduras. Además el recubrimiento podrá presentar una cristalización visible, diferente entre ambas caras. La cristalización deberá ser homogénea en su conjunto, sin importar el tamaño de los cristales y su densidad de reparto.

En caso de que se detecten picaduras o saltaduras de menor envergadura, éstas deberán ser tratadas con galvanizado en frío.

Peso del recubrimiento

El peso nominal del recubrimiento en el caso de galvanizado en caliente no podrá ser menor de 500 g/M² en cada cara (5 gr/dM²) para las barras.

3.4. Elementos prefabricados de hormigón para placas de obras de Tierra Reforzada

a) Definición

Se denomina placas para obras de tierra reforzada a aquellos elementos prefabricados de hormigón, armados o no, provistos de arranques para armaduras metálicas y de dispositivos para el acoplamiento entre elementos. Tendrán por objetivo constituir los paramentos o cara visible de las obras de tierra reforzada.

b) Hormigón

- Las placas serán prefabricadas en planta o en obra, según corresponda.
- El hormigón se dosificará para alcanzar las resistencias del proyecto.
- El tamaño máximo de los áridos será de 25 mm.
- Los áridos, así como el cemento, no tendrán características agresivas respecto al metal de los arranques y enganches para las armaduras de tierra reforzada.

- Los elementos se hormigonarán horizontalmente con la cara exterior (paramento) hacia abajo sobre el encofrado y la cara interior hacia arriba.
- El hormigón se colocará sin interrupción, teniendo cuidado de que no entren en contacto, bajo ningún concepto, los enganches de las armaduras de tierra reforzada y las armaduras de la placa.
- El hormigón se vibrará, y se controlará que penetre en todas las esquinas y huecos, para evitar nidos y otros defectos.
- Se utilizará el mismo tipo de desmoldante para todos los elementos.

c) Armaduras para hormigón

Las armaduras de las placas cumplirán las condiciones del hormigón armado indicadas en las especificaciones técnicas.

d) Dimensiones y tolerancias

Las dimensiones y tolerancias de los elementos serán las fijadas en los planos.

e) Manejo y reparación

Se tomarán todas las precauciones necesarias en el manejo y almacenamiento, para evitar dañar los elementos, erosionar la superficie exterior (paramento) y doblar los arranques para las armaduras de tierra reforzada..

Se indicará claramente en la parte trasera o lateral de cada placa la fecha de hormigonado.

Las placas podrán ser reparadas en obra, en caso de daños menores.

3.5. Apoyos de placas de hormigón

a) Definición

Se define esta unidad como el elemento situado entre dos placas de hormigón que están colocadas una encima de otra y que tiene por misión obtener un contacto flexible que permita el giro y un cierto desplazamiento relativo entre las dos placas.

b) Características generales

Los apoyos consisten en una placa de neopreno o plástico, de las calidades especificadas por el proveedor.

c) Características mecánicas

Las características mecánicas serán las especificadas por el proveedor.

d) Dimensiones y tolerancias

El espesor de las juntas será de 20 ± 2 mm. La longitud y ancho de los apoyos serán los fijados en los planos y especificaciones.

3.5.1 Tratamientos de juntas entre placas

Según sea el proveedor, las juntas estarán conformadas por una espuma de poliuretano o por un geotextil.

a) Juntas de espuma de poliuretano para placas de hormigón

Las juntas de espuma de poliuretano rellenarán los espacios laterales entre elementos vecinos en las placas de hormigón. Estas juntas están formadas por tiras de espuma de poliuretano de células abiertas, con una sección cuadrada 4 x 4 cm.

El material deberá presentar un buen aspecto, sin indentaciones ni cortaduras ni signos de descomposición. Será suficientemente resistente como para permitir su manejo y puesta en obra sin sufrir daños.

b) Juntas de geotextiles para placas de hormigón

Estas juntas se colocarán, en su caso, fijadas a la parte trasera del paramento, cubriendo las juntas verticales y horizontales. Estarán formadas por tiras de 30 cm mínimo de ancho de material geotextil para filtros de un gramaje mínimo de 125 gr/M2.

c) Casos especiales

En el caso de que se prevea la ocurrencia de un flujo de agua a través del paramento, se deberán complementar los dispositivos anteriormente señalados, con los recomendados por especialistas en la materia.

3.6. Elementos para la unión de armaduras y placas

Los elementos de unión de armaduras y placas serán tornillos con sus correspondientes tuercas o pasadores, todos de acero de alta resistencia. Se utilizarán con o sin protección galvánica, dependiendo de si la tienen o no las armaduras y otros elementos metálicos.

Las dimensiones nominales para los tornillos y pasadores serán las que especifique el proyecto.

El acero de los tornillos tendrá un límite elástico de 600 MPa, conforme a norma ASTM A 325.

3.7. Hormigón para emplantillado

Este material se ajustará en todo a las características definidas por el proveedor, debiendo estar bien nivelado y de terminación lisa.

3.8. Material para la ejecución de capas drenantes

Este material se ajustará en todo a las características exigidas para drenes en las especificaciones técnicas generales.

3.9. TOLERANCIAS Y TERMINACIONES

3.9.1 Relleno

La terminación del relleno estará de acuerdo con las exigencias del proyecto.

3.9.2 Paramento

En lo que respecta al paramento, las tolerancias recomendadas serán las siguientes:

- Respecto al trazado en planta, se recomienda que el paramento no puede estar alejado más de 50 mm de su posición teórica.
- El desplome total del paramento se recomienda que sea inferior a uno por ciento (1 %) de la altura total del muro.

El mandante podrá, según los requisitos estéticos y funcionales de cada obra, modificar las tolerancias de montaje del paramento antes indicadas.

CAPITULO IV

ESPECIFICACIONES PARA EL MONTAJE DE OBRAS DE TIERRA ARMADA

En el presente capítulo se describen las operaciones necesarias para realizar un correcto montaje de las obras de TIERRA ARMADA®, así como recomendaciones prácticas para la organización de la obra.

Las instrucciones reseñadas a continuación son de aplicación general. Cuando la estructura a montar tenga algunas especificaciones especiales, ello se indicará en los planos de proyecto.

En cualquiera de los casos, cualquier tipo de problema que pudiera surgir en el curso del montaje será resuelto por personal técnico de TIERRA ARMADA S.A. y, en especial, por el supervisor del montaje en obra.

4.1. OPERACIONES PREVIAS AL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

4.1.1. TIPO DE ORGANIZACION

La ejecución de la estructura de Tierra Armada debe ser organizada como una obra de movimiento de tierras.

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

El espesor de las capas dependerá del tamaño máximo y del equipo compactador utilizado. El volumen de cada una de ellas viene determinado por la longitud del muro y la longitud de las armaduras.

En el caso de existir terraplén de acceso y/o derrame en el lado opuesto del paramento, habrá que sumarlo al volumen del macizo armado, sin que dicho incremento de tierras deba necesariamente cumplir las condiciones específicas impuestas para los macizos de Tierra Armada .

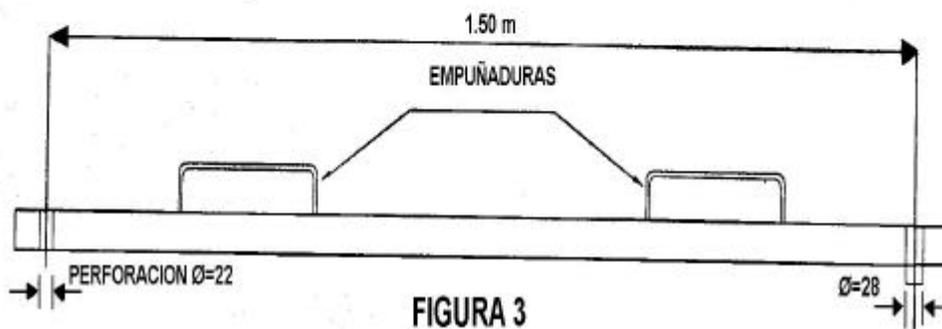
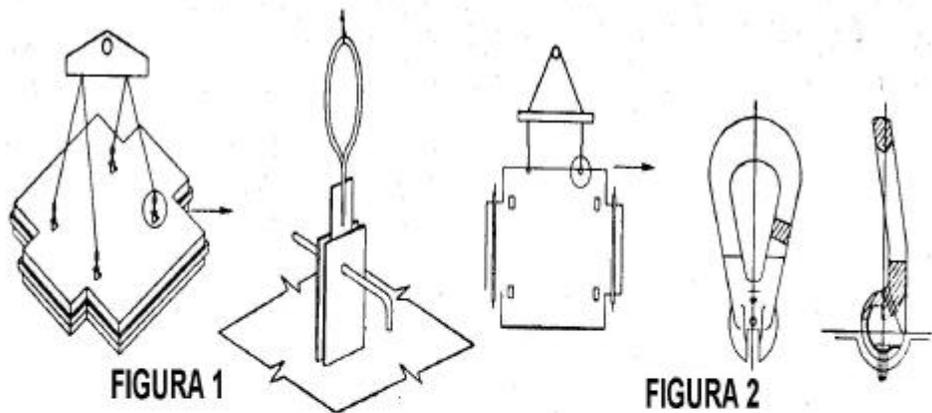
4.1.2. ESTIMACIÓN DEL EQUIPO NECESARIO PARA EL MONTAJE

El equipo humano que estimamos necesario por frente de trabajo, es:

- Un capataz, jefe de equipo o similar.
- Un carpintero, albañil o similar.
- Tres o cuatro jornales.

Además de todos los elementos prefabricados que constituyen la estructura de Tierra Armada y que se suministran a obra sobre camiones, TIERRA ARMADA LTDA. facilitará el siguiente material de montaje:

- Eslinga para descarga de placas (fig. 1).
- Eslinga de montaje con anillo especial de enganche a la grúa (fig. 2).
- Plantilla de gálibo (fig. 3).



Equipo mecánico y accesorios a disponer por el contratista.

- Una pequeña grúa móvil de 2t. de potencia.
- Gatos para rigidización de placas durante el montaje (fig. 4).
- Cuñas de madera (fig. 5).
- Llaves fijas del 20. - Barras de uña.
- Regla metálica de 4m.
- Nivel y plomada.
- Madera para apuntalar la primera fila de placas.
- Largueros de madera para el acopio de placas (fig. 6).

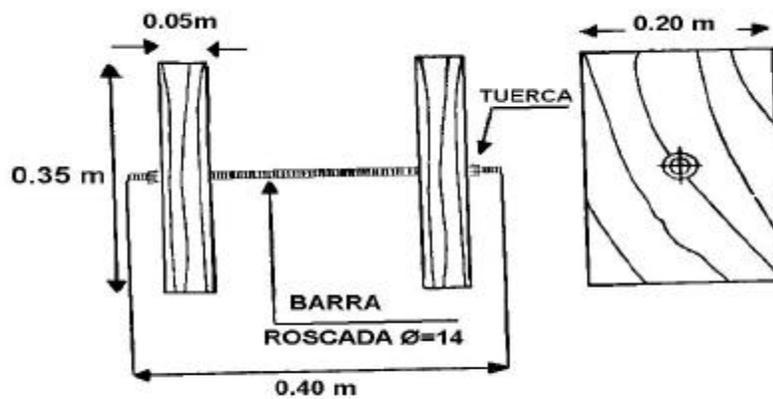


FIGURA 4

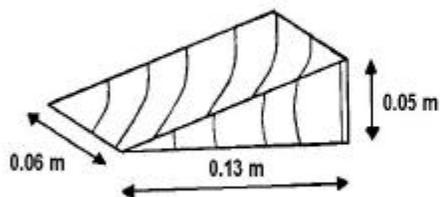


FIGURA 5

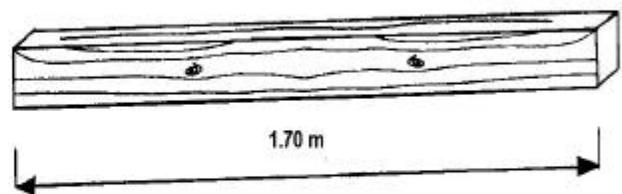


FIGURA 6

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

Un rendimiento normal de montaje, en condiciones aceptables de acceso a la obra y de longitud de la misma puede cifrarse entre 50 y 80 m²/día de paramento terminado, una vez finalizada la colocación de la primera fila de placas, que es evidentemente la más laboriosa.

4.2. DESCARGA Y ACOPIO DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

Es aconsejable disponer de un acopio de elementos prefabricados mínimo para ocho-diez días de montaje, previsión de posibles inconvenientes derivados fundamentalmente del transporte.

4.2.1. ARMADURAS

Las armaduras llegarán a obra generalmente en camiones de gran tonelaje (25 t.), en paquetes de 50 a 100 unidades, con un peso de 1.80 Kg. por metro de armadura.

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

Es necesario evitar doblar las armaduras para no dañar el galvanizado del acero.

En cuanto al acopio de las armaduras, para evitar posteriores errores y facilitar el montaje, almacenarlas por longitudes, con una tablilla que indique la dimensión y tipo de cada acopio (fig.7).

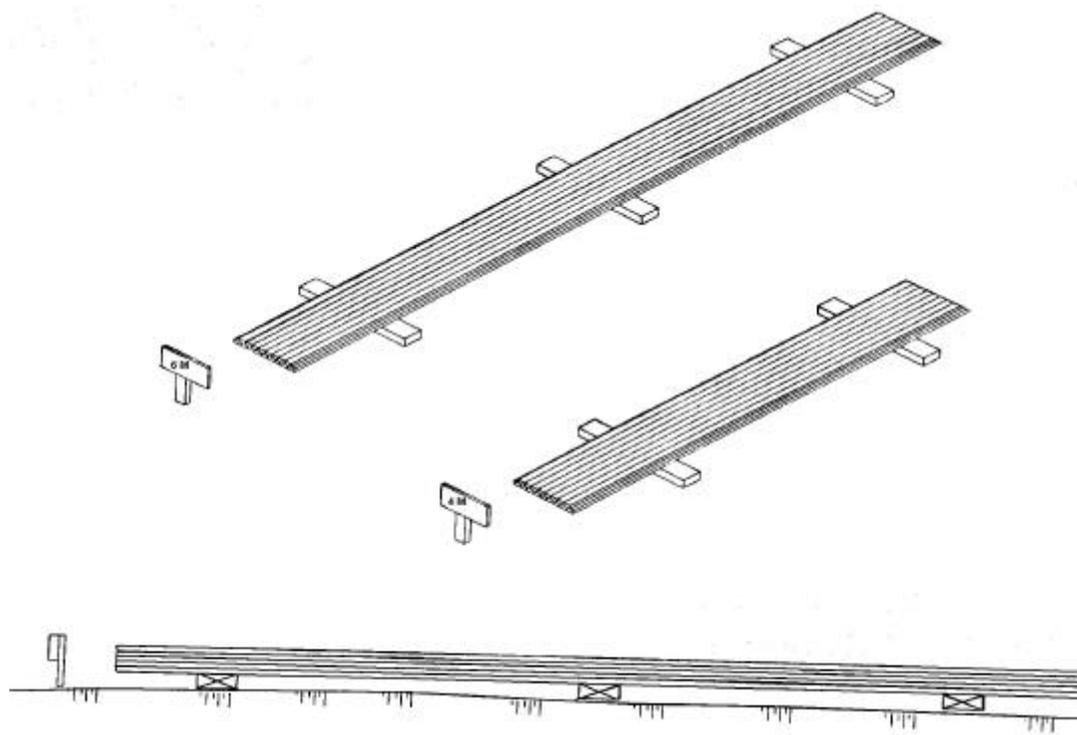


FIGURA 7

Las armaduras no deben colocarse directamente sobre el suelo, si no sobre madera para evitar el contacto con el agua, sobre todo cuando el período de almacenamiento pueda ser prolongado.

Los pernos y tuercas deben almacenarse en local cerrado para evitar su pérdida.

No se pueden emplear otras tuercas y pernos que los suministrados por TIERRA ARMADA LTDA., siendo especialmente peligroso utilizar pernos comerciales sin autorización expresa de TIERRA ARMADA LTDA.

4.2.2 PLACAS

Las placas prefabricadas de hormigón llegarán a obra en camiones de gran tonelaje (25 t.), por lo que el acceso a obra deberá ser el adecuado.

Tanto el transporte como el almacenaje se hace con las placas en posición horizontal y los arranques hacia arriba.

La descarga y colocación de las placas en el acopio se realiza con ayuda de eslingas especiales de descarga.

El acopio se realiza según el croquis de la figura 8.

Las pilas no deberán tener, en altura, más de seis placas de hormigón.

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

La superficie de una placa tipo es de 2.25 m² y su peso aproximado es de 800 Kg.

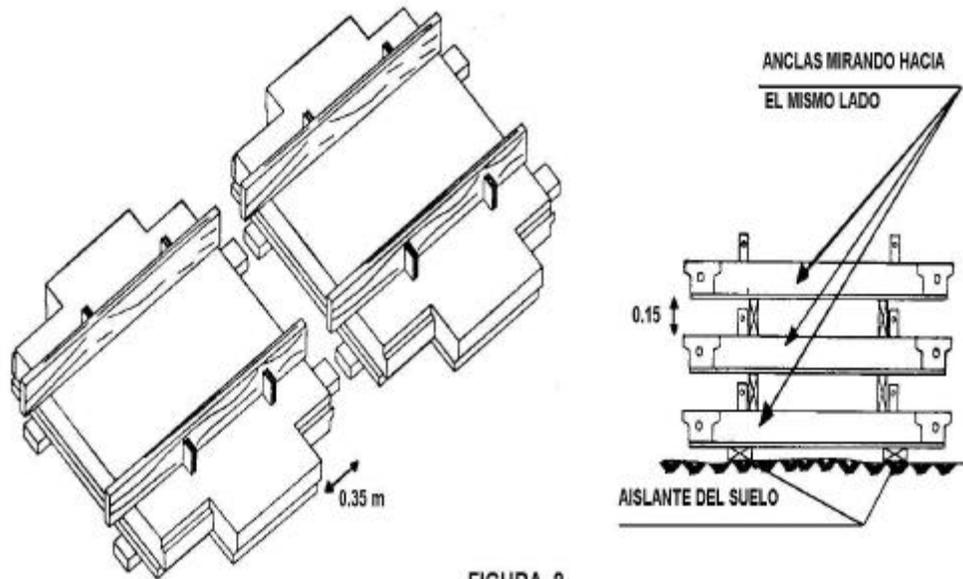


FIGURA 8

4.2.3 JUNTAS

Las juntas verticales y horizontales son de espuma de poliuretano de células abiertas y su función es la de permitir el paso del agua, impidiendo la pérdida de finos del material de relleno. Su sección es de 40 cm y la longitud aproximada de cada tira es de 2m.

En los casos en que la estructura de TIERRA ARMADA® pueda permanecer inundada temporal o permanentemente, se emplearán juntas verticales y horizontales tipo "geotextil permeable no tejido" pegadas a las placas. La especificación será definida en los planos de proyecto.

En las juntas horizontales entre placas se dispondrán dos o más tacos de neopreno, en función de la altura del paramento.

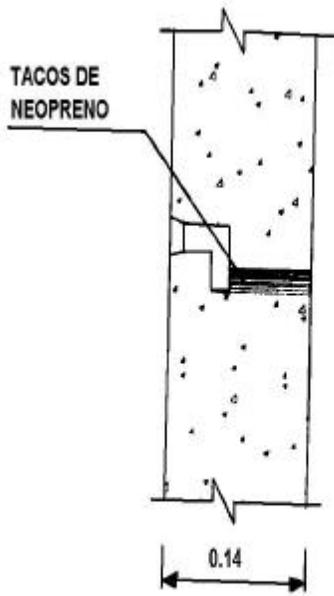


FIGURA 9

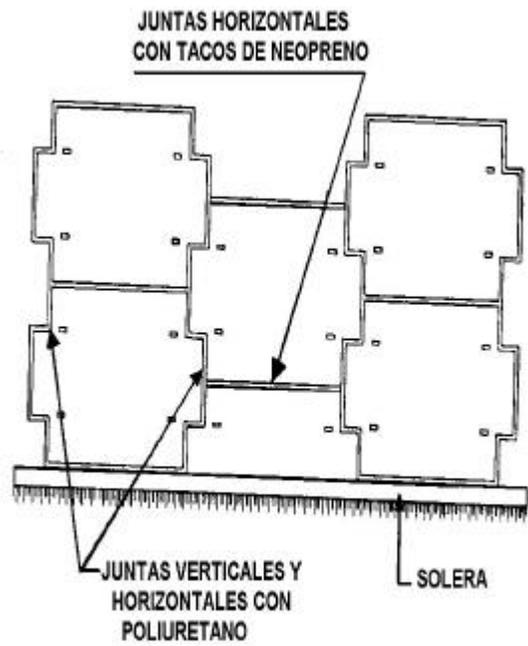


FIGURA 10

4.3. OPERACIONES DE MONTAJE

4.3.1. EXCAVACION

Una vez ejecutado el trazado de la obra, se procederá a efectuar las excavaciones que correspondan según el proyecto pertinente, cuidando de respetar los taludes y cortes del proyecto así como las eventuales obras de entibación que corresponda. Esto deberá ser recibido conforme por la Inspección Técnica de la Obra.

4.3.2. SELLO DE EXCAVACION

El sello de las excavaciones bajo el macizo de tierra mecánicamente estabilizada deberá ser recibido conforme por el Ingeniero Geotécnico del proyecto.

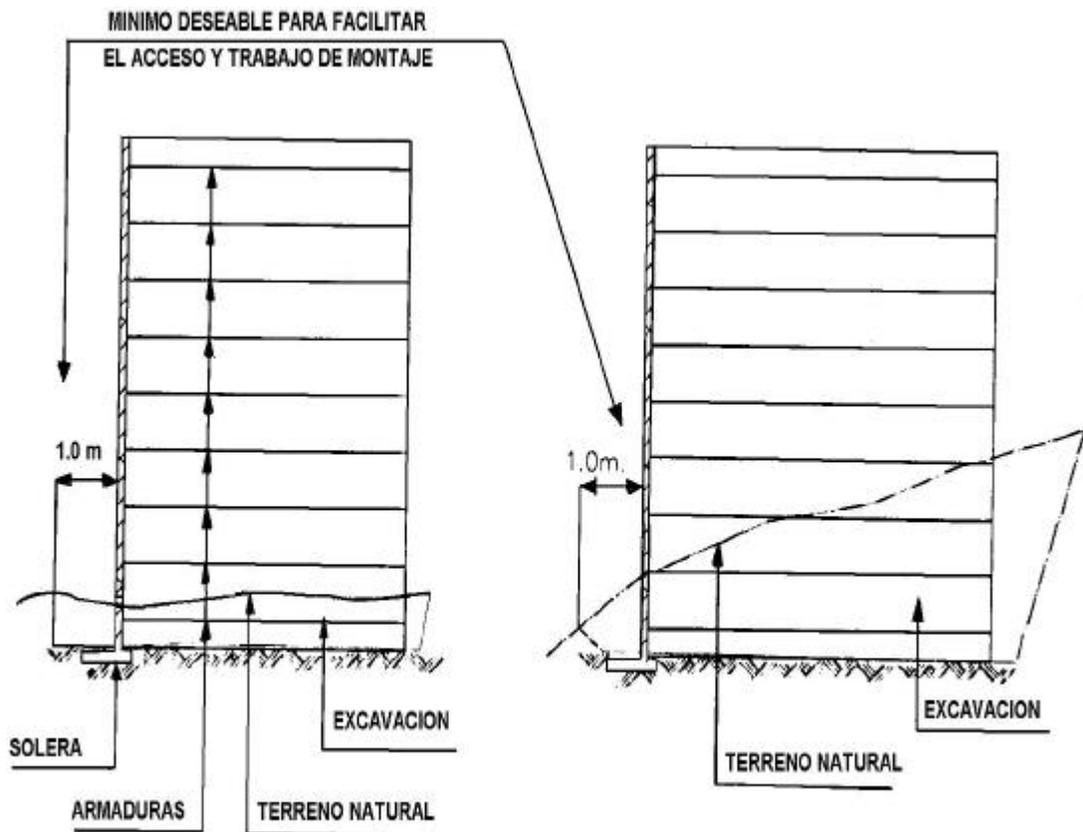


FIGURA 11

El Ingeniero Geotécnico podrá solicitar profundizaciones locales o totales, si lo estima necesario, o podrá especificar la confección de un relleno granular estructural para alcanzar el nivel de apoyo.

4.3.3. SOLERA DE NIVELACION

La solera de nivelación tiene como misión exclusiva obtener una superficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera fila de placas. **NO ES UNA FUNDACION.**

Es fundamental que su ejecución sea extremadamente cuidadosa y con una buena horizontalidad en sentido longitudinal y transversal. Es la base de un buen montaje posterior (figura 12).

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

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

En el momento en que la solera esté hormigonada y la estructura replanteadada sobre ella, se debe avisar al proveedor del sistema, para que un supervisor de montaje acuda a obra, para dirigir el montaje de las placas e instruya al personal de la obra.

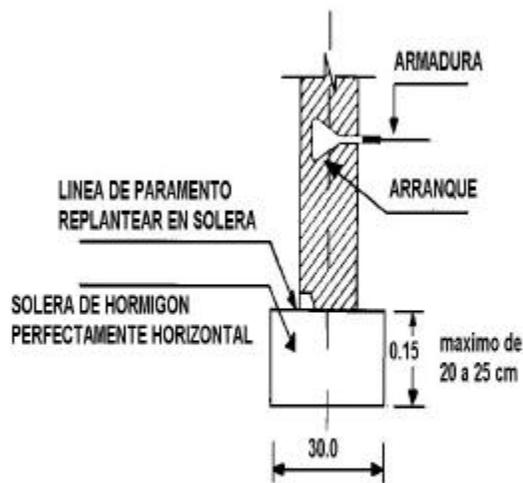


FIGURA 12

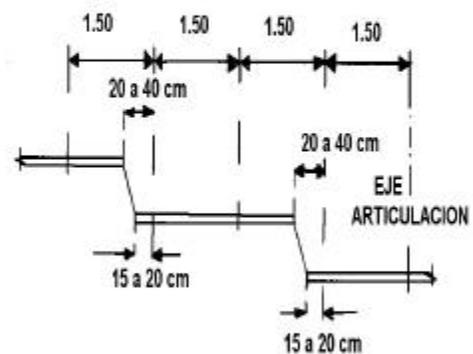


FIGURA 13

4.3.4. COLOCACION DE LA PRIMERA FILA DE PLACAS

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

El orden de operación es:

- 1 . Colocación de placa 1.
2. Colocación de placa 2.
3. Comprobación con la regla de gálibo (fig. 14.)
4. Verificación de la horizontalidad con la regla metálica (fig. 15).
5. Aplomado de las placas (con plomada, nunca con nivel) (fig. 15).
6. Apuntalamiento (fig. 16).

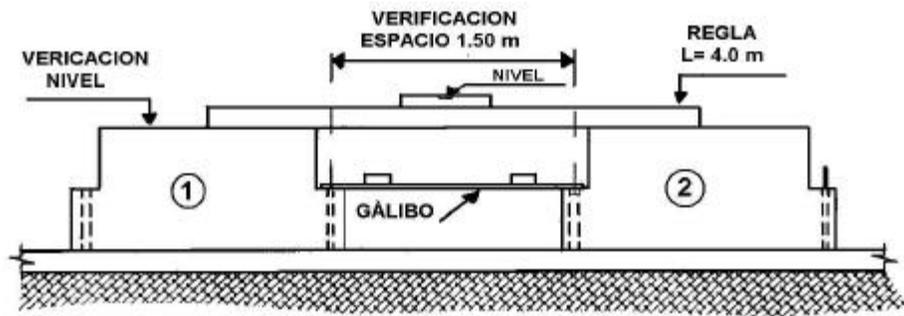


FIGURA 14

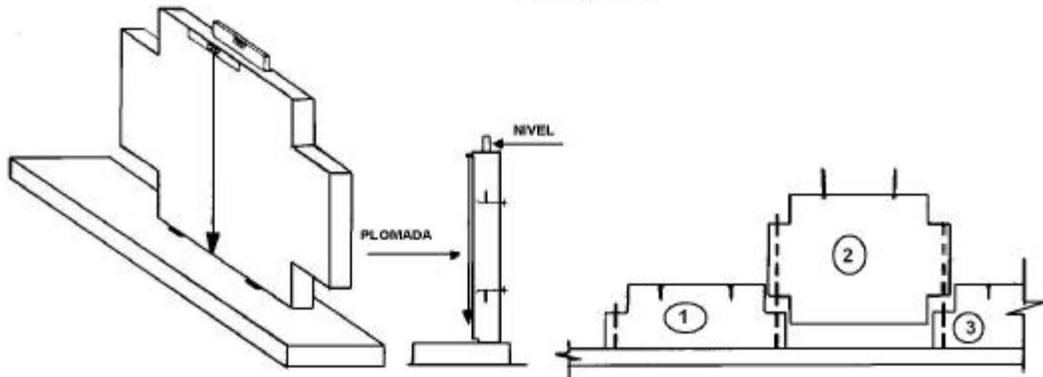


FIGURA 15

FIGURA 17

NOTA: Min. de 0.5 a 1.00m.
Siempre que sea posible

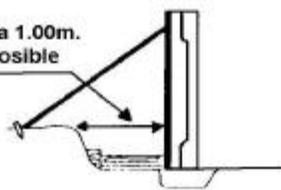
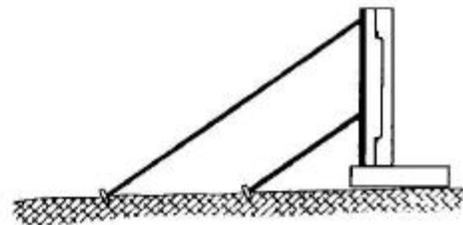


FIGURA 16



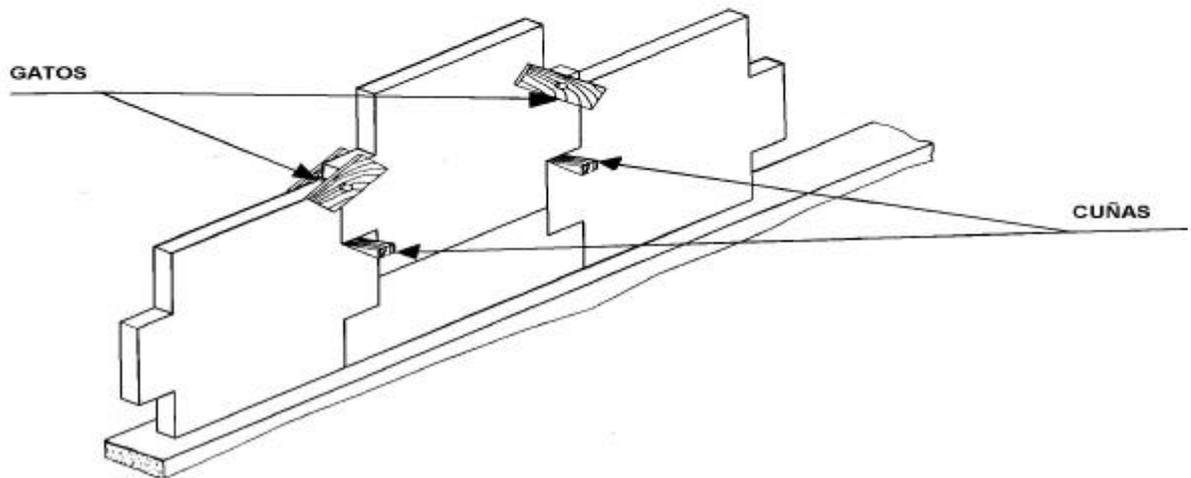
Seguidamente se continúa el montaje en el siguiente orden:

- 1.- Colocación de la placa entera 3 (fig. 17).
- 2.- Horizontalidad y aplomado de la placa 3 e inmediato apuntalado.
- 3.- Verificación de las juntas horizontales las que deben quedar de 2 cms
- 4.- Colocación de la media placa 4 con los criterios expuestos anteriormente.
- 5.- Colocación de la placa 5 (fig. 18)

- 6.- Verificación y gálibo entre placas **3** y **5**.
- 7.- Horizontalidad y aplomado de la placa **5**.
- S.- Verificación de las juntas horizontales (2 cms.).
- 9.- Verificación con regla y nivel de la horizontalidad de las placas **3** y **5**.
- 10.- Apuntalamiento de la placa **5**.
- 11.- Colocación de poliuretano por la parte posterior de las juntas verticales y horizontales.
- 12.- Repetición de las operaciones con las placas sucesivas hasta completar la primera fila de ellas.
- 13.- Comprobación de que la alineación es correcta.



FIGURA 18



NOTA

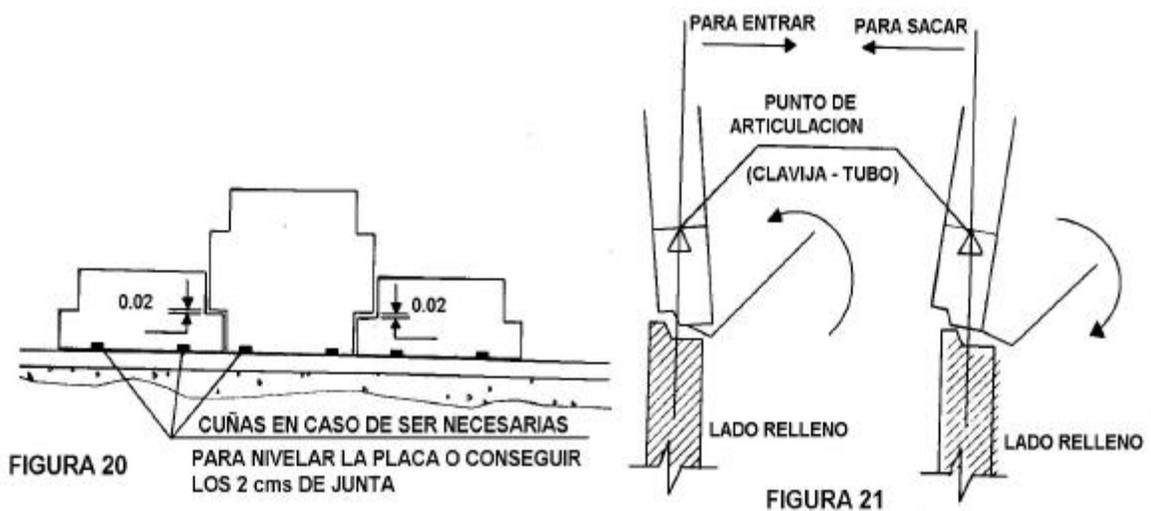
El aplomado de las placas se hace siempre con plomada, nunca con nivel, dejando, un desaplome hacia el interior de 1 cm en las placas enteras y 0.5 cm en las placas medias.

Este desaplome será recuperado cuando se extienda y compacte el suelo de relleno. En algunos casos, y dependiendo del material de relleno, el desaplome indicado se deberá corregir tras las primeras comprobaciones de verticalidad que se efectúen.

Las correcciones de horizontalidad y de la junta de 2 cm. de las placas se realizarán mediante el empleo de cuñas de madera (fig. 20).

Los pequeños desplazamientos que haya que dar a las placas una vez ubicadas sobre la solera o sobre otras placas se realizará con la utilización de barras de ña (fig. 21).

La aplicación de la barra de ña no debe hacerse sobre las articulaciones en hombros de la placa, sino en la base de la misma.



4.3.5. TERRAPLENADO Y COLOCACION DE ARMADURAS

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

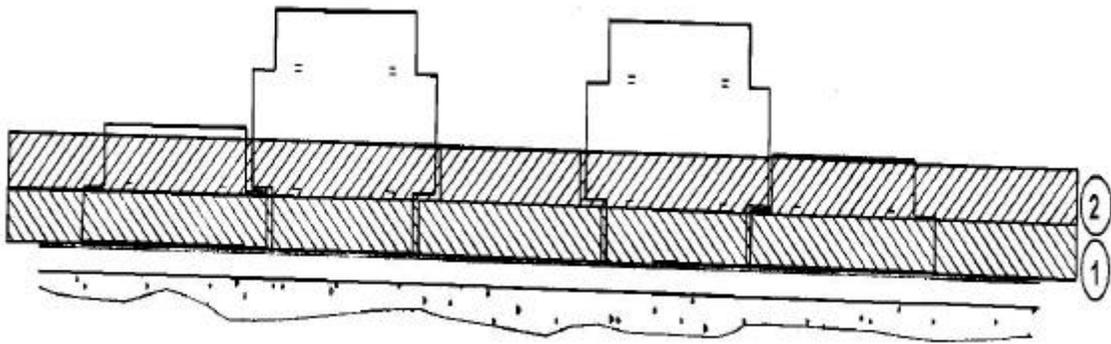


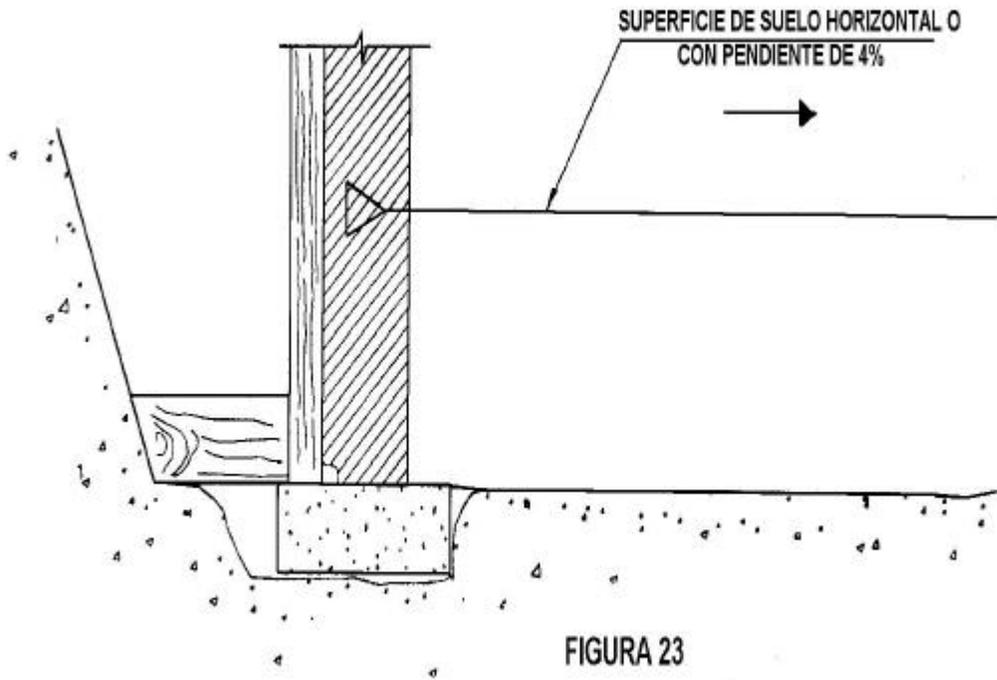
FIGURA 22

El material, una vez aceptado por la Inspección Técnica de la Obra, se colocará por capas de 0,25 m. a 0,35 m. de espesor suelto, y se compactará con rodillo liso vibrante o similar hasta obtener una Densidad Relativa no menor a 75% o una densidad seca no menor al 95% de la densidad seca máxima determinada por el ensaye Proctor Modificado, según corresponda.

El control del material y de su compactación deberá ser efectuado por un laboratorio de mecánica de suelos y supervisado por la Inspección Técnica de la Obra.

El acabado de la capa es el normal de cualquier terraplén, para que las armaduras se apoyen completamente sobre el relleno, cuidando de que esto ocurra igualmente en la zona de unión del arranque con la armadura.

Se procede ahora a la colocación de las armaduras correspondientes a este nivel (fig. 23). Las Armaduras se colocan perpendiculares al paramento del muro y se unen a los arranques mediante los pernos y tuercas correspondientes. Colocado este primer nivel de armaduras, se extiende y compacta la capa 2.



Para longitudes de armaduras de Tierra Armada superiores a 8 m., se utilizan los empalmadores de armaduras (fig. 24).

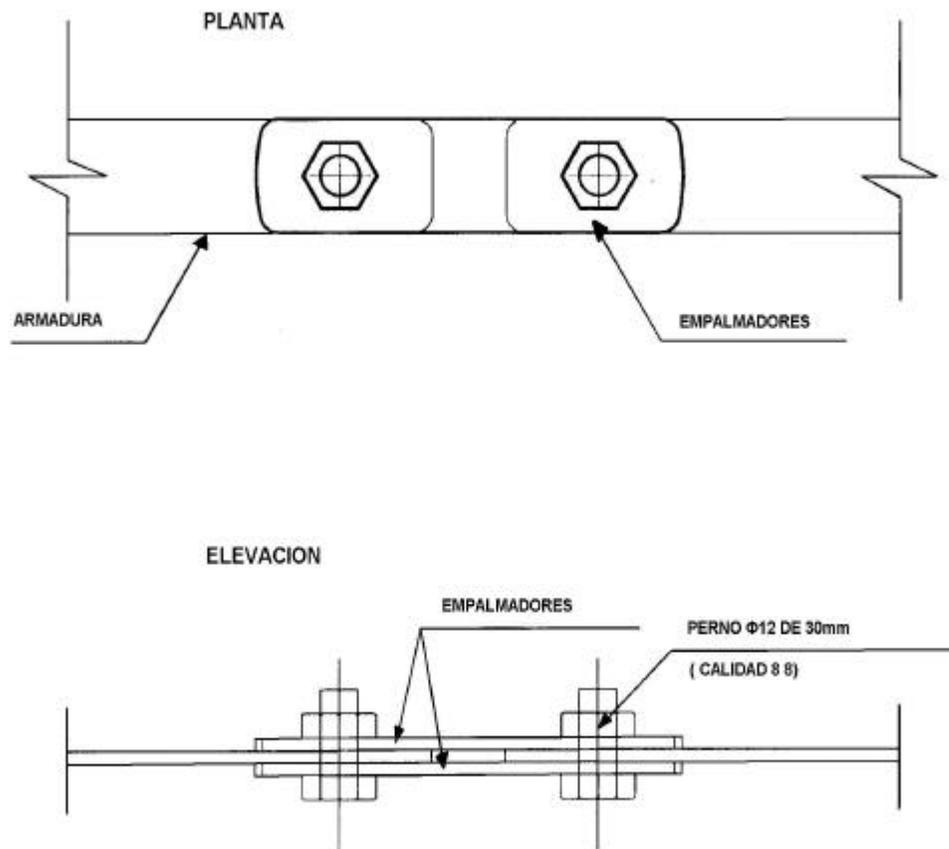


FIGURA 24

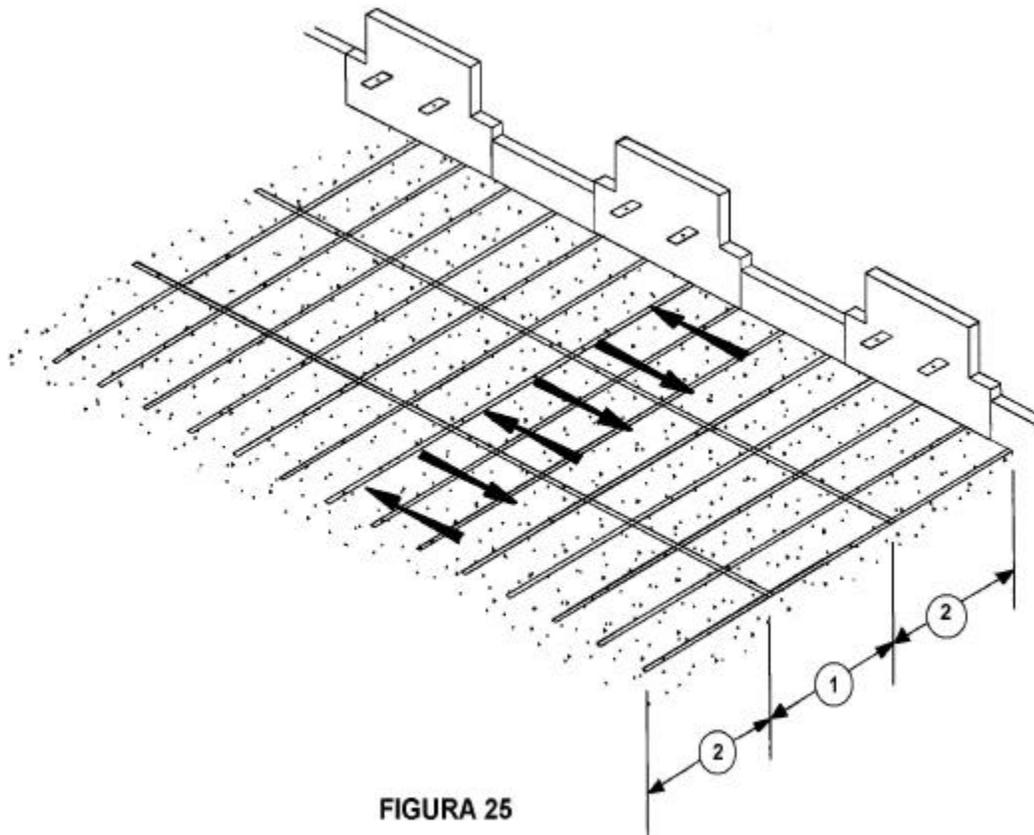
NOTA:

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

La forma ideal para el extendido de las tierras será el siguiente:

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

La dirección de esparcimiento y compactación del material debe ser siempre paralela al paramento en todas sus fases. Nunca debe extenderse el material perpendicularmente a las placas y aún menos avanzando hacia ellas (fig. 25).



Si el terraplenado se hace con máquinas de orugas, éstas no deben apoyarse directamente sobre las armaduras, para no dañar su galvanizado.

La única limitación que impone el sistema es la relativa al compactador a utilizar en el metro y medio mas próximo al paramento, franja en la que no se deben utilizar grandes compactadores dinámicos que puedan provocar desórdenes en las placas, fundamentalmente desaplome.

En esta zona es recomendable emplear placas vibrantes o rodillos vibrantes de no más de 1000 Kg de peso estático. La capa de relleno que se deja al final de la jornada es fundamental darle pendiente hacia la parte posterior del macizo al igual que longitudinalmente, con objeto de evacuar el agua en caso de lluvias intensas.

Si a pesar de todas las precauciones, se saturase esta capa, deberá escarificarse, o bien iniciar el trabajo con una capa de material drenante.

4.3.6.COLOCACION DE LA SEGUNDA Y SUCESIVAS FILAS DE PLACAS

Una vez compactado el suelo del nivel 2 (fig. 22) se verificará de nuevo la verticalidad de las placas enteras, comprobando si ha habido desaplome, como consecuencia de la compactación (midiéndolo en su caso).

La segunda fila de placas se montará, teniendo en cuenta el desaplome producido. El aplomado de las placas de esta segunda fila se efectuará igualmente con plomada, tirándola desde la parte superior de las placas hasta la inferior de la fila precedente.

Las fases a seguir en la colocación de la segunda fila de placas son las que siguen (fig. 26):

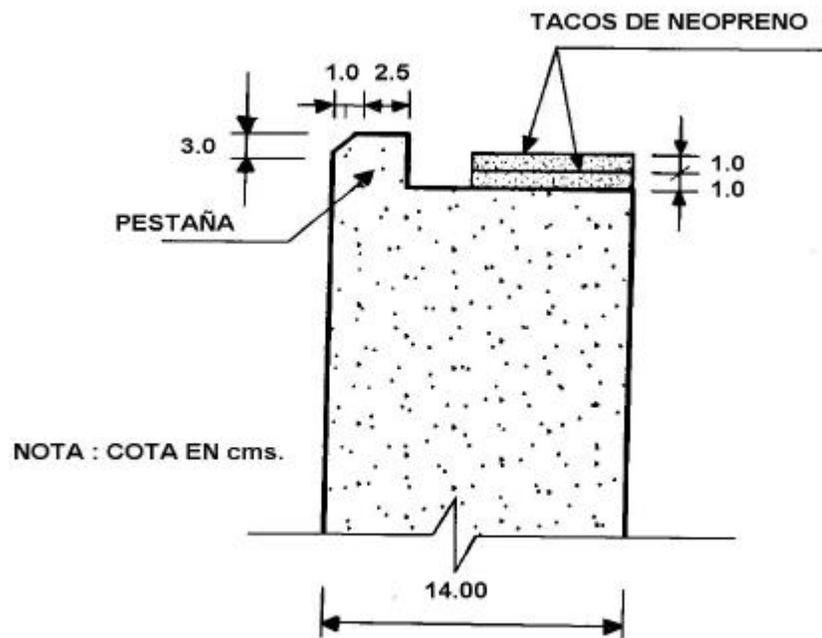
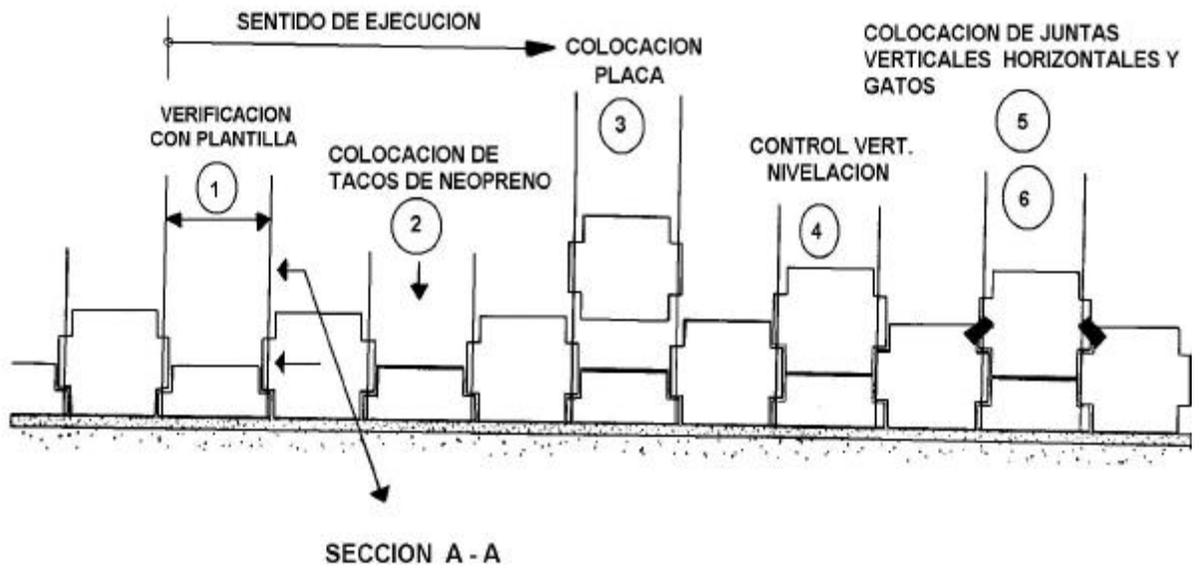


FIGURA 26

1. Verificación del gálibo entre las placas ya colocadas con la regla correspondiente.
2. Colocación de tacos de neopreno.
3. Colocación de la placa.
4. Nivelación y aplomado. Utilizar cuñas si fuera necesario.

5. Colocación de la junta vertical y horizontal de poliuretano por el paramento interior.
6. Colocación de gatos.
7. Comprobación de que la alineación es correcta.
8. Continuar extendiendo y compactando las sucesivas capas de relleno y colocando las armaduras en los niveles correspondientes.

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

4.3.7. ACUÑADO DE LAS PLACAS

Para nivelar y aplomar las placas, se utilizan cuñas de madera si ello es necesario. Las cuñas se colocarán siempre en la pequeña junta horizontal de los brazos de la cruz que forma el elemento.

Durante el montaje del muro, las cuñas no deben permanecer colocadas en más de tres filas, debiendo irse eliminando sistemáticamente las existentes en filas inferiores (Fig.27).

Concluido el montaje del muro, no debe quedar NINGUNA cuña en el paramento. La no extracción de las cuñas puede llegar a ocasionar, en caso de asientos del muro, la rotura de las esquias de las placas.

JAMAS DEBEN PONERSE CUÑAS EN EL INTERIOR DEL PARAMENTO.

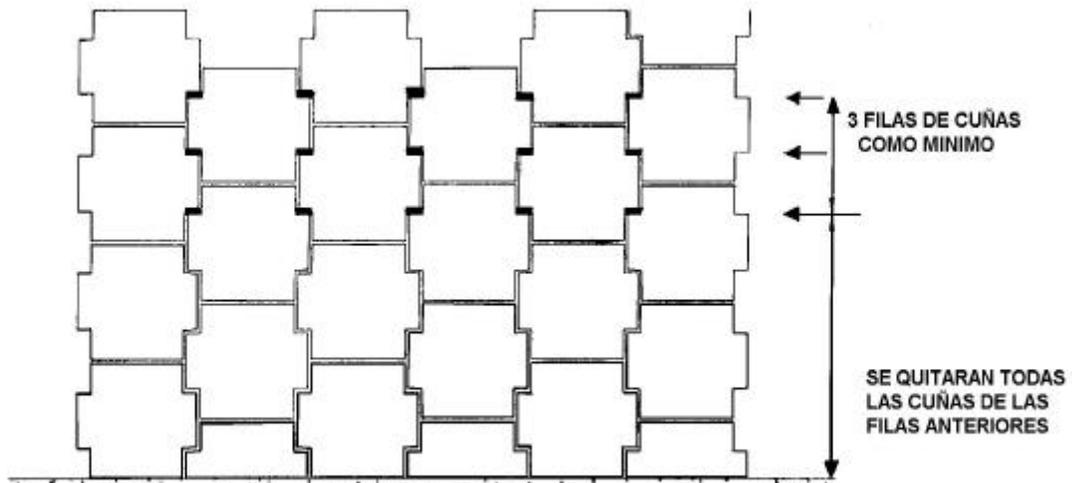
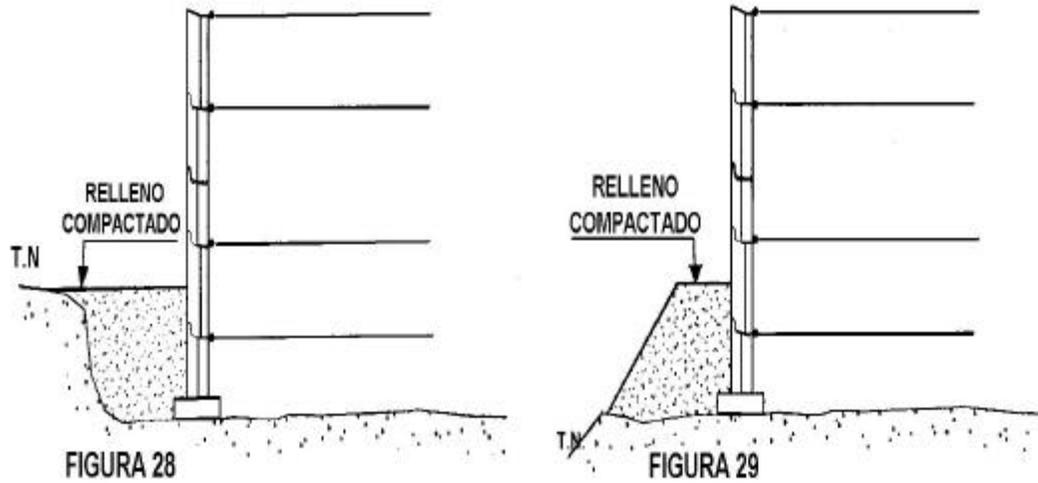


FIGURA 27

4.3.8. EMPOTRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El apuntalamiento de las placas inferiores, se puede eliminar una vez que las capas compactadas alcancen una altura de 1.50 m, es decir, cuando ha quedado superada la placa entera del arranque.

El comienzo del relleno del empotramiento debe hacerse cuando el macizo armado alcance los 3 m, a efecto de poder aplomar la placa superior con su correspondiente inferior (fig. 28 y 29).



4.4. CONTROL DE MONTAJE

4.4.1 OBJETIVO

El objetivo de este control es comprobar que el montaje de la placas y armaduras se hace de acuerdo a los planos y especificaciones del proyecto, así como a las normas de buena práctica. Este control debe ser efectuado por la Inspección Técnica de la obra.

4.4.2 PROCEDIMIENTO RECOMENDADO

El procedimiento recomendado comprende los siguientes puntos:

Comprobar que se colocan las cuñas de madera suficientes para impedir el movimiento las últimas filas de placas.

Comprobar que se van retirando las cuñas de madera a medida que avanza el montaje.

Comprobar que no se coloca más de una fila de placas por encima del nivel del relleno.

Comprobar que ningún punto del paramento recién colocado esté alejado más de 50 mm. de lo que corresponde a su posición teórica.

Comprobar que el desaplome local de la última fila de placas no sea superior a 25 mm.

Comprobar que el desaplome total del paramento sea inferior al 1 % de la altura total del muro, salvo otra especificación del Proyecto.

Comprobar que se colocan los apoyos horizontales de neopreno en la cantidad indicada en los planos y que se rellenan las juntas horizontales y verticales con espuma de poliuretano.

Comprobar que se colocan las armaduras de las longitudes especificadas y que solo se utilizan los pernos y tuercas entregados por el proveedor.

Comprobar que las armaduras se apernen adecuadamente a las placas.

Comprobar que toda la extensión de la armadura se apoye adecuadamente sobre la capa de relleno, sobre todo en la zona cercana al enganche con la placa.

Comprobar que existe un adecuado control del material de relleno, de su colocación y de su compactación.

4.4.3 NOTA IMPORTANTE

No se aceptará el uso de elementos o materiales no provistos o aprobados por el proveedor del sistema. Si por cualquier motivo faltaran algunos elementos del proveedor en obra, se deberá comunicar el hecho de inmediato al proveedor para su provisión extraordinaria.

4.4.4 OTRAS CONSULTAS

Cualquier duda o consulta sobre el proyecto de Tierra Mecánicamente Estabilizada o detalles de montaje, deberá ser comentado directamente al proveedor.

CAPITULO V

INSPECCION TECNICA DE OBRAS DE TIERRA ARMADA

5.1 PLANOS Y ESPECIFICACIONES EN OBRA

El proyecto de un muro de tierra reforzada queda definido por los planos y especificaciones técnicas.

Los planos son la representación visual de la obra, tanto en planta como en elevación, con detalles geométricos y constructivos. Los planos deben incluir:

Elevaciones geométricas, con hito de inicio y término, y cotas de nivel de coronamiento y base.

Planta general, con hito de inicio y término, distancias totales y locales, curvas de nivel y largo de armaduras.

Elevaciones de montaje, con identificación de placas, cantidad de armaduras y longitudes. Contendrá detalles de montaje, como apuntalamiento, detalle de prensas, solera de nivelación, y coronamiento cuando corresponda.

Cortes transversales, mostrando las secciones más representativas, con largos de armaduras, nivel de apoyo y perfil tipo del pavimento o estructura sobre el muro.

Cuadro de especificaciones, conteniendo las bases generales de diseño, como vida útil, sobrecarga, parámetros del relleno y suelo de apoyo, factores de seguridad y zona sísmica u otras consideraciones de acuerdo con el mandante.

Viñetas identificatorias de la empresa, obra, ubicación, proyectista y revisor, así como la identificación del número del plano y proyecto.

Las especificaciones técnicas deberán incluir :

- Bases de cálculo (si corresponde).
- Manual de montaje.
- Especificaciones de materiales, tanto de los propios del sistema como de los rellenos.

5.2 CERTIFICACION DE MATERIALES ESTRUCTURALES

Los materiales que conforman el macizo de tierra reforzada, al igual que todo material estructural para la construcción, deben cumplir con las exigencias de calidad que aseguran el cumplimiento del diseño y por lo tanto la seguridad y vida útil de la obra.

Dicho control se realiza fundamentalmente en la fábrica, pero puede también certificarse en terreno, en base a controles aleatorios.

5.2.1 Control de elementos metálicos

Los parámetros que deben controlarse en fábrica son:

- resistencia a la tracción
- alargamiento de rotura
- espesor de recubrimiento galvanizado
- uniformidad del recubrimiento galvanizado

Los dos primeros están relacionados con las características mecánicas y los dos últimos con la durabilidad.

Además deberá realizarse en fábrica un control del aspecto superficial del galvanizado.

5.2.2 Placas de hormigón

El hormigón de las placas se controlará durante la fabricación en base a ensayos de resistencia a la compresión y/o flexotracción, según las especificaciones del proveedor y las exigidas por el mandante.

En obra deberá controlarse, además de la resistencia, las dimensiones geométricas, las condiciones de las pestañas y aristas, y el aspecto superficial (huecos, microfisuras, etc.).

Es importante señalar que el control de los aspectos físicos debe realizarse en el momento de recepción de los elementos, de modo de definir las responsabilidades del proveedor y el contratista.

5.3. CONTROL DEL RELLENO

El objetivo de este control es comprobar que el material que se va a utilizar cumple con las especificaciones de diseño indicadas en los planos y especificaciones técnicas, ya sea por el origen del material, por su selección, por problemas de carga, transporte o descarga.

Es recomendable controlar todas las capas del relleno, a lo menos en forma visual (sobretamaño, nidos, huellas debidas a tráfico, etc.) y con el paso de vehículos (camiones).

Este control deberá realizarse en las siguientes etapas:

5.3.1 En su origen (yacimiento o planta)

Deberá certificarse que el material que se extrae cumple con:

- % bajo malla ASTM N° 200
- contenido de sales solubles
- resistividad
- pH
- contenido orgánico

5.3.2 En el acopio

Del material de origen, una vez seleccionado (tamizado), se certificará que cumpla:

- % bajo malla ASTM N° 200
- tamaño máximo
- ángulo de fricción interna

5.3.3 En la obra

En la faena, se controlará la colocación y compactación cumpliendo con:

- % bajo malla ASTM N° 200
- tamaño máximo
- densidad máxima seca
- ángulo de fricción interna (si no fue controlado en su origen 5.3.1 o en el acopio 5.3.2.)

Los ensayos para certificar dicho cumplimiento, cuando correspondan, serán los indicados en Tabla 3.

Tabla 3: Ensayos para realización de controles de relleno

% bajo ASTM N° 200 y tamaño máximo	granulometría y límites de Atterberg
densidad máxima seca	Proctor Modificado o Densidad Relativa
sales solubles	ASTM D 4542
resistividad	ASTM G 57
pH	ASTM D 4972
contenido orgánico	ASTM D 2974
ángulo de fricción interna	corte directo o triaxial

La frecuencia del muestreo y ensayos deberán ser determinados por el proveedor, el mandante o la ITO, en función del origen del material (natural o de planta), volumen de la obra y tipo de obra.

Los resultados de los ensayos deben cumplir con las bases de cálculo y especificaciones técnicas del proyecto. Si no fuera así, se rechazará el material, procediendo a buscar otro que las cumpla, o podrá consultarse al proveedor, quien, con la autorización del mandante o ITO, recalculará el muro para las nuevas condiciones.

5.4. TOLERANCIAS DE MONTAJE

El montaje del muro deberá cumplir con las medidas geométricas indicadas en los planos del proyecto, tanto en elevación como planta, así como las tolerancias definidas en las especificaciones técnicas particulares.

Las medidas geométricas podrán ser comprobadas con una mira y nivel, en distintos puntos del desarrollo del muro. Los puntos locales podrán ser verificados con regla y plomo.

La tolerancia de desaplome total recomendada debería ser menor a 1% de la altura total del muro, es decir, no mayor a $h/100$, con h = altura del muro.

Sin desmedro de lo anterior, el mandante podrá exigir en las especificaciones, y previo al montaje, una tolerancia diferente a la señalada, considerando las recomendaciones del proveedor y las condiciones de la obra.

5.5 VERIFICACION DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

Tanto las bases de cálculo como las especificaciones de diseño indicadas en los planos deben exponer en forma clara y destacada, "los parámetros de diseño", es decir, los valores de las propiedades índices que definen la seguridad y vida útil de la obra.

Dichos parámetros son:

- vida útil
- parámetros del relleno del macizo de tierra reforzada
- parámetros del relleno posterior del macizo de tierra reforzada
- parámetros del suelo de apoyo del macizo de tierra reforzada
- sobrecargas de diseño parámetros sísmicos

La vida útil queda definida por la exigencia operativa de la obra, y puede verificarse en base a la corrosión (espesor de sacrificio) de diseño utilizada para dicha vida. En el caso del uso de suelos muy agresivos, será posible dejar una armadura "testigo", a la cual se le podrá hacer un seguimiento en el tiempo.

Los parámetros de diseño del macizo de tierra reforzada son la densidad del relleno y ángulo de fricción interna del mismo. El primero puede obtenerse del ensayo del Proctor Modificado o Densidad Relativa, mientras el segundo puede obtenerse de ensayo de corte directo o triaxial. Esto es válido para el relleno posterior y el suelo de apoyo, este último definido por el estudio de mecánica de suelos propio del proyecto.

Las sobrecargas de diseño deberán cumplir las exigencias para las cuales está diseñado el muro, verificándose en base a lo indicado por el mandante, por la norma de diseño a la cual responde o la opinión de un organismo competente.

Los parámetros sísmicos deberán cumplir con las exigencias de aceleración, amplificación y amortiguamiento propias de la zona sísmica en la cual está emplazado el muro, pudiendo ser verificadas en base a una norma sísmica o la opinión de un organismo competente e independiente.

CAPITULO VI

ESTUDIO TECNICO - ECONOMICO COMPARATIVO ENTRE MURO DE TIERRA ARMADA Y MURO DE HORMIGON ARMADO TRADICIONAL.

6.1 MUROS DE TIERRA ARMADA

Para realizar el estudio de precios se consideró una sección de muro de 30 metros, en el cual cambiaran las alturas para sus efectos de estudio de costos.

En cuanto al terreno, este es una superficie plana al cual se le realizará un escarpe (con compactación) de 15 cm.

El terreno de fundación para los dos muros (TIERRA ARMADA Y HORMIGON ARMADO) será el mismo de mediana calidad sin necesidad de realizar un mejoramiento.

A continuación se presenta un resumen del presupuesto en función de las actividades mas relevantes .

Se realizara un estudio de costos para muros de tierra armada con altura de 5, 7 y 9 metros

Se considero una longitud de armaduras del orden de un 65% de la altura útil del muro.

Se consideró un porcentaje de materiales menores (ítem 6) el cual cubrirá el desgaste de herramientas y elementos menores a considerar.

En el ítem 4 (montaje) sólo está considerado la mano de obra para la colocación de las escamas, a un ritmo de 50 m² de paramento por día, y no representa la totalidad de la mano de obra de la construcción ya que esta última está incluida en los precios de las distintas actividades.

MURO TIERRA ARMADA ALTURA 5MTS

1.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Excavacion solera	M3	1,35	5200	7020
Escarpe	M3	60	4500	270000
			SUB TOTAL	277020

2.- PLACAS (80)	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Hormigon H30	M3	27	45000	1215000
Moldajes Metalicos	M2	180	2850	513000
			SUB TOTAL	1728000

3.- ARMADURAS	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Tiras A52 - 34ES	U	400	4600	1840000
Pernos 1/2 - 1 1/4 AR	U	400	300	120000
			SUB TOTAL	1960000

4.- MONTAJE	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Capataz	HH	28	1900	53200
Maestro albañil	HH	28	1700	47600
Jornal	HH	84	670	56280
Grua (5T)	HM	28	10000	280000
			SUB TOTAL	437080

5.- RELLENO DE MURO	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Material de relleno	M3	665,3	2200	1463660
Camiones	HM	28	13100	366800
Retroexcavadora	HM	28	15000	420000
Rodillo	HM	28	13000	364000
			SUB TOTAL	2614460

6.- MATERIALES MENORES	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Herramientas	GL	1	600000	600000
			SUB TOTAL	600000

COSTO DIRECTO	7616560
UTILIDADES 10%	761656
GASTOS GENERALES 25%	1904140
COSTO TOTAL	10282356
IVA 19%	1953648
TOTAL	12236004

MURO TIERRA ARMADA ALTURA 7MTS

1.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Excavacion solera	M3	1,35	5200	7020
Escarpe	M3	132,6	4500	596700
			SUB TOTAL	603720

2.- PLACAS (110)	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Hormigon H30	M3	37,125	45000	1670625
Moldajes Metalicos	M2	247,5	2850	705375
			SUB TOTAL	2376000

3.- ARMADURAS	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Tiras A52 - 34ES	U	550	5500	3025000
Pernos 1/2 - 1 1/4 AR	U	550	300	165000
			SUB TOTAL	3190000

4.- MONTAJE	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Capataz	HH	40	1900	76000
Maestro albañil	HH	40	1700	68000
Jornal	HH	120	670	80400
Grua (5T)	HM	40	10000	400000
			SUB TOTAL	624400

5.- RELLENO DE MURO	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Material de relleno	M3	1291,7	2200	2841740
Camiones	HM	40	13100	524000
Retroexcavadora	HM	40	15000	600000
Rodillo	HM	40	13000	520000
			SUB TOTAL	4485740

6.- MATERIALES MENORES	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Herramientas	GL	1	670000	670000
			SUB TOTAL	670000

COSTO DIRECTO	11949860
UTILIDADES 10%	1194986
GASTOS GENERALES	
25%	2987465
COSTO TOTAL	16132311
IVA 19%	3065139
TOTAL	19197450

MURO TIERRA ARMADA ALTURA 9MTS

1.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Excavacion solera	M3	1,35	5200	7020
Escarpe	M3	208,8	4500	939600
			SUB TOTAL	946620

2.- PLACAS (140)	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Hormigon H30	M3	47,25	45000	2126250
Moldajes Metalicos	M2	315	2850	897750
			SUB TOTAL	3024000

3.- ARMADURAS	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Tiras A52 - 34ES	U	700	6500	4550000
Pernos 1/2 - 1 1/4 AR	U	700	300	210000
			SUB TOTAL	4760000

4.- MONTAJE	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Capataz	HH	48	1900	91200
Maestro albañil	HH	48	1700	81600
Jornal	HH	144	670	96480
Grua (5T)	HM	48	10000	480000
			SUB TOTAL	749280

5.- RELLENO DE MURO	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Material de relleno	M3	2088	2200	4593600
Camiones	HM	48	13100	628800
Retroexcavadora	HM	48	15000	720000
Rodillo	HM	48	13000	624000
			SUB TOTAL	6566400

6.- MATERIALES MENORES	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Herramientas	GL	1	700000	700000
			SUB TOTAL	700000

COSTO DIRECTO	16746300
UTILIDADES 10%	1674630
GASTOS GENERALES 25%	4186575
COSTO TOTAL	22607505
IVA 19%	4295426
TOTAL	26902931

6.2. MUROS DE HORMIGON ARMADO

Se consideraron para el presupuesto muros de alturas similares a los de tierra armada muro. El presupuesto del muro se calculó en base a los datos entregados por Rodrigo Carrasco calculista de la oficina de Hugo Marchetti.

Se consideró que la estructura está emplazada en un terreno con las mismas características del muro de tierra armada.

La longitud del muro es de 30 metros.

La geometría del muro y el detalle de enfierradura se indicaran en el anexo de esta tesis.

El en el muro de hormigón armado de 9 mts. se considera diente en la base para asegurar que no se produzca deslizamiento entre el muro y el suelo de fundación.

MURO HORMIGON ARMADO ALTURA 5MTS

1.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Excavacion y escarpe	M3	53,63	4500	241335
Relleno compactado	M3	307	6000	1842000
			SUB TOTAL	2083335

2.- HORMIGON	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
H30	M3	115	45000	5175000
H5 emplantillado	M3	4,875	25000	121875
			SUB TOTAL	5296875

3.- MOLDAJE	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Buena calidad (acero)	M2	50	8200	410000
Baja calidad (madera)	M2	50	4500	225000
			SUB TOTAL	635000

4.- ENFIERRADURA	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Acero A63-42H	KG	6500	270	1755000
			SUB TOTAL	1755000

5.- MATERIALES MENORES	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Herramientas	GL	1	600000	600000
			SUB TOTAL	600000

	1037021
COSTO DIRECTO	0
UTILIDADES 10%	1037021
GASTOS GENERALES 25%	2592553
	1399978
COSTO TOTAL	4
IVA 19%	2659959

TOTAL	16659742
--------------	-----------------

MURO HORMIGON ARMADO ALTURA 7MTS

1.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	Unidad	Cantida d	P.Unitario	TOTAL
Excavacion y escarpe	M3	107	4500	481950
Relleno compactado	M3	535	6000	3210000
			SUB TOTAL	3691950

2.- HORMIGON	Unidad	Cantida d	P.Unitario	TOTAL
H30	M3	210	45000	9450000
H5 emplantillado	M3	6,3	25000	157500
			SUB TOTAL	9607500

3.- MOLDAJE	Unidad	Cantida d	P.Unitario	TOTAL
Buena calidad (acero)	M2	70	8200	574000
Baja calidad (madera)	M2	70	4500	315000
			SUB TOTAL	889000

4.- ENFIERRADURA	Unidad	Cantida d	P.Unitario	TOTAL
Acero A63-42H	KG	10000	270	2700000
			SUB TOTAL	2700000

5.- MATERIALES MENORES	Unidad	Cantida d	P.Unitario	TOTAL
Herramientas	GL	1	620000	620000
			SUB TOTAL	620000

COSTO DIRECTO	17508450
UTILIDADES 10%	1750845
GASTOS GENERALES 25%	4377113
COSTO TOTAL	23636408
IVA 19%	4490917

TOTAL	28127325
--------------	-----------------

MURO HORMIGON ARMADO ALTURA 9MTS

1.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Excavacion y escarpe	M3	176	4500	792000
Relleno compactado	M3	825	6000	4950000
			SUB TOTAL	5742000

2.- HORMIGON	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
H30	M3	330	45000	14850000
H5 emplantillado	M3	8,025	25000	200625
			SUB TOTAL	15050625

3.- MOLDAJE	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Buena calidad (acero)	M2	90	8200	738000
Baja calidad (madera)	M2	90	4500	405000
			SUB TOTAL	1143000

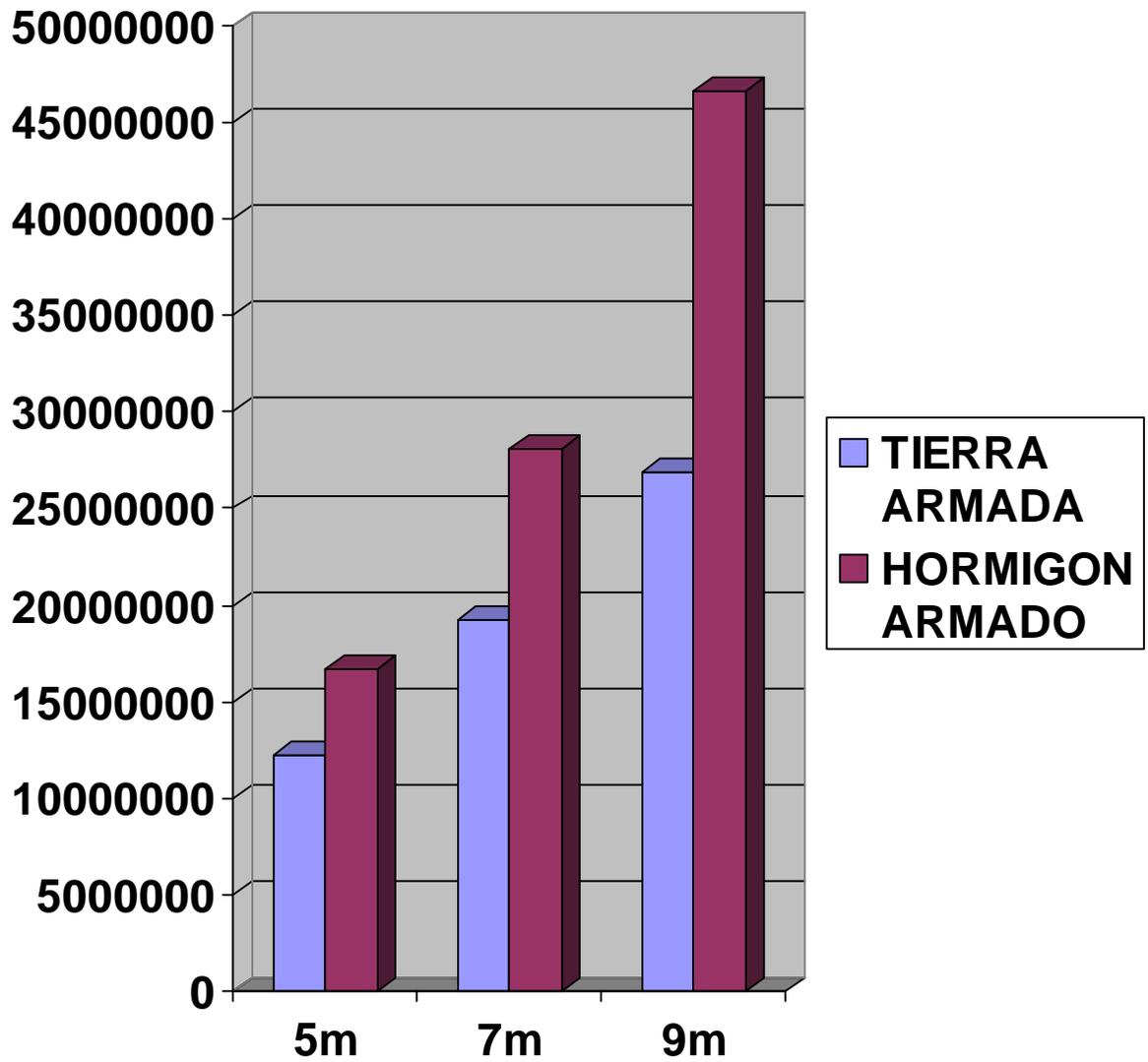
4.- ENFIERRADURA	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Acero A63-42H	KG	24000	270	6480000
			SUB TOTAL	6480000

5.- MATERIALES MENORES	Unidad	Cantidad	P.Unitario	TOTAL
Herramientas	GL	1	620000	620000
			SUB TOTAL	620000

COSTO DIRECTO	29035625
UTILIDADES 10%	2903563
GASTOS GENERALES 25%	7258906

COSTO TOTAL	39198094
IVA 19%	7447638

TOTAL	46645732
--------------	-----------------

6.3 GRAFICO COMPARATIVO DE COSTOS**TIERRA ARMADA v / s HORMIGON ARMADO**

6.4 COMPARACION MURO DE TIERRA ARMADA CON UN MURO TRADICIONAL DE HORMIGON

Las características de la tierra armada que pueden resultar más ventajosas con respecto a los muros tradicionales de hormigón son:

La flexibilidad. El mecanismo de tierra armada en sí es muy flexible lo que permite adaptarse a terrenos con características geotécnicas mediocres.

En tierra armada generalmente se admiten asentamientos mucho mayores que los que se toleran en estructuras tradicionales. Al ser más flexible tiene un mejor comportamiento ante esfuerzos dinámicos por lo que puede soportar vibraciones de gran magnitud, deformándose sin colapsar (demostrado por los ensayos efectuados por el Laboratorio de los Ferrocarriles Japoneses).

Las estructuras de tierra armada, tanto por su densidad como por su geometría permite un reparto de cargas más efectivo que en estructuras de hormigón tradicional.

Debido al tipo de técnica constructiva la tierra armada presenta grandes ventajas ya que su construcción (similar a un terraplén) no presenta complicaciones, en cuanto a la poca variedad de actividades a realizar, lo que permite una mecanización del trabajo y por consiguiente un mejor rendimiento.

Para obras transitorias, la tierra armada presenta una excelente alternativa frente a estructuras tradicionales ya que posibilita un fácil montaje y desmontaje de la estructura, permitiendo así un total recuperación de los materiales.

La mayoría de estas características, rapidez de ejecución, mecanización de la obra, necesidad de mano de obra no especializada, etc. se traducen en un menor costo para el sistema, característica que no ha sido superada por las obras comunes, y que es un factor determinante en sectores en que la mano de obra tiene un costo elevado.

De los valores entregados por el análisis de precios antes mencionados, es posible visualizar la marcada diferencia en el costo entre ambos métodos, el que se traduce básicamente en el aumento en la cantidad de hormigón que requiere ser utilizado en la obra tradicional.

El costo de una obra de tierra armada depende no sólo de el valor de la construcción de la obra sino que, además, debe incluir el costo de mantenimiento y limpieza de la estructura, como la reposición de alguna componente que eventualmente haya sido dañada.

En la actualidad, no existen suficientes datos publicados en relación con el costo relativo de una obra de tierra armada en comparación con el precio de una estructura del tipo convencional, ya que esto depende exclusivamente del tipo de obra a utilizar y del medio en que está inmerso la estructura, ya que variables como el tipo de suelo, la geografía del terreno, etc. son los que definen el diseño de la estructura a utilizar (ya sea en tierra armada o en hormigón armado u otro) y por ende el costo que de este estudio derive.

Schlosser (1976) ha citado ahorros en un rango que va desde el 25% al 65 y en diferentes tipos de estructuras, los cuales se concentran básicamente en la disminución del costo de la fundación de la estructura ya que, al construir en tierra armada, se eliminan las grandes fundaciones y los mejoramientos en base a pilotes que se utilizan en suelos de baja calidad.

Como ejemplo se puede citar el caso de la construcción de un viaducto en (Francia) el cual, por estar situado en un suelo de muy baja calidad se requería la construcción de pilotes de varios metros de profundidad. Al hacer el estudio y posterior construcción de la estructura en tierra armada, se verificó una economía de un 35% con respecto.

Por otro lado, en suelos que tienen buenas condiciones para poder fundar sobre ellos, el costo en tierra armada se estima que, sobre los 4 metros de altura, comienzan a ser más económicos que los muros de construcción tradicional, pero bajo esta altura el costo suele ser mayor.

El montaje de la piel y de las armaduras no requiere personal especializado, su colocación se realiza desde el interior del macizo, eliminando la utilización de andamios exteriores, situación que es imposible de subsanar en la construcción de obras comunes tradicionales, ventaja que se traduce en una alternativa excelente para el trabajo en zonas de tráfico.

En la construcción de una obra en tierra armada se trabaja simultáneamente en el paramento y en el relleno, con lo cual se consigue una gran rapidez de ejecución (siempre y cuando los materiales estén en stock en obra).

Sabido es que en obras de hormigón con construcción tradicionales de grandes magnitudes, es necesario construir primero el muro y muchas veces éste se realiza en etapas (alternadas en sectores intermedios), colocando la enfierradura, luego el moldaje, hormigonar, dar un adecuado tiempo de fraguado para luego desmoldar, lo que se traduce en una gran cantidad de actividades que demandan tiempo de ejecución, por lo demás, es necesario tener terminada completamente toda la obra de hormigón para comenzar con el relleno.

Los muros de tierra armada no necesitan de fundaciones especiales, incluso en el caso de suelos de mala calidad, solo es necesario un hormigón de emplantillado para su emplazamiento, no así en obras tradicionales, que se realizan con fundaciones muchas veces de gran tamaño y en algunos casos es necesario mejorar terreno con algún tipo de método adicional.

Las escamas de hormigón prefabricado pueden ser sometidas a tratamientos superficiales con fines estéticos, lo que permite integrarse perfectamente a la topografía de la zona de ubicación de la obra, situación que no siempre es posible en las soluciones tradicionales.

ANEXOS

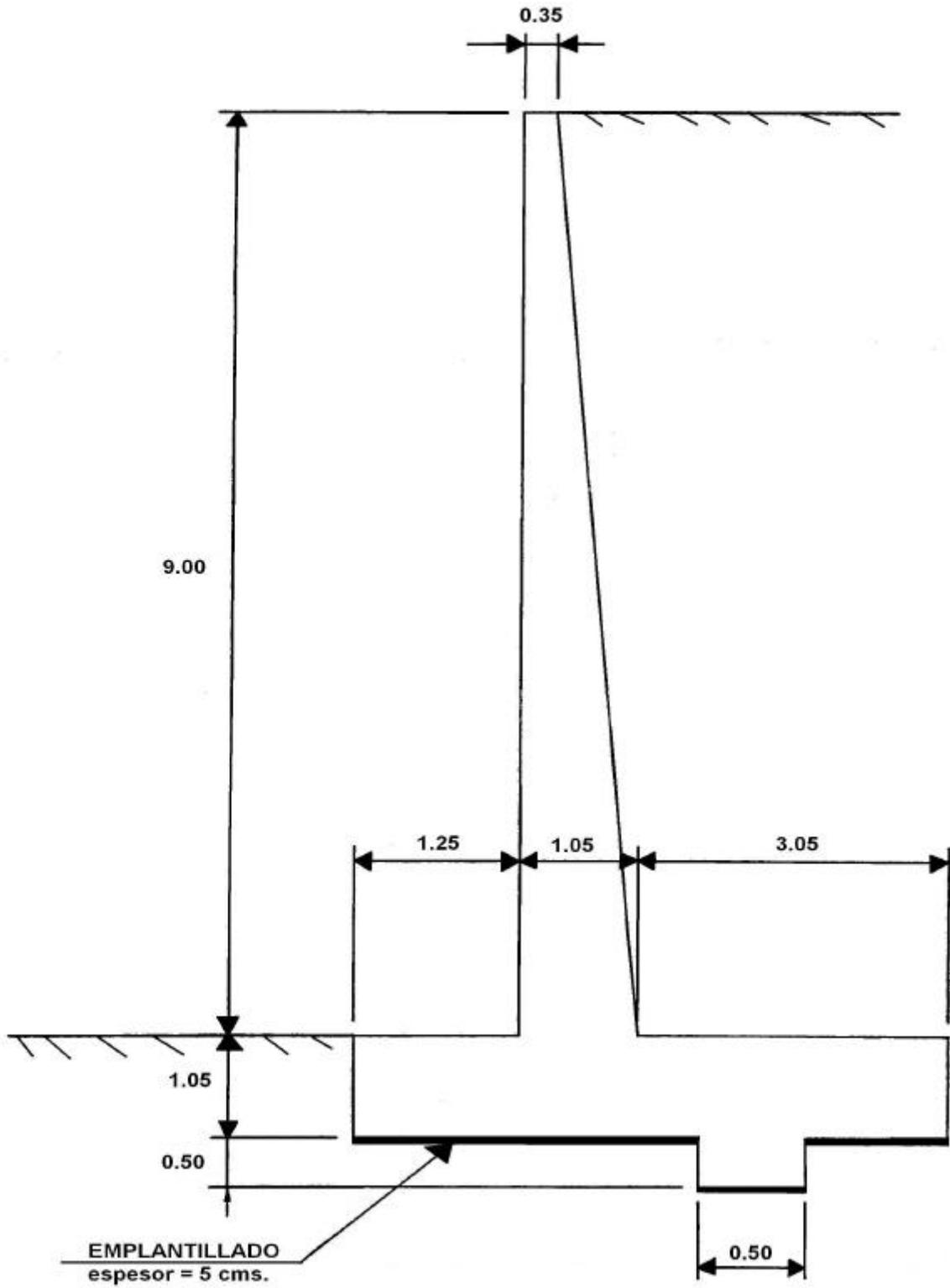
DOCUMENTOS ANEXOS

- **ANEXO 1:** “ESQUEMA MUROS DE HORMIGON ARMADO Y SUS RESPECTIVOS DETALLES DE ENFIERRADURAS”
- **ANEXO 2:** “VOCABULARIO TECNICO”.
- **ANEXO 3:** “ DIAMETROS NOMINALES, SECCIONES Y MASAS NOMINALES PARA BARRAS DE ACERO”.

ANEXO 1

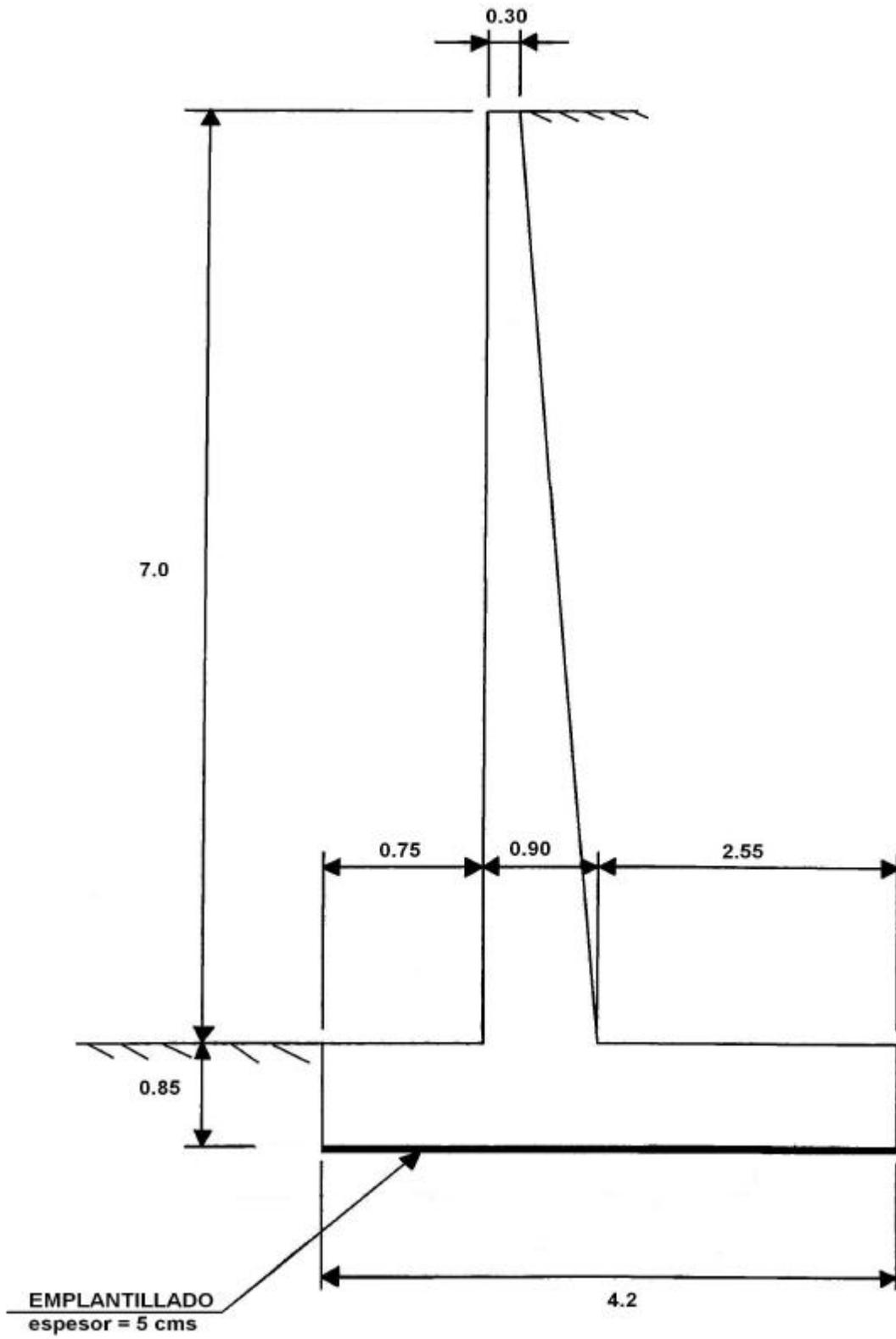
MURO DE CONTENCIÓN

ALTURA UTIL 9mts.



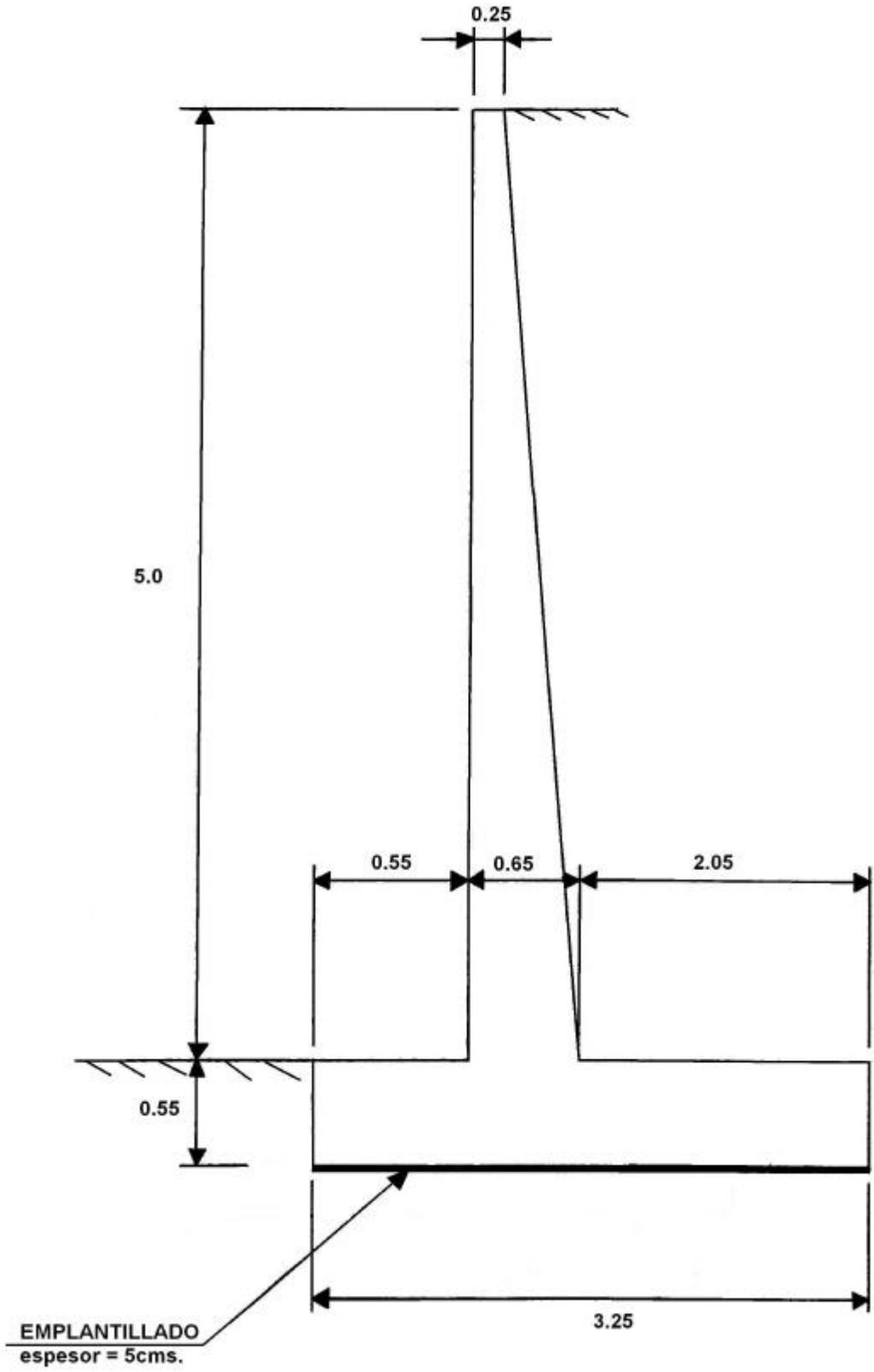
MURO DE CONTENCION

ALTURA UTIL 7mts



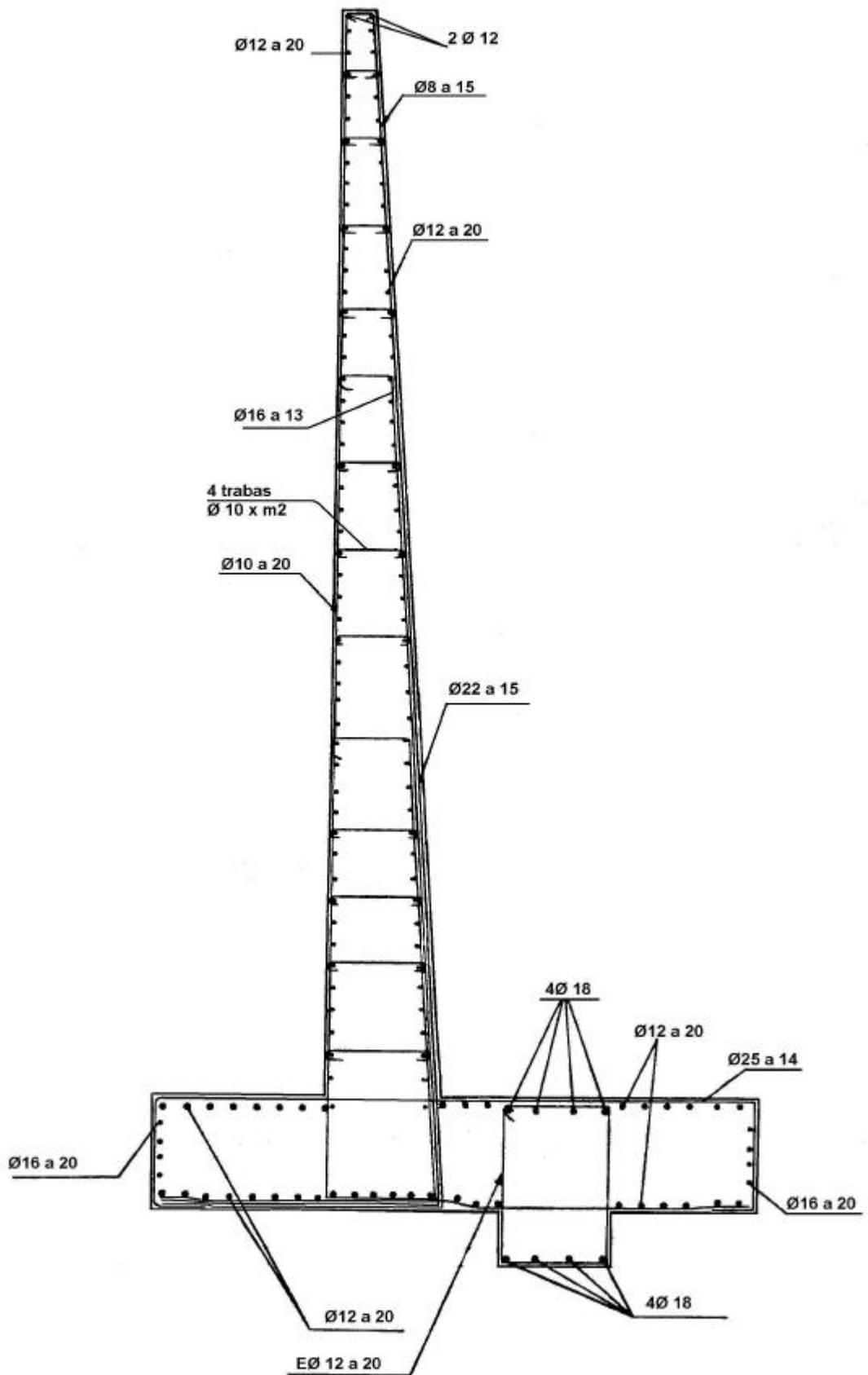
MURO DE CONTENCIÓN

ALTURA UTIL 5 mts

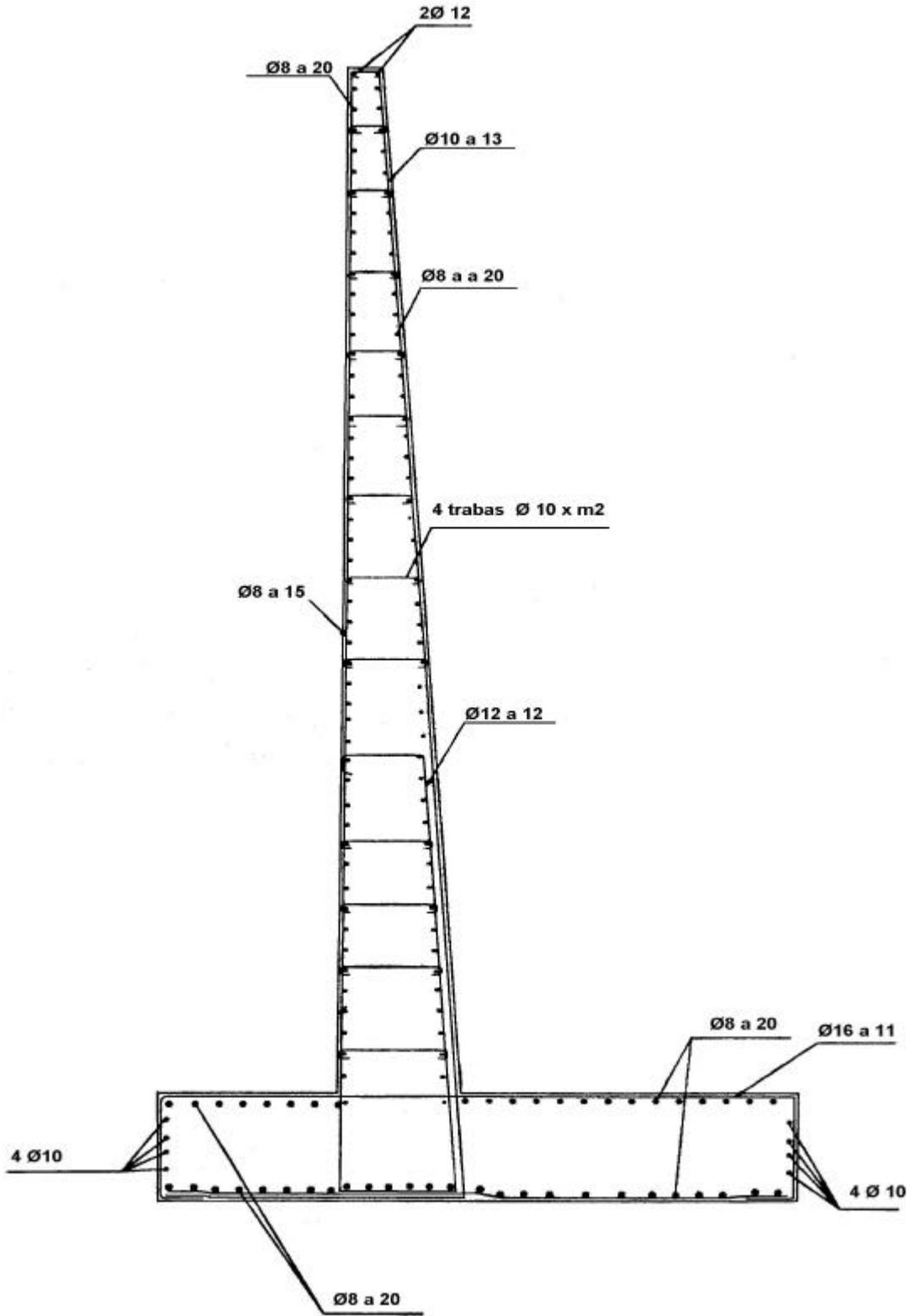


MURO DE CONTENCION
HORMIGON ARMADO
ALTURA UTIL 9 mts

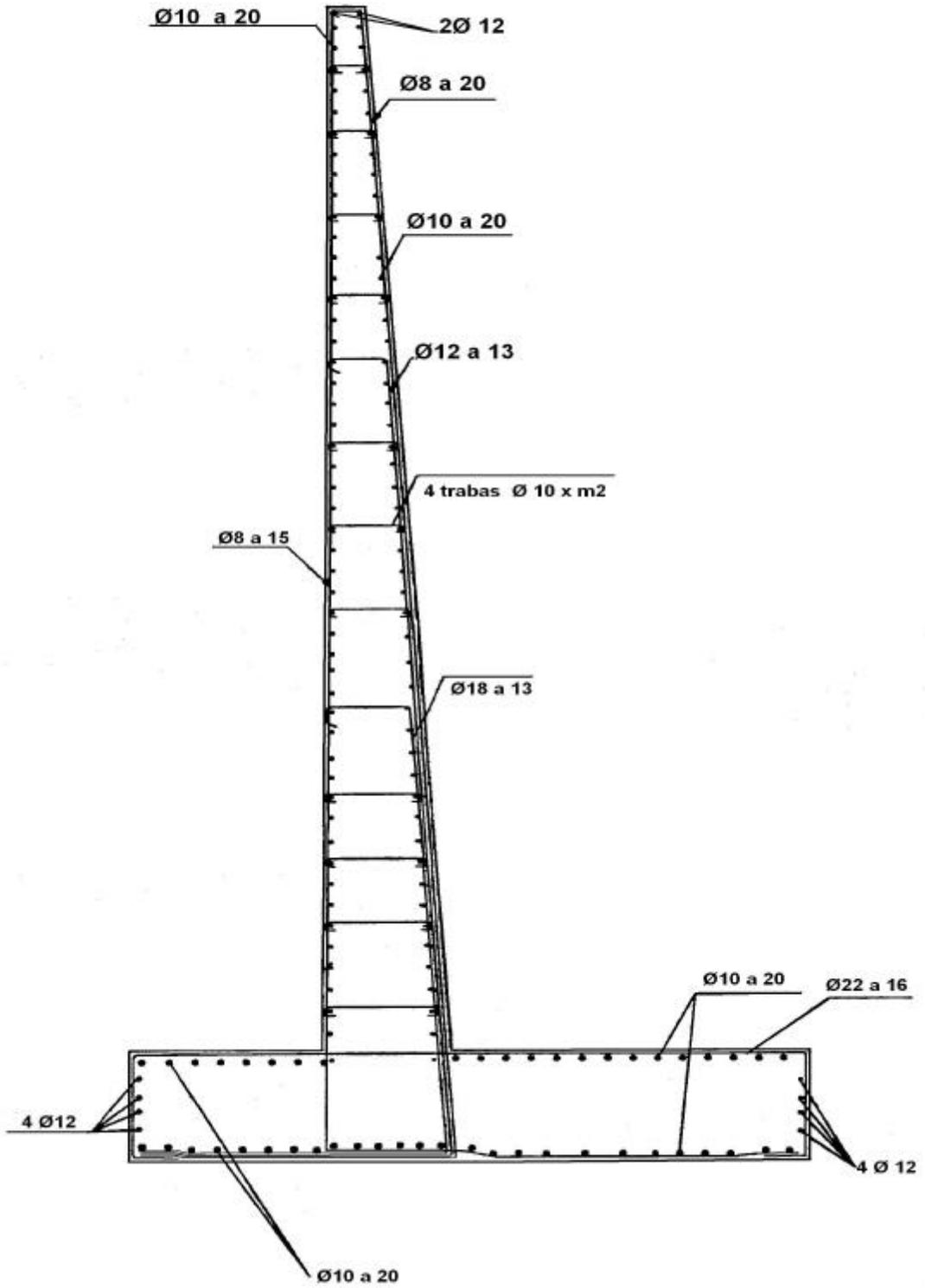
DETALLE ENFIERRADURA



MURO DE CONTENCIÓN
HORMIGÓN ARMADO
ALTURA ÚTIL 5 mts.
DETALLE ENFIERRADURA



MURO DE CONTENCION
HORMIGON ARMADO
ALTURA UTIL 7 mts
DETALLE ENFIERRADURA



ANEXO 2

Vocabulario Técnico

Geometría del muro: Se establece la sección tipo del muro, es decir, altura del muro, largo de la armadura, talud en pie y coronamiento del mismo, etc.

Condiciones del relleno del macizo: Corresponde al relleno que interactúa con la armadura y por lo tanto son parte del muro o macizo.

Relleno posterior: Corresponde al suelo que no interactúa con las armaduras y por lo tanto es contenido por el macizo de tierra armada. Se utiliza su peso unitario, ángulo de fricción interna y cohesión.

Suelo de apoyo: Donde se funda macizo de tierra armada.

Tipos de armaduras: Resistencia a la tracción, con o sin galvanizar, con o sin resaltes.

Geometría de las armaduras: Largo, ancho y alto.

Paramento: Paneles de hormigón prefabricados.

Compactación: Apisonamiento de la tierra para comprimirla e incrementar su densidad.

Contención: Muro enterrado en una de sus caras, que sirve para contrarrestar el empuje de un terreno, contener un terraplén, reforzar una construcción, etc.

Coronamiento: Fin de una obra.

Parámetro: Valor que presenta como una constante en una expresión o ecuación, pero que puede ser fijado a voluntad,

Rigidez: Que carece de flexibilidad para adaptarse a las circunstancias.

Rugosidad: Material que posee asperezas en su superficie.

ANEXO 3

DIAMETROS NOMINALES – SECCIONES – MASAS NOMINALES

PARA BARRAS DE ACERO

DIAMETRO NOMINAL (mm)	SECCION NOMINAL (cm2)	PERIMETRO NOMINAL (cm)	MASA NOMINAL (kg / M)
6	0,283	1,89	0,222
8	0,503	2,51	0,395
10	0,785	3,14	0,617
12	1,13	3,77	0,888
16	2,01	5,03	1,58
18	2,54	5,65	2
22	3,8	6,91	2,98
25	4,91	7,85	3,85
28	6,16	8,8	4,83
32	8,04	10,05	6,31
36	10,2	11,31	7,99