

Figura 13.33 Subdrenaje de un terraplén sobre afloramientos de agua.

13.11 DRENAJE POR ELECTROOSMOSIS

Desde el año 1930 el concepto de Electroosmosis fue introducido a la literatura. Aunque este sistema ha sido exitoso, el proceso no ha sido muy utilizado, probablemente por los costos de instalación del sistema y algunas incertidumbres técnicas sobre el proceso. Lo y otros diseñaron electrodos de cobre especiales para prevenir acumulación de gas alrededor del ánodo y permitir el flujo libre de agua desde el cátodo, sin necesidad de bombeo.

REFERENCIAS

- Beer P., Hegg U., Manassero V. (1992) "Landslide stabilization at Ancona, Italy, by deep drainage wells". Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, Christchurch, pp. 663-670.
- Bertram G. E. (1940) "An experimental investigation of protective filters". Harvard University. Cambridge. Publ. 267, serie 7.
- Bromhead E.N. (1984) "An analytical solution to the problem of seepage into counterfort drains" Canadian Geotechnical Journal vol. 21 p 657-662.
- Bruce, D.A., (1992). "Two New Specialty Geotechnical Processes for Slope Stabilization", Proceedings: Stability and Performance of Slopes and Embankments – II, ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, Berkeley, California, pp. 1,505 – 1,519.
- Choi, E.C.C. (1977) "Seepage around horizontal drains-two and three dimensional finite element analysis". Hong Kong Engineer, Vol. 5, No. 9 pp. 35-39.
- Collota, Manassero T.W., Moretti P.C., (1988), "An Advanced Technology in deep drainage of slopes". Proc., Fifth international Symposium on landslides, Lausanne, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol.2, pp. 887-892.
- Geotechnical Engineering office (1984) "Geotechnical manual for slopes". Hong Kong, 306 p.
- Geotechnical Engineering office (1993) "Review of granular and geotextile filters". Hong Kong, 141 p.
- Holtz, R.D.M.B. Jamiolkowski, R. (1991). "Prefabricated vertical drains: Design and Performance". CIRIA Series. Butterworth-Heineman, London, 131 pp.

- Kenney, T.C. , Pazin, M. , Choi, W.S. (1977) "Design of horizontal drains for soils slopes". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, pp. 1311-1323.
- Lo K.Y., Inculet. I.I., Ho H.S. (1991). "Electroosmotic strengthening of soft sensitive clays". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, pp. 62-73.
- Lo, K.Y., Ho H.S., Inculet I.I. (1991). "Field test of electroosmotic strengthening of soft sensitive clays". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, pp. 74-83.
- Prellwitz, R.W. (1978). "Analysis of parallel drains for highway cut-slope stabilization" Proceedings of the sixteenth Annual Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, boise, Idaho, pp. 153-180.
- Schuler U., Brauns J. (1992). "Behaviour of coarse and well-graded filters". Proceedings of the first international conference geo-filters. Karlshue-germany. pp. 3-26.
- Terzaghi, K. , Peck R. (1948) " Soil mechanics in engineering practice". John Wiley and Sons, New York.
- Valore C., Farulla C.A. (1996) "Evolution of safety conditions of slopes stabilised by drainage galleries". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1817-1822.
- Woodward Clyde Consultants, (1994). "Letter to Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., concerning remedial measures to repair the landslide at California State Road 4 at Willow Pass."
- Zaradny, H. , Feddes R.A. (1979) "Calculation of non-steady flow towards a drain in saturated-unsaturated soil by finite elements". Agricultural. Water Management. 2:37-53.

14 Estructuras de Contención o anclaje

14.1 INTRODUCCION

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad.

Deben diferenciarse dos condiciones de diseño de una estructura de contención totalmente diferentes así:

1. Condición de talud estable

Este es el caso típico de muro de contención analizado en los textos de mecánica de suelos y fundaciones. Se supone que el suelo es homogéneo y se genera una presión de tierras de acuerdo a las teorías de Rankine o Coulomb y la fuerza activa tiene una distribución de presiones en forma triangular.

2. Condición de deslizamiento

En el caso de que exista la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento o se trate de la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales (Figura 14.1). El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar.

Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

El costo de construir una estructura de contención es generalmente, mayor que el de conformar un talud, por lo tanto debe estudiarse con mucho cuidado su efectividad como método de estabilización y durante el diseño debe hacerse todo el esfuerzo por mantener su altura lo más baja posible.

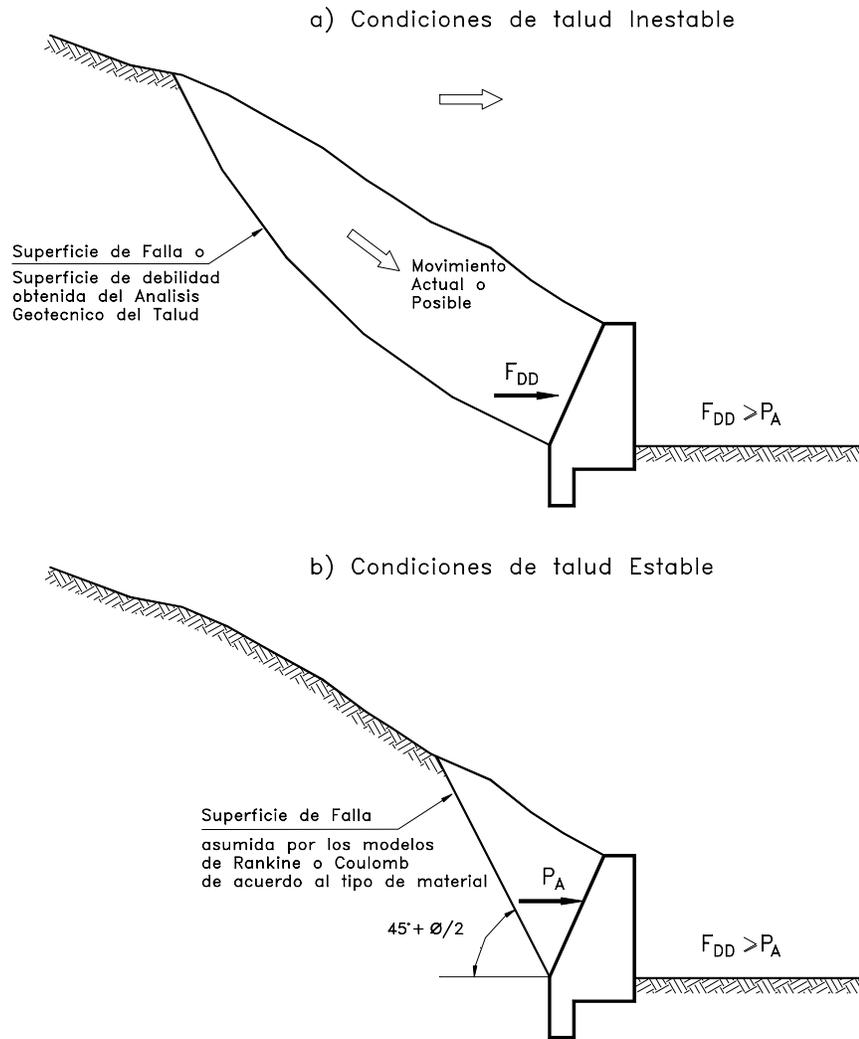


Figura 14.1 Condiciones de diseño para muros de contención

Tipos de Estructura

Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas.

1. Muros masivos rígidos

Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención.

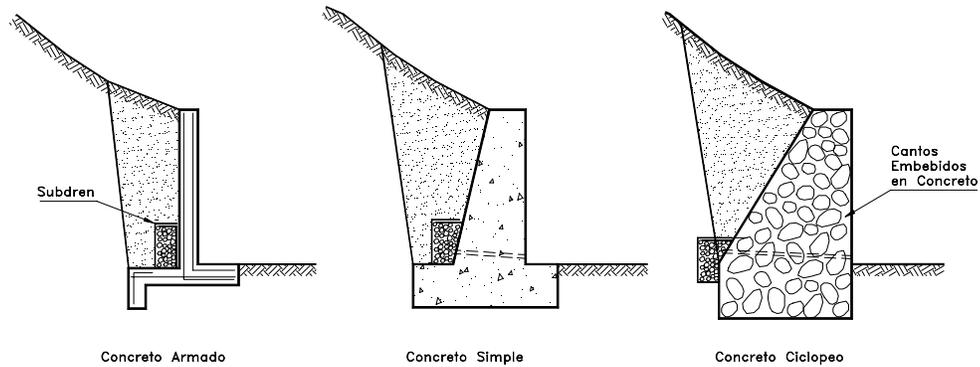


Figura 14.2 Esquema de muros rígidos

Tabla 14.1 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes.

2. Muros masivos Flexibles

Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura.

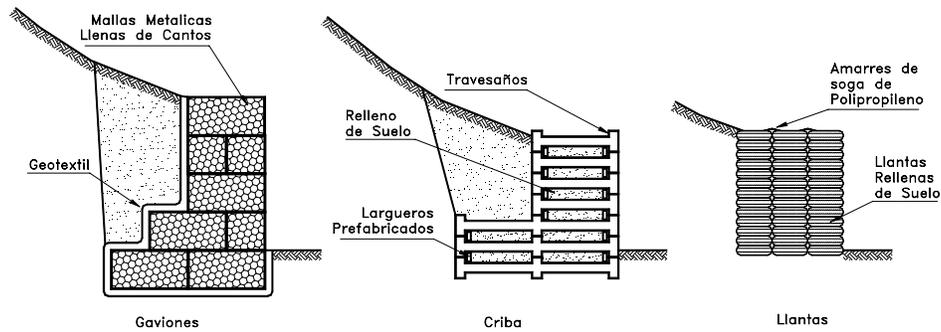


Figura 14.3 Esquema de muros flexibles

Tabla 14.2 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible

Muro	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra - Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

3. Tierra Reforzada

Las estructuras de tierra reforzada son terraplenes donde el suelo es su principal componente; y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. Internamente deben su resistencia principalmente, al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente. Puede adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

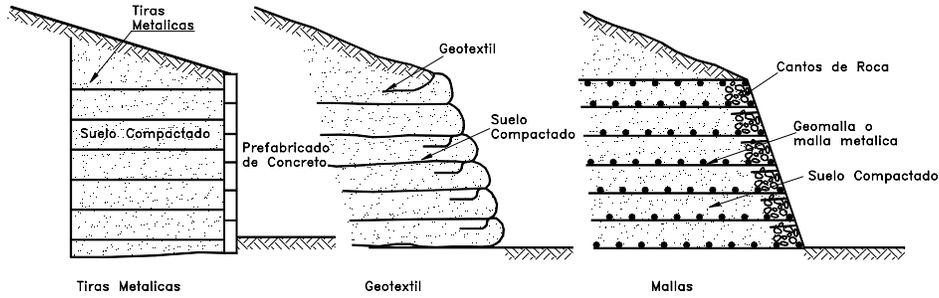


Figura 14.4 Esquema de estructuras de tierra reforzada

Tabla 14.3 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada.

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar.
Refuerzo con malla	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.

4. Estructuras ancladas

En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente, de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con un cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa.

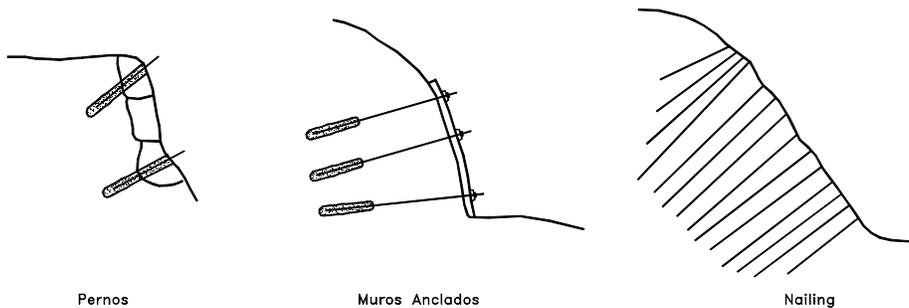


Figura 14.5 Esquema de estructuras ancladas.

Tabla 14.4 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.

Estructura	Ventajas	Desventajas
Anclajes y pernos individuales	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Pueden sufrir corrosión.
Muros Anclados	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
Nailing o pilotillos tipo raíz (rootpiles)	Muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.

5. Estructuras Enterradas

Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante.

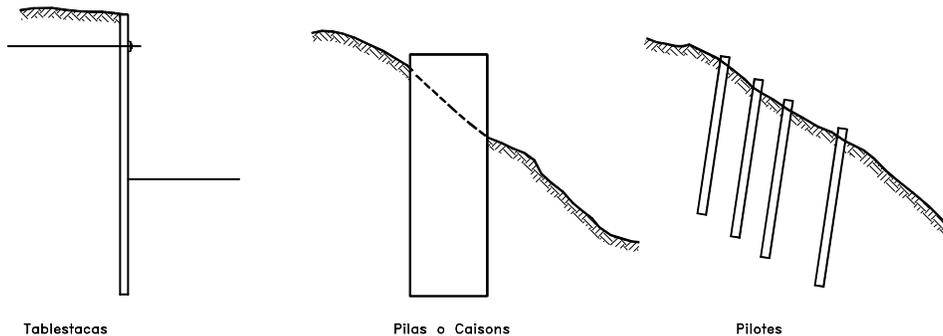


Figura 14.6 Esquema de estructuras enterradas

Tabla 14.5 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada.

Tablestaca	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
Pilas o Caissons	No se requiere cortar el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios caissons pueden ser construidos simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

Existen otros tipos de muro de contención, los cuales no son analizados en el presente libro, pero que generalmente, se pueden asimilar en su comportamiento a alguna de las estructuras indicadas anteriormente.

Cuando existan varias alternativas de estructuras de contención se debe realizar una comparación económica, basada tanto en los costos iniciales de construcción como en el costo subsecuente de mantenimiento.

Selección del tipo de estructura de contención

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de contención:

- a. Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- b. Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- c. Condiciones del terreno y agua freática.
- d. Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- e. Disponibilidad de materiales.
- f. Tiempo disponible para la construcción.
- g. Apariencia.
- h. Vida útil y mantenimiento

Criterios de Comportamiento

Una estructura de contención y cada parte de esta, requiere cumplir ciertas condiciones fundamentales de estabilidad, rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc., durante la construcción y a lo largo de su vida útil y en muchos casos se requiere plantear alternativas para poder cumplir con las necesidades de un proyecto específico. Estas alternativas pueden requerir de análisis y cálculos adicionales de interacción suelo - estructura. En todos los casos el diseño debe ser examinado de una manera crítica a la luz de la experiencia local. Cuando una estructura de contención no satisface cualesquiera de sus criterios de comportamiento se puede considerar que ha alcanzado el "Estado Límite". Durante el período de diseño se deben discutir en toda su extensión todo el rango posible de estados límite.

Las siguientes clases principales de estado límite deben analizarse:

a. Estado límite último

Es el estado en el cual se puede formar un mecanismo de falla, bien sea en el suelo o en la estructura (inclinación o fractura). Para simplicidad en el diseño debe estudiarse el estado inmediatamente anterior a la falla y no el colapso total del muro.

b. Estado límite de servicio

Es el estado en el cual no se cumple un criterio específico de servicio. Los estados límite de servicio deben incluir los movimientos o esfuerzos que hagan ver una estructura deformada o "fea", que sea difícil de mantener o que se disminuya su vida útil esperada. También se debe tener en cuenta su efecto sobre estructuras adyacentes o redes de servicios. Siempre que sea posible, una estructura de contención debe

diseñarse en tal forma que se muestren signos visibles de peligro que adviertan de una falla. El diseño debe evitar que pueda ocurrir falla súbita o rotura, sin que hayan ocurrido previamente deformaciones que indiquen que puede ocurrir una falla.

Se recomienda en todos los casos que las estructuras de contención tengan suficiente “ductilidad” cuando se acerquen a una falla.

Durabilidad y mantenimiento

Una durabilidad inadecuada puede resultar en un costo muy alto de mantenimiento o puede causar que la estructura de contención alcance muy rápidamente su estado límite de servicio o su estado límite último. Por lo tanto, la durabilidad del muro y la vía de diseño junto con los requisitos de mantenimiento deben ser considerados en el diseño, seleccionando adecuadamente las especificaciones de los materiales de construcción, teniendo en cuenta el clima local, y el ambiente del sitio donde se plantea colocar la estructura. Por ejemplo, el concreto, el acero y la madera se deterioran en forma diferente de acuerdo a las circunstancias del medio ambiente reinante.

Estética

Las estructuras de contención pueden ser un detalle dominante de un paisaje urbano o rural y debe realizarse un diseño adecuado para mejorar lo más posible su apariencia, sin que esto lleve a incrementos significantes en su costo.

Además de satisfacer los requerimientos de funcionalidad, la estructura de contención debe mezclarse adecuadamente con el ambiente a su alrededor para complacer las necesidades estéticas del paisaje.

Los aspectos que son importantes con referencia a su impacto estético son:

- a. Altura e inclinación de su cara exterior.
- b. Curvatura en planta. En ocasiones los muros son diseñados con un criterio de muro “ordinario”, cuando con el mismo costo se podría haber construido un muro “elegante”.
- c. Gradiente y conformación de la superficie del terreno aledaño. La cobertura vegetal debe ser un compañero constante de la estructura de contención.
- d. Textura de la superficie de la cara frontal, y la expresión y posición de las juntas verticales y horizontales de construcción.
- e. La corona de la estructura. Todo muro debería llevar un detalle arquitectónico en su corona que sea agradable a la vista.

La mejora del aspecto estético puede lograrse a través de una formaleta-estructura adecuada. En ocasiones diversos tipos de vegetación pueden incorporarse a la estructura para mejorar su apariencia, pero debe tenerse en cuenta que estas plantas no causen un daño al muro, a largo plazo. El consejo de un Arquitecto paisajista debe ser buscado para lograr efectos especiales.

Procedimientos de construcción

Es importante para la seguridad y economía, que los diseñadores de estructuras de contención tengan especial consideración con los métodos de construcción y los materiales a ser utilizados. Esto ayudará a evitar diseños peligrosos y puede resultar en economía significativa. Generalmente, se pueden lograr ahorros incorporando en parte los trabajos temporales dentro de la estructura permanente.

Selección y características del relleno

La escogencia del material de relleno detrás de una estructura de contención depende de los materiales disponibles, las condiciones del sitio la carga que se vaya a colocar sobre el relleno y el tipo de muro. El relleno ideal generalmente, es un material drenante, durable, de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales indeseables. Sin embargo la escogencia final del material depende de su costo y disponibilidad contra el costo de utilizar materiales de menor calidad pero de comportamiento aceptable.

El relleno detrás de un muro generalmente no debe contener:

Turba, material vegetal, maderas, materiales orgánicos o degradables, materiales tóxicos, materiales susceptibles a combustión, caucho, metales, plásticos o materiales sintéticos, lodo, arcillas expansivas, suelos colapsibles o materiales solubles.

También el relleno no debe ser químicamente agresivo; por ejemplo la presencia de sulfatos en los suelos puede acelerar el deterioro del concreto o el acero.

Colocación y compactación del relleno.

Todos los materiales que se coloquen detrás de estructuras de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados.

Al especificar el grado de compactación del relleno y de los filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir. Entre mayor sea el grado de compactación la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad es menor.

Generalmente se especifica que la densidad debe cumplir una especificación del 90% de la densidad Proctor modificado para el nivel de los 1.5 metros más alto del relleno y del 95% cuando se requiere pavimentar la superficie arriba del muro.

Debe tenerse en cuenta que la compactación produce presiones mayores sobre la estructura, por lo tanto el efecto de la compactación debe tenerse en cuenta en el diseño.

Debe demostrarse durante la etapa de diseño o antes de la construcción que los materiales a utilizar cumplen con la especificación. El diseñador debe especificar muy claramente el tipo, número y frecuencia de los ensayos de calidad, permitiendo que los ensayos puedan ser aumentados durante la construcción de acuerdo a la heterogeneidad de los materiales y al tamaño del muro.

Cuando el Contratista suministra el material el costo del relleno pueden minimizarse si se le permite una gama amplia de materiales, particularmente cuando materiales de buena calidad pueden encontrarse en la vecindad del sitio de trabajo, por lo tanto la especificación de los rellenos no debe ser demasiado restrictiva. El uso de rellenos de arcilla no es recomendable debido a los problemas asociados con expansión contracción, y consolidación pero a menudo son los únicos materiales disponibles. Los rellenos de limos uniformes no deben usarse porque esos materiales son prácticamente imposibles de compactar. Los rellenos compuestos de suelos finos, requieren de un drenaje adecuado para evitar la formación de presiones altas de poros. El relleno compuesto de roca fracturada es un material muy bueno para su uso como relleno de muros de contención. Generalmente, deben preferirse los materiales bien gradados y con pocas cantidades de finos.

El movimiento o migración de finos debe prevenirse y puede requerirse la construcción de filtros diseñados específicamente para prevenir que el suelo atraviese los enrocados.

Se requieren materiales de drenaje libre para llenar las canastas de los gaviones y el interior de los muros criba. Deben establecerse especificaciones particulares para el relleno de estructuras de concreto armado las cuales son muy sensibles a cualquier cambio en las fuerzas generadas por el relleno.

Método de construcción

La secuencia y método de construcción generalmente es determinado por el contratista sin embargo, hay ocasiones donde un método determinado de construcción o secuencia de operación debe indicarse en el diseño. En esos casos es necesario chequear que el método y las consecuencias de operación no son riesgosos por sí mismas.

En todos los casos debe establecerse una especificación en tal forma que el Interventor pueda comprobar su cumplimiento durante la construcción. Las tolerancias del muro terminado deben ser especificadas y estas deben tener en cuenta los posibles métodos de construcción, así como cualquier movimiento de asentamiento, etc., que pueda ocurrir durante el periodo constructivo.

Los procesos de excavación, relleno, bombeo del agua freática, etc., deben organizarse para evitar poner en peligro la estabilidad y reducir la resistencia de los elementos de la estructura, por ejemplo en el caso de un muro de contención diseñado para ser soportado lateralmente en su cabeza no debe permitirse el relleno hasta que este soporte haya sido construido.

Alternativamente la estructura debe diseñarse para las condiciones de carga que va a soportar durante el periodo de la construcción y deben indicarse las cargas permisibles durante este periodo.

Obras temporales

La influencia de obras temporales deben tenerse en cuenta en el diseño, por ejemplo el ángulo del talud seleccionado para la excavación temporal detrás del muro, puede afectar las presiones de tierra dependiendo de las resistencias del suelo del sitio y del relleno. En materiales blandos o sueltos puede ser más económico remplazarlos que construir un muro para resistir los altos empujes que ellos producen.

Las excavaciones requeridas para la construcción de una estructura de contención deben ser especificadas en el diseño y deben tener una estabilidad adecuada. Adicionalmente estas excavaciones no deben producir movimientos inaceptables en estructuras cercanas o redes de servicios. La superficie de los taludes temporales también debe ser protegida contra la erosión. Cuando los taludes temporales son altos (más de 7.5 metros) deben construirse bermas intermedias. Cualquier material blando en la interface entre el suelo del sitio y el relleno debe ser removido antes de iniciar el proceso de compactación.

Las excavaciones temporales que requieran soporte o entibado deben ser diseñadas adecuadamente y la secuencia de construcción debe ser cuidadosamente planeada. Se debe garantizar la estabilidad de cada etapa de la construcción y los diseños deben estar indicados en los planos de construcción.

Cuando el soporte lateral de la excavación sea retirado debe tenerse en cuenta que el proceso de relleno haya avanzado lo suficientemente para garantizar la estabilidad del talud.

Durante el proceso de excavación debe tenerse en cuenta el efecto del tráfico de vehículos, la exposición al clima, los movimientos sísmicos, etc. En algunos casos se puede requerir la construcción de muros provisionales en concreto o pantallas de concreto lanzado.

Es común que el control inadecuado del agua freática durante la construcción induce fallas en los taludes o produce debilidad de las fundaciones de los muros de contención por lo tanto deben diseñarse medidas para el control del agua freática.

Las excavaciones en suelos compresibles pueden producir el levantamiento del fondo de la excavación, lo cual puede a su vez producir asentamientos diferenciales del muro de contención.

Debe tenerse especial cuidado al controlar el nivel freático, que el drenaje puede producir asentamiento en las estructuras cercanas o en las redes de servicios, produciendo su rotura la cual a su vez puede traer como consecuencia la falla de la estructura de contención.

Excavaciones para colocar ductos después de construida la estructura

Es muy común que después de construido un muro se construya redes de servicios junto a las estructuras de contención utilizando zanjas. Por ejemplo, a lo largo de las carreteras se construyen gasoductos o poliductos enterrados entre la vía y los muros de contención.

Una recomendación prudente de diseño es que en los muros junto a las carreteras o calles debe asumirse en el diseño que algún día se va a construir una zanja de al menos un metro de profundidad en su pie.

Es recomendable que la mínima profundidad de cimentación de todo muro de contención sea de un metro por debajo del nivel del suelo en su pie para evitar que al construir zanjas para servicios el muro quede en el aire. En un muro empotrado la resistencia pasiva debe reducirse en el diseño para tener en cuenta la posibilidad de excavaciones de redes de servicios.

Manejo de los modelos matemáticos de análisis y diseño

Un modelo de cálculo generalmente consiste de un método de análisis basado en una teoría y un modelo de modificación de los resultados del análisis para asegurarse que los cálculos son ciertos.

Cargas a tener en cuenta en el análisis

Para cada situación de diseño deben obtenerse las cargas concentradas o distribuidas que pueden afectar la estructura de contención tales como peso del suelo, la roca y el agua, presiones de tierra, presiones estáticas de agua, presiones dinámicas del agua, sobrecarga y cargas sísmicas.

Adicionalmente, deben determinarse las cargas relacionadas con factores geológicos tales como la reptación del talud, la disolución de la roca, el colapso de cavernas; y de las actividades del hombre como excavaciones y uso de explosivos en sitios cercanos, así como el efecto de temperatura en áreas industriales y fundaciones de máquinas.

Es necesario algunas veces analizar las diversas combinaciones posibles de cargas y diseñar para la condición más crítica.

Para determinar las cargas debe tenerse una información muy clara de la geometría del talud, la geometría del modelo geológico y los niveles de excavación, así como los parámetros geotécnicos tales como peso unitario, resistencia al corte, permeabilidad, esfuerzos en el sitio, parámetros de deformación de la roca y el suelo.

Factores de seguridad

La calidad de un diseño depende no solamente del factor de seguridad asumido sino también del método de análisis los modelos de cálculo, el modelo geológico, los parámetros geotécnicos y la forma como se definen los factores de seguridad; por lo tanto, los factores de seguridad por sí solos no representan una garantía para la estabilidad de la estructura de contención.

Debe observarse que los factores de seguridad no cubren los errores y el no-cumplimiento de las especificaciones de construcción, equivocaciones en el cálculo de las cargas, la utilización del método de análisis equivocado, las diferencias de la resistencia de los materiales en el laboratorio y en el campo y el nivel de supervisión o Interventoría.

Tabla 14.6 Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño suponiendo estado límite último

Carga	Factor de seguridad mínimo recomendado (Mayoración)
Carga muerta debida al peso del muro	1.0
Carga muerta debida al peso del suelo.	1.0
Sobrecarga	1.5
Carga sísmica	1.0
Carga de agua	1.0
Peso unitario	1.0
Angulo de fricción en la base δ	1.2
Resistencia al cortante drenada $c' - \phi'$	1.2
Resistencia al cortante no drenada $c - \phi$	2.0
Permeabilidad del suelo	1.0
Permeabilidad de filtros y drenajes	10.0
Resistencia a la compresión de la roca	2.0
Peso unitario del agua	1.0
Pesos unitarios estructura (concretos, aceros, etc.)	1.0
Resistencia de la estructura	Los indicados en la normas de diseño para cada tipo de estructura

Investigación del sitio y elaboración del Modelo Geológico para el diseño de muros

El estudio geotécnico debe establecer si el sitio tiene las condiciones de estabilidad suficientes para el tipo de estructura de contención considerada en el diseño, incluyendo estabilidad general, aptitud de la fundación y de los materiales para el relleno. Un diseño preliminar del muro es en ocasiones útil para identificar los parámetros que se requiere conocer en el estudio geotécnico.

La investigación debe identificar las condiciones específicas de drenaje subterráneo y superficial en la vecindad del sitio y la manera como este cambia con el tiempo, por ejemplo en el momento de una lluvia fuerte. En algunos casos de estructuras de

contención utilizando elementos metálicos como las tablestacas o los gaviones, debe analizarse las características químicas del agua, por ejemplo salinidad, contenido de sulfatos y PH.

Parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos deben ser representativos de las condiciones reales del suelo o roca en el sitio y para que esto ocurra se debe haber realizado una investigación geotécnica completa.

Para muros de altura de menos de tres metros es usual el seleccionar parámetros para el relleno y para el suelo de cimentación sobre las bases de resultados previos en materiales similares. Los materiales deben ser examinados cuidadosamente y descritos, especialmente aquellos sobre los cuales se plantea cimentar el muro. Se deben realizar ensayos de clasificación y otras propiedades de los materiales para comprobar que los parámetros asumidos son consistentes con los tipos de material encontrado.

Para estructuras de alturas mayores a seis metros los parámetros geotécnicos deben ser determinados en ensayos de laboratorio, de muestras tomadas en el sitio, adicionalmente a la descripción detallada de los materiales; y para muros de altura intermedia la necesidad de los ensayos de laboratorio depende de la importancia del muro.

Se debe realizar un suficiente número de ensayos para los resultados sean representativos de la variación de las propiedades de los materiales. En lo posible se deben evitar las relaciones empíricas, aunque en algunas ocasiones para diseños preliminares estas son una herramienta adecuada.

Los diseñadores deben mirar siempre con un ojo crítico las descripciones de los estudios geotécnicos porque en ocasiones la descripción no corresponde a la realidad en el campo. Cuando se tenga duda el diseñador debe examinar directamente las muestras o consultar a las personas que realizaron la investigación.

Errores en el muestreo pueden afectar la representatividad de los resultados. Por ejemplo: como es difícil ensayar los materiales blandos o quebradizos generalmente, las muestras se preparan con los bloques más fuertes de material y los resultados dan valores de resistencia mayores a los reales. El mismo problema pero en sentido inverso ocurre cuando las muestras tienen proporción importante de grava o cantos, y generalmente se ensayan los bloques que tienen muy pocas o ninguna partícula gruesa, dando valores de resistencia menores que el promedio que el suelo del sitio.

En ocasiones las muestras compactadas se ensayan a densidades diferentes a las que realmente van a tener en el campo.

Siempre que sea posible los parámetros a utilizar deben ser comparados con los conocidos de los materiales del área y examinar el por que de las desviaciones con referencia a los valores previamente conocidos.

Determinación de los parámetros de diseño

Cada parámetro a utilizar debe analizarse cuidadosamente con relación al comportamiento del muro durante la construcción y durante su vida útil. Muchos parámetros geotécnicos no son constantes; por ejemplo los parámetros de resistencia al cortante, y puede ser necesario seleccionar un grupo de parámetros para los diferentes

estados límites y situaciones de diseño. Por ejemplo, diferentes valores de resistencia pueden requerirse cuando se está analizando la falla potencial al cortante en un suelo que contiene juntas o fracturas heredadas dependiendo de si la superficie de falla detrás del muro sigue las juntas o el material intacto. También deben seleccionarse valores límite altos y bajos para el cálculo de las cargas y las resistencias.

Los parámetros seleccionados deben basarse teniendo en cuenta factores tales como calidad del estudio geotécnico, métodos de ensayo, variabilidad de los materiales, efectos de la actividad de la construcción, efecto del tiempo, etc.

Algunos parámetros afectan considerablemente el diseño y el diseñador debe tener especial cuidado en comprobar la confiabilidad de los parámetros seleccionados. En el caso de que no haya confianza completa, deben utilizarse valores razonablemente conservativos.

Tabla 14.7 Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos compactados

Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Peso unitario seco (kN/m ³)	Angulo de fricción ϕ'	Cohesión c' (kPa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito completamente descompuesto	19 - 21	15 - 19	38 ⁰ - 42 ⁰	0 - 5	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁷
Roca volcánica completamente descompuesta.	18 - 21	15 - 19	35 ⁰ - 38 ⁰	0 - 5	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁸
Roca triturada o aluviones limpios	18 - 21	18 - 21	45 ⁰ - 50 ⁰	0	10 ⁻² - 10 ⁻⁴
Materiales arcillosos (lutita descompuesta)	15 - 18	13 - 16	20 ⁰ - 30 ⁰	5 - 10	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁹
Materiales arenoarcillosos (arenisca descompuesta)	19 - 21	15 - 19	38 ⁰ - 42 ⁰	0 - 8	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Suelos aluviales arenoarcillosos	15 - 21	13 - 19	26 ⁰ - 40 ⁰	0 - 10	10 ⁻³ - 10 ⁻⁷

Tabla 14.8 Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos in situ

Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Peso unitario seco (kN/m ³)	Angulo de fricción ϕ'	Cohesión c' (kPa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito descompuesto	16 - 21	14 - 19	35 ⁰ - 44 ⁰	5 - 15	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Materiales volcánicos descompuestos	16 - 21	14 - 19	32 ⁰ - 38 ⁰	5 - 10	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Coluviones (matríz)	15 - 21	13 - 19	26 ⁰ - 40 ⁰	0 - 10	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁷
Suelos arenoarcillosos	16 - 21	14 - 19	30 ⁰ - 40 ⁰	5 - 15	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁷
Suelos arcillosos	15 - 18	13 - 16	20 ⁰ - 28 ⁰	5 - 10	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁹

Las propiedades para suelos compactados deben determinarse de muestras de ensayos de compactación en el campo o en su defecto por los correspondientes en el laboratorio. Para ensayos sobre suelos in situ deben tomarse muestras inalteradas y en algunos casos deben realizarse en el sitio para evitar alteración en la toma de muestra.

Fricción Suelo-Estructura

La fricción que se genera entre un suelo y un material de la superficie de la estructura depende del tipo de suelo, material de la estructura, tipo de estructura y tipo de presión generada en la interface.

Se deben tener en cuenta tres condiciones diferentes:

1. Fricción Estructura-cimentación

La fricción suelo - muro, es la componente tangencial de una fuerza resistente que se genera en la interfase entre el suelo de fundación y el material de la estructura, aunque los valores de la fricción suelo muro δ generalmente, se obtiene como una función del ángulo de fricción del suelo, deben tenerse en cuenta que no son una propiedad del material.

Tabla 14.9 Rango de valores típicos de la fricción suelo - material para la cimentación

Material	δ_s para cimientos
Concreto liso	0.8 a 0.9 ϕ'
Concreto rugoso	0.9 a 1.0 ϕ'
Bloques de mampostería lisa	0.5 a 0.7 ϕ'
Bloque de mampostería rugosa	0.9 a 1.0 ϕ'
Acero liso	0.5 a 0.6 ϕ'
Acero rugoso	0.7 a 0.8 ϕ'
Geotextil	0.5 a 0.9 ϕ'
Gaviones	0.9 a 1.0 ϕ'

Tabla 14.10 Valores máximos de ángulo de fricción suelo - estructura para presión activa

Tipo de estructura	δ Máximo Presión activa
Muro criba, gaviones, y muros completamente empotrados.	$+ \phi' / 2$
Sobre paredes virtuales en muros empotrados (T invertida).	$+ \phi' / 2$ ó el ángulo de la pared, cualquiera que sea menor.
Paredes de muros de gravedad o muros en L y muros sobre pilotes o caissons.	$+ 2 \phi' / 3$

Tabla 14.11 Fricción suelo - muro para presión pasiva

Tipo de estructura	δ máximo Presión pasiva	
	Suelo suelto	Suelo denso
Muros que se mueven muy poco	0	$- \delta_s / 2$
Tablestacas o muros sobre suelos sueltos que se asientan o se inclinan	$-2\delta_s / 3$	$-2\delta_s / 3$
Muros cuya estabilidad depende principalmente, en la presión pasiva y que pueden hundirse.	0	0
NOTA: δ_s es el ángulo de fricción suelo muro recomendado para cimientos		

2. Fricción en la pared para presión activa

La fricción positiva solamente será movilizada en su estado activo cuando el suelo retenido trata de moverse hacia abajo relativamente a la pared.

3. Fricción suelo - muro para presión pasiva

La fricción suelo - muro solamente será movilizada en el estado de presión pasiva cuando el suelo en la zona pasiva tiende a moverse hacia arriba relativamente a la pared.

14.2 MUROS RIGIDOS

La utilización de muros rígidos es una de las formas más simples de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor a la masa inestable.

El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro, en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb.

Ocurre con frecuencia que un deslizamiento de rotación, en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

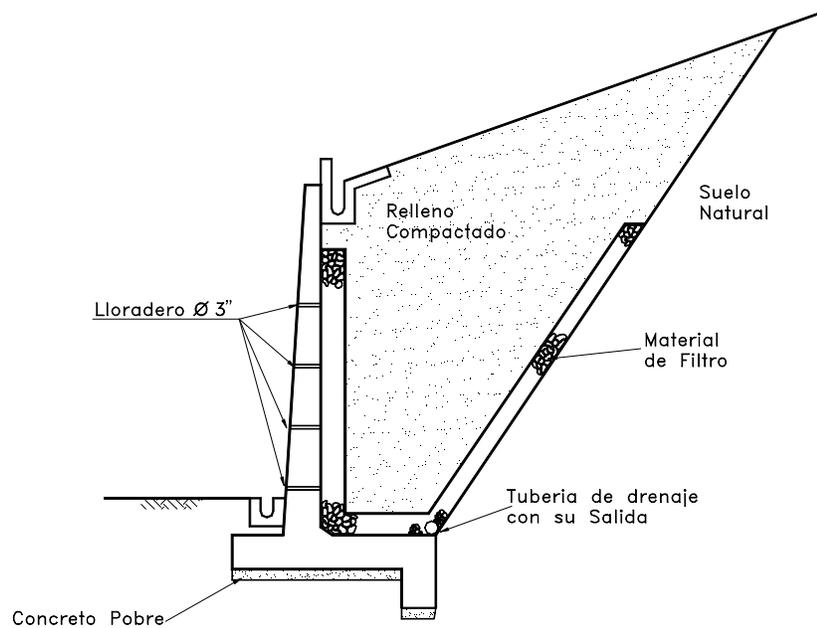


Figura 14.7 Esquema típico de un muro de concreto armado con su sistema de subdrenaje

En el caso de deslizamientos de traslación, el muro puede representar un buen sistema de estabilización siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla y se diseñe para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0.

Muros de concreto Reforzado

Una estructura de concreto reforzado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. El muro a su vez se apoya en una cimentación por fuera de la masa inestable.

Existen los siguientes tipos de muro reforzado:

1. Muros empotrados o en cantiliber, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
2. Muros con contrafuertes, en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
3. Muros con estribos, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

En la mayoría de los casos se colocan llaves o espolones de concreto debajo de la placa de cimentación para mejorar la resistencia al deslizamiento.

Una pared en concreto reforzado es generalmente, económica y viable para alturas hasta de 8 metros. Para alturas mayores el espesor de la placa semi-vertical aumenta en forma considerable y el muro se vuelve muy costoso.

Debe tenerse en cuenta que, la utilización de contrafuertes o estribos generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.

La pendiente de la pared de fachada debe dársele una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.

El diseño de un muro en concreto armado incluye los siguientes aspectos:

1. Diseño de la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
2. Diseño de la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.
3. Diseño de las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes.
4. Cálculo de capacidad de soporte de la cimentación.

Para el diseño estructural se supone que la placa vertical del muro se encuentra totalmente empotrada en la placa de cimentación. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que en todos los casos de muro de concreto armado se utilicen presiones de reposo para el cálculo de las fuerzas sobre las paredes del muro.

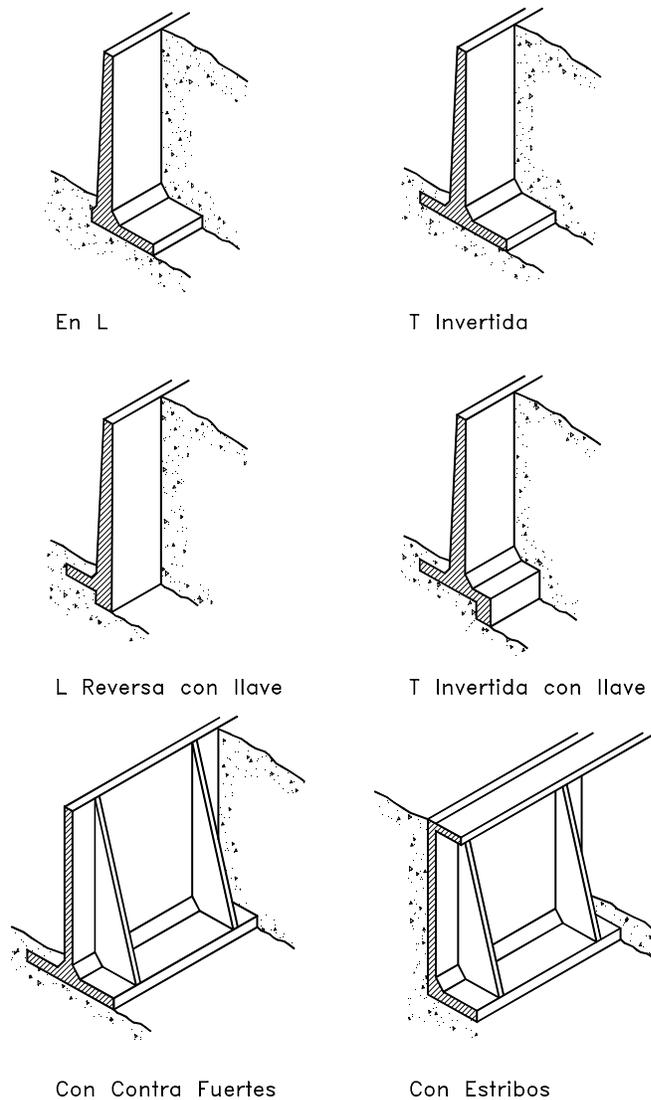


Figura 14.8 Tipos de muro de contención en concreto armado.

En todos los casos los muros de concreto armado debe contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro. Debe tenerse en cuenta que, aún en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración.

Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia entre juntas se recomienda no debe ser mayor de 20 metros a lo largo del muro.

Muros de concreto sin refuerzo

Los muros de concretos sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto o concreto con piedra, las cuales trabajan como estructuras rígidas.

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento.

El diseño de un muro en concreto debe tener en cuenta la estabilidad intrínseca del muro, el factor de seguridad del deslizamiento y la capacidad de soporte en forma similar a los muros de concreto armado. Sin embargo, en el caso de muros masivos de gravedad no se realiza un análisis de momentos internos.

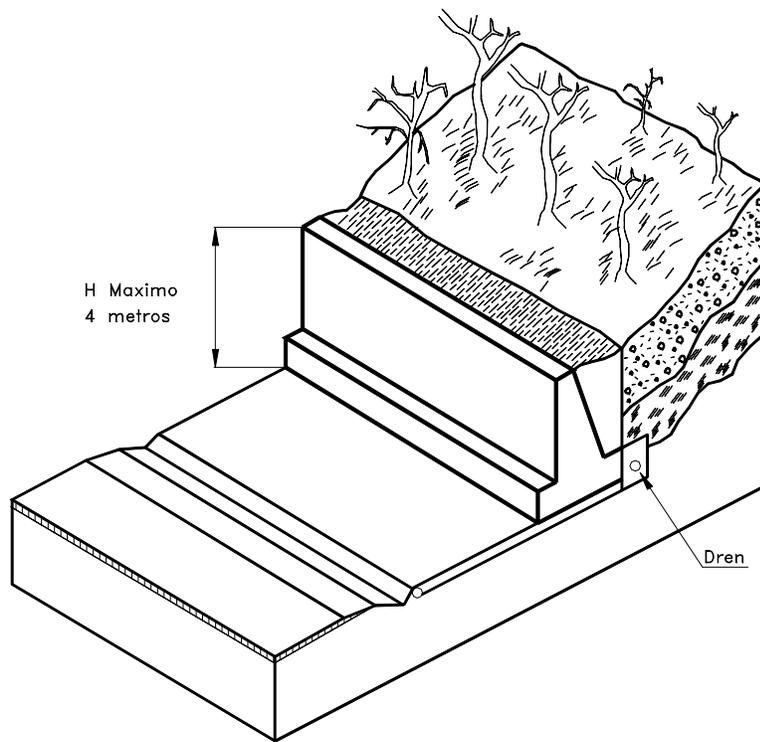


Figura 14.9 Muro en concreto sin refuerzo

Los muros de concreto en todos los casos, deben tener un sistema de subdrenaje para eliminar la posibilidad de presiones de agua. Se deben construir juntas de contracción o expansión a distancias en ningún caso superiores a 20 metros. Si los materiales utilizados poseen características de dilatación grande por cambio de temperatura, las

juntas deben colocarse a 8 metros de distancia entre ellas. La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para muro de concreto armado.

Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

Muros de Concreto Ciclópeo

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de piedra. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna. En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

14.3 PRESIONES DE TIERRA EN CONDICIONES ESTABLES

En el caso de un corte o terraplén donde no existe posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento grande masivo se acostumbra construir muros de contención para resistir las presiones generadas por la existencia de un talud de gran pendiente o semi-vertical. La necesidad del muro se debe a que dentro del suelo se generan unas presiones horizontales que puede inducir a la ocurrencia del derrumbamiento o deslizamiento de una cuña de suelo relativamente sub-superficial.

La presión lateral que actúa sobre un muro en condiciones de talud estable son una función de los materiales y las sobrecargas que la estructura soportan, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro.

Los esfuerzos que actúan sobre un elemento de suelo dentro de una masa pueden ser representados gráficamente por el sistema de Mohr, en el cual el estado de esfuerzo es indicado por un círculo y las combinaciones críticas del diagrama de Mohr representan la envolvente de falla. En general la envolvente de falla es curvilínea pero para minimizar los esfuerzos de cálculo se supone aproximada a una línea recta.

Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo-estructura:

1. Presión en Reposo
2. Presión Activa
3. Presión Pasiva

La presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse. Es el caso por ejemplo, de un muro de concreto armado rígido o un muro rígido detrás del cual se ha colocado un relleno compactado. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que todos los muros rígidos deben diseñarse para presiones de reposo.

Los términos presión activa y presión pasiva son utilizados para describir las condiciones límite de las presiones de tierra contra la estructura. La presión activa es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando la pared se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo. La presión pasiva es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo. Una condición especial de equilibrio es el estado de reposo en el cual el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral. Dependiendo en la magnitud de la deformación que haya ocurrido el estado final de esfuerzo, la presión de reposo puede ser un valor intermedio entre la presión pasiva y la presión activa.

Presión de tierra en reposo

La presión de tierra en reposo es una función de la resistencia al cortante del suelo, su historia esfuerzo - deformación y su historia de meteorización. El valor de la presión de reposo solamente debe aplicarse para aquellas situaciones de diseño donde el muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo.

Para una superficie de tierra horizontal el coeficiente de presión de reposo se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivos, en el suelo bajo condiciones cero deformación.

Para una masa de suelo normalmente consolidada que no han sido sometida a remoción de cargas ni a actividades que hayan producido movimientos laterales, el coeficiente de presión al reposo es igual a:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$$

Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada, el coeficiente de reposo puede obtenerse por la siguiente ecuación:

$$K_0 \beta = (1 - \text{sen } \phi') (1 + \text{sen } \beta)$$

Donde β = Angulo de inclinación del suelo arriba del muro.

Para presión de tierra al reposo de un suelo sobreconsolidado el valor es mayor que para un suelo normalmente consolidado y se puede obtener por la siguiente ecuación:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{0.5}$$

Donde:

OCR = Relación de sobreconsolidación del suelo

Debe siempre tenerse en cuenta que para muros las condiciones de suelos iniciales en la tierra generalmente se modifican durante el proceso de instalación o construcción de la estructura.

Presiones activas

Teoría de Rankine

Para un suelo sin cohesión $C'= 0$ la teoría de Rankine presenta el estado de esfuerzos completo de la masa de suelo, la cual se asume se encuentra en un estado de equilibrio plástico y la presión de poros se asume igual a cero.

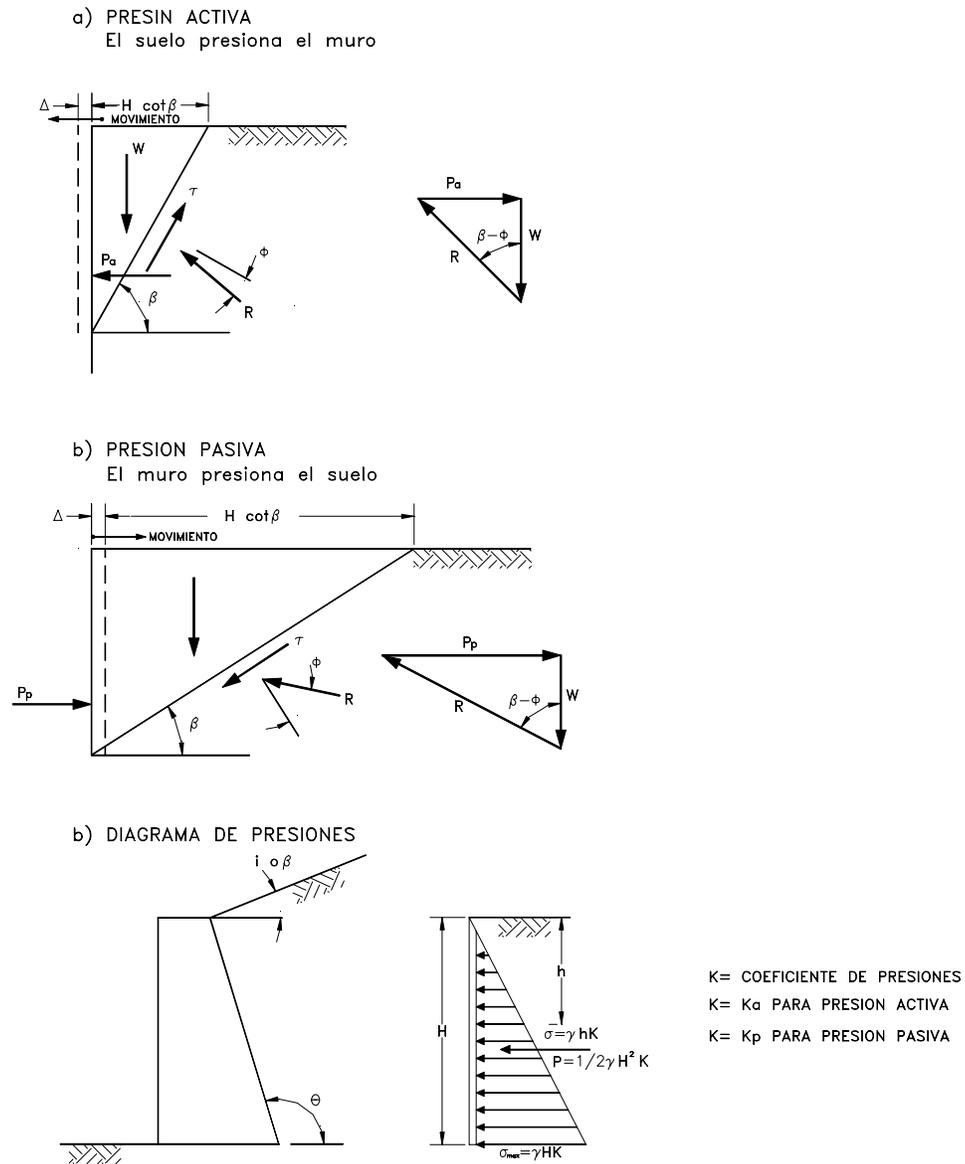


Figura 14.10 Presiones activas y pasivas para el caso de un talud sin deslizamiento

La teoría de Rankine asume que ha ocurrido movimiento suficiente para que el suelo alcance un estado de equilibrio plástico, sin embargo, existen muchos modos de movimiento en los cuales las condiciones de esfuerzo de Rankine no se cumplen, por ejemplo, en una pared con movimiento restringido en su parte superior la forma triangular de presiones de Rankine no se pueden desarrollar. Dependiendo en la cantidad de fricción movilizada la línea real de localización de la fuerza puede no coincidir con la dirección de la fuerza dada por la teoría de Rankine.

La teoría de Rankine no debe aplicarse cuando el ángulo i , que forma la fuerza activa con la normal en la espalda del muro de contención excede el valor de δ .

Según Rankine el valor de la presión activa en un suelo granular seco está dada por la expresión:

$$p_a = \gamma \times h \times K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Donde:

$$K_a = \cos^2 i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

ϕ = Angulo de fricción

c = Cohesión

i = Angulo de la pendiente del terreno arriba del muro

Para $i = 0$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi / 2)$$

Teoría de Coulomb

En la teoría de Coulomb la fuerza que actúa sobre el muro se determina considerando el equilibrio límite de una tajada de suelo limitada por la espalda de la pared, la superficie del terreno y una superficie plana de falla. Se asume que la resistencia al cortante ha sido movilizadada tanto en la espalda del muro, como en la superficie de falla.

En contraste con la teoría de Rankine en este caso la fricción suelo - muro detrás de la estructura es movilizadada hasta su estado límite. Aunque el valor de δ no afecta en forma significativa el valor calculado del coeficiente K_a , este tiene una influencia importante en el sentido de que cambia la orientación de la fuerza del suelo sobre el muro.

Según Coulomb el coeficiente de la presión activa está dada por la siguiente expresión:

$$K_a = \left[\frac{\text{Sen}(\theta - \phi) \left(\frac{1}{\text{Sen} \theta} \right)}{\sqrt{\text{Sen}(\theta + \delta) + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi - i)}{\text{Sen}(\theta - i)}}}} \right]^2$$

Donde:

θ = Angulo entre la pared del muro y el suelo.

δ = Fricción suelo - muro.

Presiones pasivas

Tanto Rankine como Coulomb presentan teorías para calcular las presiones pasivas. La teoría de Rankine generalmente subvalora la presión pasiva porque en la mayoría de los

casos la dirección de la fuerza pasiva es asumida en forma incorrecta, en cambio la teoría de Coulomb sobreestima la presión pasiva, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de δ .

Para solucionar los defectos de las teorías de Rankine y Coulomb se sugiere utilizar otros métodos tales como las tablas de Caquot y Kerisel o el sistema de tajadas recomendado por Janbú.

La presión pasiva esta dada por la relación:

$$pp = \gamma \times h Kp + 2c\sqrt{Kp}$$

Donde según Rankine:

$$Kp = Cosi \left[\frac{Cosi + \sqrt{Cos^2 i - Cos^2 \phi}}{Cosi - \sqrt{Cos^2 i - Cos^2 \phi}} \right]$$

y según Coulomb:

$$Kp = \left[\frac{Sen(\theta + \phi) \left(\frac{1}{Sen \phi} \right)}{\sqrt{Sen(\theta - \delta) - \sqrt{\frac{Sen(\phi + \delta) Sen(\phi + i)}{Sen(\theta - i)}}}} \right]^2$$

Como la superficie supuesta de rotura del suelo no es recta sino curva, el valor real de la presión pasiva según Coulomb es mayor que la real, especialmente para valores altos de i , y para que la presión pasiva actúe totalmente se requieren movimientos importantes del muro.

El factor cohesión puede emplearse para el caso de muros no permanentes, pero con el tiempo se generan grietas de tensión y/o contracción que invalidan el factor cohesión y no es recomendable tener en cuenta el factor cohesión para muros permanentes.

A continuación se muestran los sistemas de Caquot y Kerisel y el sistema de Tajadas de prueba, utilizados en la literatura internacional para calcular las presiones activas y pasivas.

Presiones inducidas por sismos

En las áreas de alta sismicidad, se deben diseñar todos los muros para resistir cargas sísmicas especialmente en los siguientes casos:

- a. Estribos de puentes para carreteras y ferrocarriles.
- b. Muros que soportan estructuras de alto riesgo, tales como estaciones eléctricas, acueductos, etc.

c. Muros en voladizo que retienen materiales saturados en los cuales se pueden generar presiones altas de poro en los sismos.

La carga sísmica mínima de diseño para los muros debe ser aquella especificada como una fuerza equivalente a una aceleración horizontal de acuerdo a la Normas Sísmicas de cada país.

Esta carga debe aplicarse en el centro de gravedad de la estructura. Para estructuras especiales se recomienda hacer un análisis de amenaza sísmica donde se debe incluir el sismo de diseño, los fenómenos de amplificación y las aceleraciones resultantes.

Para el cálculo de la fuerza sísmica inducida sobre el muro puede utilizarse el método de Mononobe - Okabe o similar, este método aunque simplifica la interacción suelo - estructura en un evento sísmico, ha sido utilizado exitosamente para diseño en muros de contención en otras partes del mundo.

a. Sistema Mononobe - Okabe

Este sistema supone:

1. Relleno seco, granular y homogéneo.
2. El muro se mueve lo suficientemente largo para despreciar los efectos de punta de muro.

La fuerza total dinámica es:

$$P_{ae} = 1/2 \gamma H^2(1 - K_v) K_{ae}$$

Donde:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - i)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(i - \theta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\psi = \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)]$$

K_h y K_v = Factores de aceleración respecto a la gravedad, K_{ae} , incluye la suma de los efectos estático y dinámico.

b. Sistema Richard - Elms

De acuerdo con este procedimiento se calculan los desplazamientos del muro.

$$S = \frac{0.087 V^2 \left(\frac{N}{A}\right)^{-4}}{Ag}$$

Donde:

V = Velocidad máxima del suelo en el momento del sismo

A = Factor máximo de aceleración del suelo.

N = Coeficiente de aceleración límite del muro.

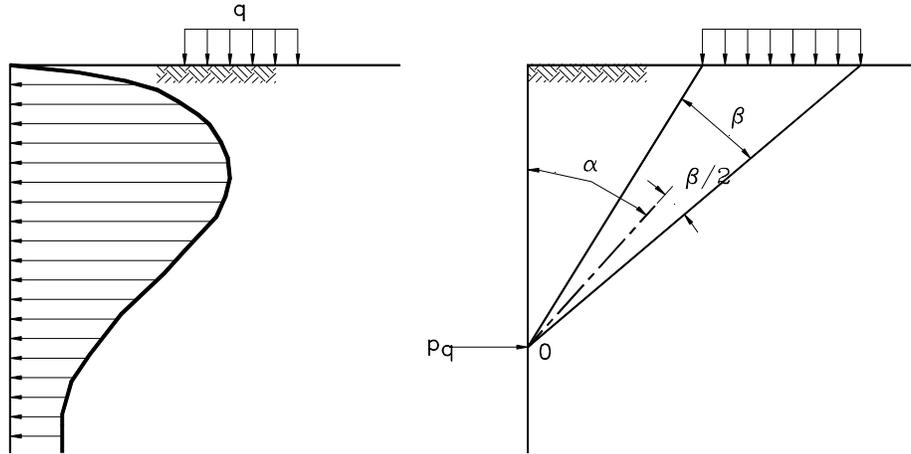
g = Aceleración de la gravedad.

Con un S permisible se obtiene el valor requerido de N y luego se emplea la misma ecuación de MONONOBE - OKABE y se diseña para que el muro resista esta fuerza más inercia $N W$ donde W es el peso del muro.

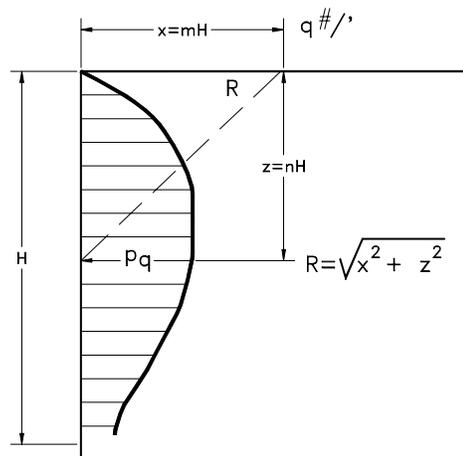
Un problema adicional consiste en que después del sismo permanece una fuerza activa residual adicional que puede ser hasta del 30% de la calculada estáticamente.

La amplificación en el relleno según Nadim y Whitman juega un papel muy importante cuando la relación entre la frecuencia dominante del movimiento y la frecuencia fundamental del relleno es mayor de 0.3.

Además, Sherif afirma que la fuerza dinámica total esta aplicada a 0.45 h del pie del muro, lo que hace de los muros muy susceptibles de fallar en el momento de un sismo.



a) Cargas en forma de tira



b) Cargas Lineales

Figura 14.11 Presiones debidas a cargas externas.

Presiones debidas a cargas aplicadas arriba del muro

A las presiones ejercidas por el suelo deben agregarse las cargas arriba - detrás del muro.

Para su análisis se estudiarán tres casos así:

- a. Carga concentrada.
- b. Carga lineal
- c. Carga repartida.

En el caso de carga repartida se le sumará a las presiones inducidas por el suelo una presión en toda la altura del muro, un valor de la carga por unidad de área afectada por un parámetro K. Para los demás casos se le sumará la resultante de los diagramas que se indican en la figura 14.11.

Cargas en forma de tira

Las carreteras, ferrocarriles y cimientos continuos son cargas en forma de tira, si son paralelas a la estructura de contención.

- p_q = presión horizontal en el punto a
- β = Angulo de visibilidad en el punto a, en radianes
- α = Angulo entre la vertical y el bisector de β
- q = Carga en forma de tira

De acuerdo a la teoría de la elasticidad

$$p_q = \frac{2q}{\pi}(\beta + \sin\beta)\sin^2\alpha + \frac{2q}{\pi}(\beta - \sin\alpha)\cos^2\alpha$$

Carga lineal

Para el caso de carga lineal la presión horizontal está dada por la siguiente ecuación (Terzaghi, 1954):

$$p_q = 1.27q \frac{xz}{R^4} = 1.27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} ; m > 0.4$$

$$p_q = 0.203 \frac{q}{H} \frac{n}{(0.16 + n^2)} ; m < 0.4$$

Tabla 14.12 Valores nominales de sobrecargas

Edificios de cimentación somera	Carga equivalente uniformemente distribuida
Edificios con cimentación somera	10 Kpa por piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia.
Peatonales	5 Kpa

Presiones de expansión

Si se coloca un suelo expansivo detrás del muro y este se llegare a humedecer, se podría desarrollar una presión de expansión equivalente a la presión del ensayo de succión o presión de expansión uniformemente a lo largo del muro.

Presión de tierras debida a la compactación

Para la construcción de un muro de contención con relleno generalmente, se especifica una densidad seca mínima para garantizar una resistencia al cortante y dureza en el relleno. Aunque la compactación es importante el uso de equipos pesados de compactación detrás de un muro de contención puede causar daño, debido a que se pueden inducir fuerzas horizontales muy grandes superiores a las calculadas en el diseño del muro.

Cuando se trabaja con equipos grandes de compactación debe utilizarse un valor de coeficiente de presión de tierras de valor superior.

Por razones de economía sin embargo, generalmente es mejor negocio limitar el equipo de compactación hasta cierta distancia detrás del muro especialmente, en estructuras sensibles, tales como los muros de concreto armado en voladizo.

Interacción suelo-estructura

El uso de las teorías clásicas para calcular la presión de tierras es adecuado para la mayor parte de los muros sin embargo, en muros en voladizo, tablestacas, o paredes sobre pilotes o caisson se recomienda realizar un análisis de interacción suelo – estructura, tales como análisis de vigas en fundaciones elásticas o el modelo de Winkler.

Fuerzas del agua sobre los muros

La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de los muros que han fallado ha sido debido a la acción del agua, por lo tanto es de la mayor importancia el proveer un adecuado drenaje detrás del muro y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño. Aunque en muros convencionales con adecuado drenaje la presión del agua podría ser asumida como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en el cual ocurra obstrucción del sistema de drenaje, lo cual es de común ocurrencia.

Presión de agua

Las presiones de diseño del agua deben basarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura de contención, por ejemplo, inundaciones, o rompimiento de tuberías principales de agua.

Donde hay nivel freático que varía con las lluvias el diseño debe basarse en la lluvia máxima para un periodo de retorno superior a 100 años. Como es difícil predecir los niveles de agua asociados con las lluvias, se recomienda a los diseñadores ejercitar un criterio muy conservativo, teniendo en cuenta el efecto negativo de la presión de poros sobre el muro. En el caso de que haya tuberías de acueducto o alcantarillado detrás del

muro en todos los casos se debe asumir la posibilidad de rotura, la cual es muy frecuente.

Para determinar las condiciones del nivel freático en el sitio donde se plantea la construcción de un muro debe establecerse un modelo hidrológico basado en la geología, y si es necesario, colocando piezómetros u otros elementos de medición. Es importante determinar el nivel de permeabilidad de las diversas unidades geológicas y de los materiales de relleno.

Siempre que sea posible se recomienda hacer diagramas de las redes de flujo bien sea con base en elementos finitos o métodos manuales y si es posible utilizar programas de computador.

La infiltración del agua lluvia detrás de un muro puede causar un aumento intempestivo de los niveles de presión de aguas. Cuando la permeabilidad del suelo retenido es mayor de 10^{-4} m/seg. , debe considerarse la posibilidad de saturación en un evento lluvioso de gran intensidad.

Subdrenajes

Con excepción de los muros diseñados para resistir presiones de agua tales como las paredes de sótanos de edificios, es una buena práctica de Ingeniería construir subdrenes detrás de todo tipo de muros. El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. En los esquemas adjuntos se muestra sistemas típicos de subdrenaje para estructuras de contención. Adicionalmente, a los subdrenes deben colocarse huecos de drenaje para prevenir la presión hidrostática, los cuales son normales de diámetro de dos a tres pulgadas espaciados no más de 1.5 metros horizontalmente y 1.0 metros verticalmente, las columnas deben intercalarse. Los lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro.

Como una guía general el material de drenaje debe tener una permeabilidad de al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse.

El espesor de las capas de drenaje generalmente es determinado por criterios de construcción más que por capacidad de drenaje. Se pueden utilizar drenes en geotextil o materiales compuestos, de acuerdo a los criterios de diseños de la mecánica de suelos.

Diseño de muros

Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar los siguientes aspectos:

- a. Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momento internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.
- b. El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.
- c. El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral.
- d. Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.
- e. Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.
- f. Debe impedirse la erosión del suelo por debajo y adelante del muro bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias.
- g. Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro.

h. El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

Procedimiento

Para proceder al diseño una vez conocida la topografía del sitio y la altura necesaria del muro debe procederse a:

- a. Escoger el tipo de muro a emplearse.
- b. Dibujar a escala la topografía en perfil de la sección típica del muro.
- c. Sobre la topografía dibujar un diagrama "tentativo" supuesto del posible muro.
- d. Conocidas las propiedades de resistencia del suelo y escogida la teoría de presiones a emplearse, calcular las fuerzas activa y pasiva y su punto de aplicación y dirección de $1/2$ a $2/3$, de acuerdo al ángulo de fricción del suelo y la topografía arriba del muro. Para paredes posteriores inclinadas se recomienda en todos los casos calcular las presiones con la teoría de Coulomb.
- e. Calcular los factores de seguridad así:
 - Factor de seguridad contra volcamiento.
 - Factor de seguridad contra deslizamiento de la cimentación
- f. Si los factores de seguridad no satisfacen los requerimientos deben variarse las dimensiones supuestas y repetir los pasos de a hasta e. Si son satisfactorios se procederá con el diseño.
- g. Calcular las presiones sobre el piso y el factor seguridad contra capacidad de soporte. Si es necesario debe ampliarse el ancho de la base del muro.
- h. Calcular los asentamientos generados y si es necesario ampliar la base del muro.
- i. Diseñar los sistemas de protección contra:
 - Socavación o erosión en el pie.
 - Presencia de presiones de agua detrás del muro.
- j. Finalmente deben calcularse los valores de los esfuerzos y momentos internos para proceder a reforzar o ampliar las secciones del muro, de acuerdo a los procedimientos estandarizados de la Ingeniería estructural.

Recomendaciones para el diseño de muros

- a. Deseablemente la carga en la base debe estar concentrada dentro del tercio medio para evitar esfuerzos de tracción.
- b. Para volcamiento en muros permanentes debe especificarse un factor de seguridad de 2.0 o mayor.
- c. Para deslizamiento debe especificarse un factor de seguridad de 1.5 o mayor.
- d. El análisis estructural es similar al de una viga con cargas repartidas.
- e. Debe conocerse previamente al diseño, el tipo de suelo que se empleará en el relleno detrás del muro. En ningún caso se deben emplear suelos expansivos.

Aspectos constructivos

Para los muros de concreto deben construirse juntas a intervalos a lo largo del muro. El espaciamiento de estas juntas depende de los cambios de temperatura esperados en el sitio. También deben construirse juntas en todos los sitios de cambio brusco de sección o del nivel de cimentación.

Los muros criba deben construirse siguiendo las normas para estructuras de hormigón armado prefabricadas y los gaviones siguiendo las instrucciones de los manuales de obras en gaviones.

Recomendaciones para muros de concreto armado

El diseño de muros en voladizo difiere del de muros de gravedad en los siguientes factores:

- a. La fricción suelo - muro en su parte posterior no se tiene en cuenta por no existir desplazamiento a lo largo de este plano. Se considera que el suelo se desplaza solidariamente con el muro.
- b. El peso del suelo sobre el cimientado se considera como parte integral de la masa del muro en el cálculo de fuerzas.
- c. Se supone que el plano de aplicación de las presiones activas es el plano vertical tomado en el extremo posterior del cimientado del muro.
- d. El diseño estructural interno requiere de especial cuidado.

En ocasiones es necesario colocar un dentellón para mejorar la resistencia al deslizamiento.

En los demás aspectos el diseño debe realizarse en la misma forma que el de un muro de gravedad.

14.4 MUROS FLEXIBLES

Los muros flexibles son estructuras que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo. Los muros flexibles se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra.

Existen varios tipos de muros flexibles y entre ellos los más populares son:

1. Muros en Gaviones
2. Muros de elementos prefabricados (Muros Criba)
3. Muros de Llantas Usadas
4. Muros de Piedra
5. Muros de Bolsacreto

Cada uno de estos tipos de muros posee unas características especiales de construcción, diseño y comportamiento.

Muros en Gaviones

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca.

Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes:

Simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles en el sitio. Se puede construir sobre fundaciones débiles. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.

Se emplean tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (de PH menor 6).

Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Generalmente, se utilizan cajas de 2m. x 1m. x 1m. La forma básica es trapezoidal.

Las canastas de gavión se colocan unas sobre otras tratando de traslapar lo mejor posible las unidades para darle cierta rigidez que requiere el muro.

Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con piedra sin la colocación de canastas de malla. El tamaño y la forma de estas celdas debe diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro.

En ocasiones, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

El peso unitario del gavión depende de la naturaleza y porosidad de la roca de relleno y puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_g = (1-n_r) G_s \gamma_w$$

Donde:

n_r = Porosidad del enrocado

G_s = Gravedad Específica de la roca

γ_w = Peso unitario del agua

Para diseños preliminares G_s puede asumirse igual a 2.6 en el caso de rocas duras. La porosidad del enrocado generalmente varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de la angulosidad de los bloques de roca.

El diseño de un muro en gaviones debe consistir de:

a. Diseño de la masa del muro para estabilidad a volteo y deslizamiento y estabilidad del talud.

En el diseño debe tenerse en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse en tal forma que la fuerza resultante actúa en el tercio medio de la sección volumétrica del muro.

El ángulo movilizado de fricción δ utilizado en el diseño no debe exceder $\phi'/2$ donde:

ϕ' es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. En el caso de que el muro se cimiente sobre suelos compresibles δ igual a cero.

No existe un sistema de diseño universalmente aceptado para muros en gaviones y debe tenerse en cuenta que la gran deformación del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad. Las deformaciones internas pueden ser de tal magnitud que el muro no cumpla con el objetivo para el cual fue diseñado.

b. Diseño Interno de la Estructura del Gavión.

El gavión debe tener un volumen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o rotura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel, suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatamente debajo de la sección considerada. En resumen, se deben realizar un número de análisis igual al número de niveles.

c. Especificación del tipo de malla, calibre del alambre tamaño de las unidades, tipo y número de uniones y calidad del galvanizado, tamaño y forma de los cantos.

Se debe diseñar unión por unión la cantidad de alambre de amarre entre unidades. Se debe definir si la malla es de doble torsión electrosoldada o eslabonada y el calibre de

alambre de la malla, la escuadría del tejido de la malla, el peso de zinc por metro cuadrado de superficie de alambre, el tipo de uniones entre unidades.

Es importante que en el diseño se incluya un dibujo de la forma como se amarran las unidades entre sí, para facilitar su construcción en forma adecuada.

El tamaño máximo de los cantos debe ser superior a dos veces al ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetro entre 15 y 30 centímetros.

d. Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel. Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro. Es importante dibujar planos de cada uno de los niveles del muro en gaviones para facilitar su construcción, de acuerdo al diseño

e. Sistema de filtro

En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro, y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada por el muro. Debe tenerse en cuenta que el muro en gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro.

Para el diseño de muros en gaviones se recomienda consultar la publicación “Manual de Ingeniería para el Control de Erosión” (Suarez, 1993).

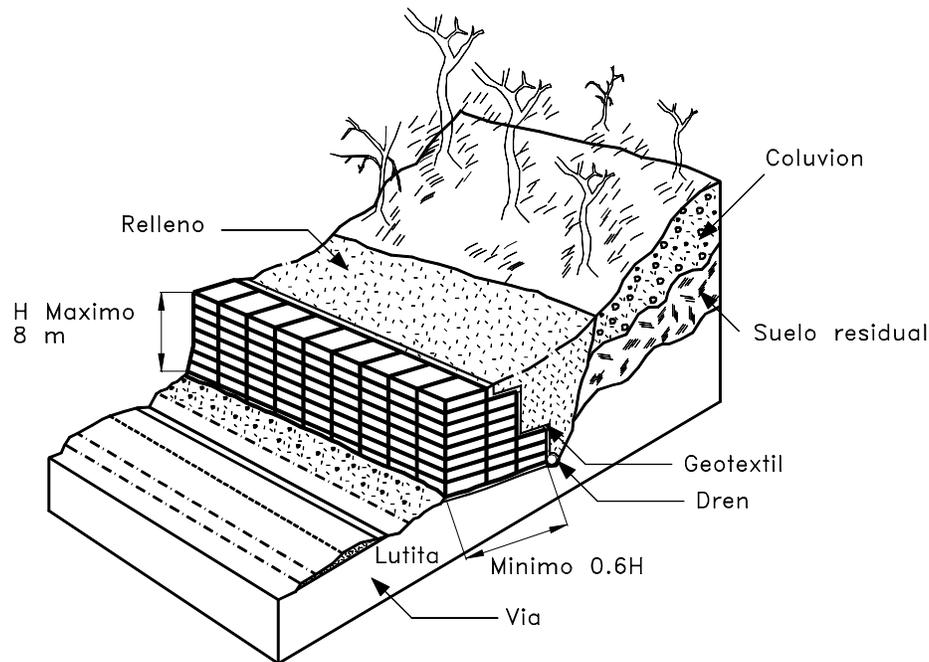


Figura 14.12 Esquema de un muro en Gaviones.

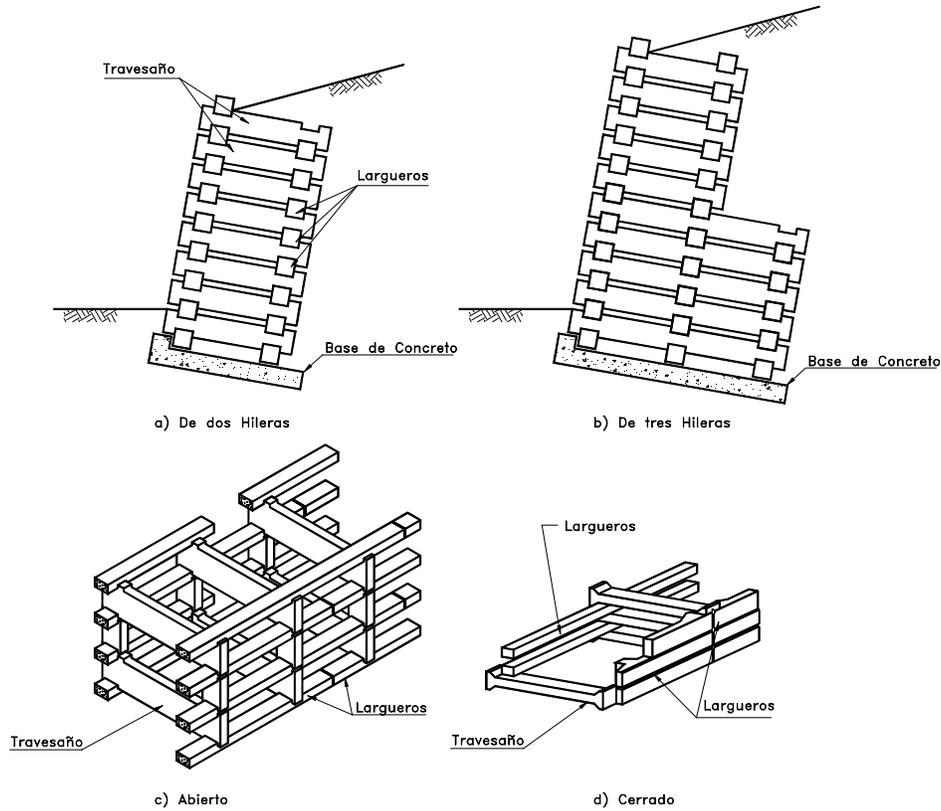


Figura 14.13 Esquemas generales de los muros criba

Muro criba

El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados. El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, conformando un muro de gravedad. Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a este.

Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma de I horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas.

Los largueros son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas o cribas.

Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión. Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques que se les llama "Almohadas" en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión.

Algunos diseños de muros criba incluyen uniones metálicas o de madera entre los prefabricados para ayudar a transmitir las fuerzas. El muro criba tiene la ventaja de permitir asentamientos diferenciales importantes (Brandl, 1985).

El diseño de los muros criba consiste en diseñar el muro de gravedad y las secciones refuerzo de los prefabricados de concreto. Debe tenerse en cuenta que algunos sistemas son objeto de patentes.

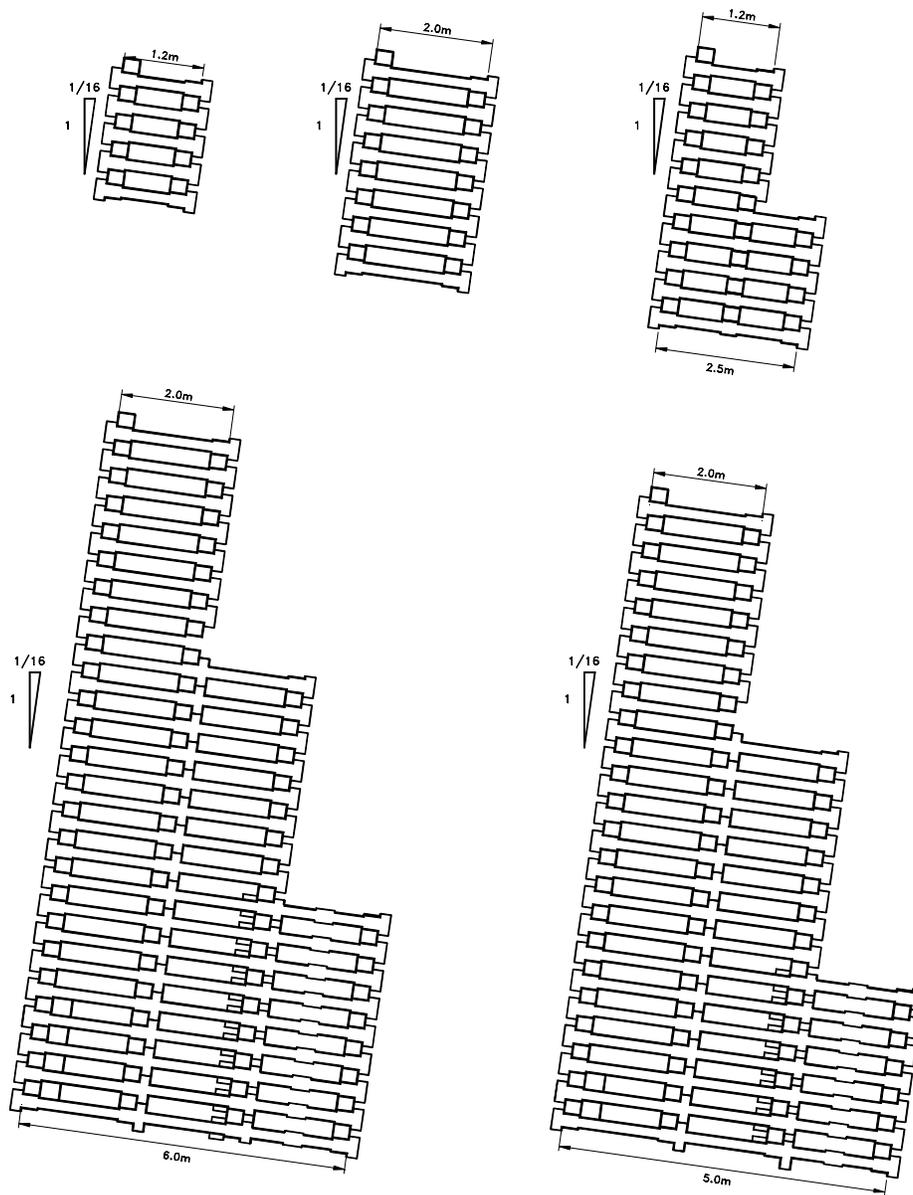


Figura 14.14 Esquemas de muros criba para diferentes alturas

El ancho del muro criba depende de la longitud de travesaños disponibles. El ancho mínimo generalmente, es de 1.2 metros. Los muros de baja altura puede construirse verticales pero, para alturas superiores a 2 metros generalmente, se construyen

inclinados para mejorar su estabilidad. La inclinación del muro depende de las características de estabilidad y es común encontrar taludes inclinados de 1 a 4 hasta 1 a 10.

En ocasiones se han utilizado muros criba, conformados por travesaños de madera. La cara exterior del muro criba generalmente, tiene una pendiente no superior a 0.25H : 1V. El diseño del muro criba incluye la estabilidad intrínseca de la masa total y el chequeo de la estabilidad interna a diversos niveles de altura del muro. Se sugiere realizar análisis de estabilidad a cada metro de altura del muro.

Brandl encontró que la fricción suelo muro para el caso del muro Criba es muy superior a las de los muros de concreto

Fricción suelo-muro criba = $0.8 \text{ a } 1.0 \phi'$

El valor de δ recomendada por la Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong es:

$\delta = \phi' / 2$

El muro Criba teóricamente se comporta como un muro de gravedad, pero presenta el problema de que no es masivo y se debe analizar la posibilidad de que ocurran superficies de falla por encima del pie del muro.

Los travesaños y los largueros deben diseñarse para resistir flexiones debidas a la presión horizontal del relleno sobre los prefabricados. Las cabezas de los travesaños deben ser diseñadas para resistir el cortante generado y deben ser capaces de transferir las fuerzas de tensión inducidas.

Los muros criba son más sensitivos a los asentamientos diferenciales que otros tipos de muros flexibles. La altura máxima a la cual puede construirse una pared criba de celda simple es aproximadamente 5 metros y la altura máxima generalmente utilizada es de 7 metros, utilizando celdas dobles o triples. Los muros criba se construyen generalmente en alineamientos rectos, pero con el manejo adecuado de elementos especiales pueden construirse en forma curva en radios mínimos hasta de 25 metros.

Para el diseño del muro se pueden utilizar teorías de presión de tierras desarrolladas para silos de granos. Sin embargo, algunos autores recomiendan diseñar las unidades para el doble de la presión calculada para este método.

Muros en Piedra (Pedraplenes)

Los muros en piedra son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo. El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de 1 metro de diámetro si se tiene equipo adecuado para su colocación. El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del terraplén.

El ancho de la base del pedraplén generalmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta 1/6 H: 1B. El ancho mínimo de la parte superior del muro es de 1 metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interfase entre el pedraplén y el suelo, y un subdren en forma similar a los muros en gaviones.

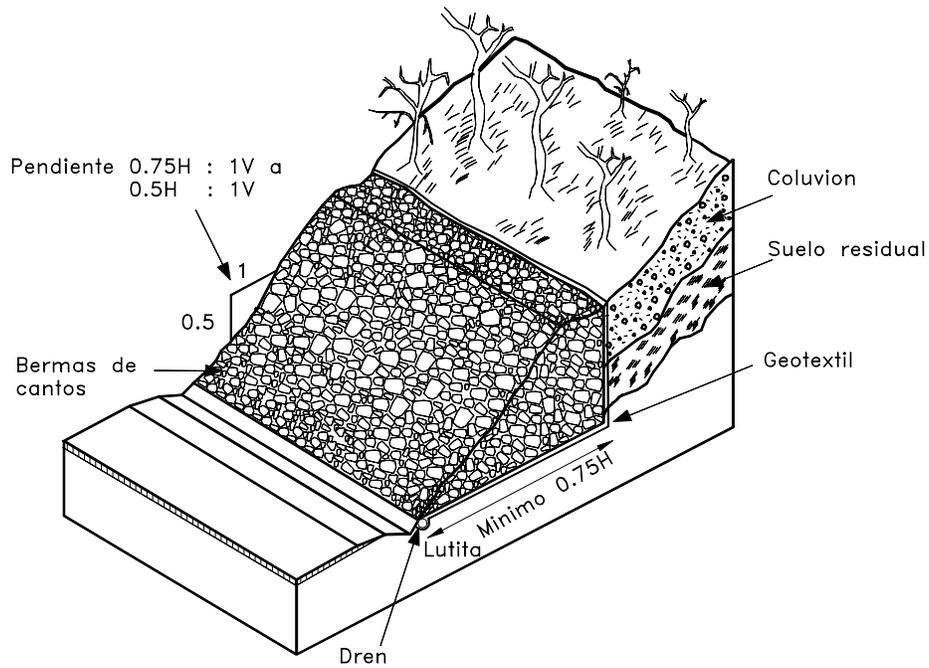


Figura 14.15 Muro en piedra

Muro con llantas usadas

Los muros en llantas usadas conocidos como Pneurol o Tiresoil consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por sogas de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos (Abramson 1996).

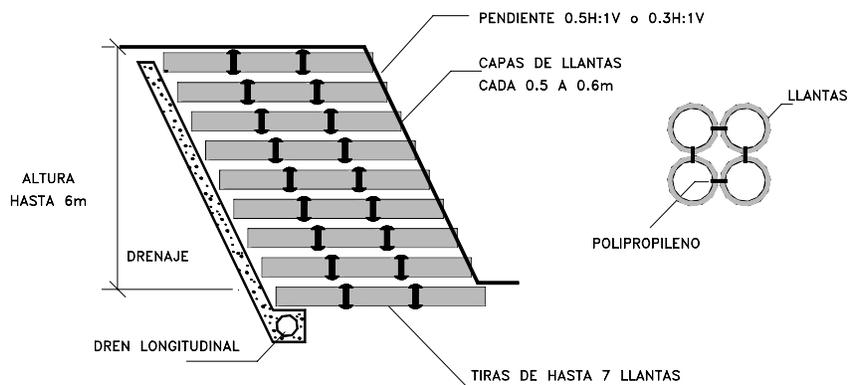


Figura 14.16 Esquemas de un muro en llantas usadas con arreglo total en las llantas (Hausmann,1992).

La resistencia a la extracción (pull out) es relativamente alta para los grupos de llantas y el peso unitario del relleno es relativamente bajo. La deformabilidad del terraplén es alta pero su resistencia al cortante también aumenta.

Generalmente, el análisis interno de los muros con llantas es el de un muro armado. Tanto los elementos de anclaje como los de retención superficial del suelo son construidos con llantas. Varias de las llantas en la superficie del talud son conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas en la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se generan una fuerza de acción en la soga que las conecta. Si este refuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar la tensión y la resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable.

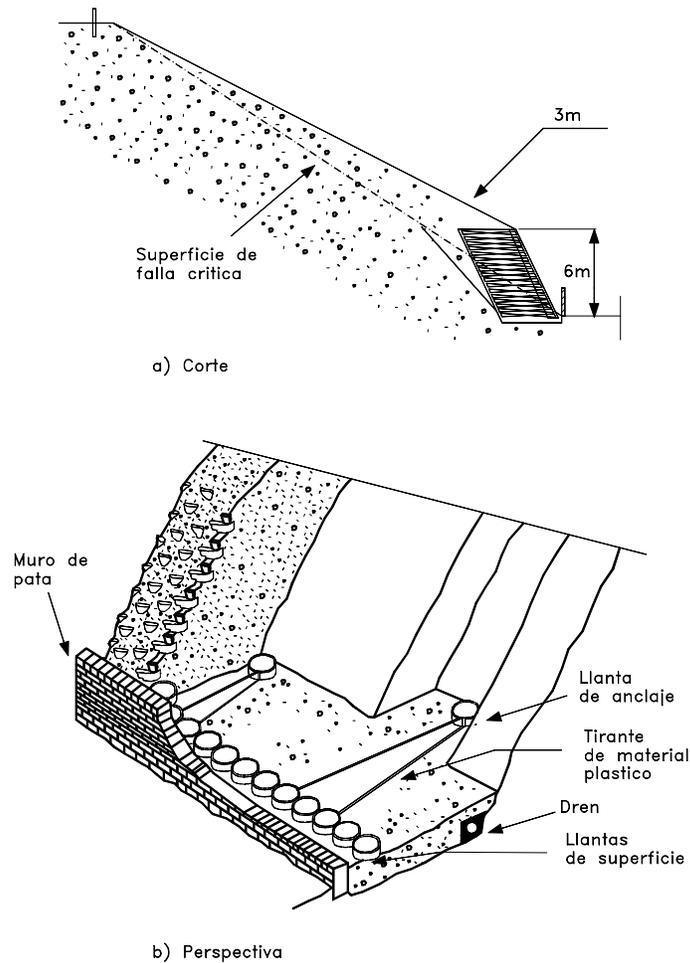


Figura 14.17 Muro armado con llantas usadas, utilizando llantas con tirantes como elemento de anclaje.