NSE 5.3

OBRAS DE RETENCIÓN

AGIES

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica

Normas de Seguridad Estructural para Guatemala

2018

Actualización 15/07/2020

NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA GUATEMALA

NSE 5.3

OBRAS DE RETENCIÓN

Edición 2018
Actualización 15/07/2020

Normas de Seguridad Estructural para Guatemala
Obras de Retención
NSE 5.3 Edición 2018
Derechos reservados --
© Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES
Proyecto desarrollado por AGIES por medio de la Dirección de Comités Técnicos

Este proyecto ha sido parcialmente financiado para cubrir gastos de publicación y diseminación por Trocaire y por el Departamento de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Unión Europea, el cual proporciona asistencia a las víctimas de catástrofes naturales y conflictos fuera de las fronteras de la Unión Europea. La ayuda se brinda a las víctimas de manera imparcial, directo a las personas con más necesidad con independencia de su nacionalidad, religión, sexo, origen étnico o afiliación política.

El contenido técnico y opiniones expresados en este documento no reflejan de ninguna manera tecnología en uso ni opiniones de la Unión Europea, por lo que ésta no se hace responsable de la información que contiene este documento. Tampoco las otras organizaciones mencionadas.

La redacción, actualización y discusión de la Edición 2018 de estas normas ha sido posible por los aportes ad-honorem de tiempo de los miembros de los comités técnicos de AGIES y grupos revisores.

Nota de AGIES

Los aportes directos de nuestros patrocinadores se utilizan para diseminación de tecnología por medio de seminarios, mesas técnicas de trabajo, conferencias, cursos cortos, publicaciones colaterales y otros medios de difusión. Los aportes para impresión y publicación se reciben frecuentemente en especie.

La redacción de los documentos, la investigación bibliográfica o de campo y actividades relacionadas con la actualización y/o generación de textos, son aportadas por los miembros de los comités técnicos en su propio tiempo disponible. Ningún directivo de AGIES y ningún miembro de comités técnicos reciben emolumentos por parte de AGIES.

AGIES
Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
Edificio de los Colegios Profesionales de Guatemala
Cuarto Nivel
Zona 15, Ciudad de Guatemala 0115
Guatemala
Tel. (502) 5493-0807
www.agies.org

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) es una entidad privada no lucrativa, académica, gremial formativa, científica y cultural, que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines, así como el mejoramiento de los niveles docentes y profesionales en dichos campos, para el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo. Es una gremial adscrita al Colegio de Ingenieros de Guatemala.

Las Normas de Seguridad Estructural (NSE) están dirigidas a personas calificadas para comprender el significado y limitaciones de su contenido y sus recomendaciones, quedando bajo la responsabilidad de estas personas el uso de los criterios aquí establecidos. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica no asume ninguna responsabilidad, ni total, ni parcial, por el uso que se haga del contenido del presente documento y no será responsable de ningún daño, falla o pérdida derivada de la aplicación del mismo.

Los comentarios y sugerencias al presente documento deberán ser dirigidos al Comité Técnico de AGIES. Todas las personas, miembros o no de AGIES, están invitadas a colaborar con el mejoramiento del contenido de este y el resto de documentos que conforma las Normas de Seguridad Estructural.

NSE 5.3

OBRAS
DE
RETENCIÓN

Edición 2018
Actualización 15/07/2020

RECONOCIMIENTO

Este documento ha sido elaborado por un comité de ingenieros bajo la supervisión de la Dirección de Comités Técnicos de AGIES.

Director de Comités Técnicos

- Dr. Héctor Monzón Despang

Comité Redactor

- Ing. Héctor Valdéz Arandi
- Ing. Alberto Pérez Zarco

Se agradece el aporte de comentarios de

- Dr. Rodolfo Semrau Lago
- Ing. Fernando Callejas Benitez
- Ing. Ricardo Rodas
- Ing. Omar Flores Beltetón
- Ing. Ricardo Rodas
- Ing. Alessandro Faes
- Inga. Andrea Meyer Luce
- Inga. Wilma de León Marroquin
- Ing. Carlos Pérez Arias
- Ing. Ernesto Calzia
- Ing. Luis Leiva

Coordinación

- Inga. Lucia Mercedes Borja Ortiz
- Ing. Fernando Szasdi Bardales

Créditos

- Organización y Diseño: AGIES
- Diagramación: Nydia Monroy
- Foto de portada: Ing. Fernando Szasdi Bardales

TABLA DE CONTENIDO

PRÓLOGO

CAPÍTULO 1
GENERALIDADES

CAPÍTULO 2
TIPOS DE MURO DE CONTENCIÓN
2.1 — Introducción
2.2 — Muros de gravedad
2.3 — Muros en voladizo y muros con contrafuertes
2.4 — Muros empotrados
2.5 — Muros con anclajes
2.6 — Muros de suelo estabilizado mecánicamente (MSEM)
2.7 — Muros de suelo enclavado o "Soil Nailing"
2.8 — Muros de celosía o módulos prefabricados

CAPÍTULO 3
CÁLCULO DE LOS EMPUJES LATERALES DEL SUELO
3.1 — Tipos de empujes laterales del suelo
3.2 — Material de relleno
3.3 — Juntas de expansión y contracción
3.4 — Teorías para el cálculo de los empujes laterales de tierras
3.4.1 — Teoría de Rankine
3.4.2 — Teoría de Coulomb

CAPÍTULO 4
ANÁLISIS POR SISMO

CAPÍTULO 5
CONSIDERACIONES DE DISEÑO
5.1 — Requisitos de estabilidad
5.1.1 — Introducción
5.1.2 — Coeficientes de carga
5.1.3 — Factores de seguridad
5.1.4 — Estabilidad global

CAPÍTULO 6
CRITERIOS DE DISEÑO PARA OTROS TIPOS DE OBRAS DE RETENCIÓN
6.1 — Consideraciones de diseño para muros de suelo estabilizado mecánicamente

6.1.1 — Estabilidad externa
6.1.2 — Estabilidad interna
6.2 — Consideraciones de diseño para muros de sótanos de edificios
6.3 — Consideraciones de diseño para muros empotrados
6.4 — Consideraciones de diseño para muros con anclajes
6.5 — Consideraciones de diseño para muros de suelo enclavado "Soil Nailing"
6.6 — Procedimiento general de diseño

CAPÍTULO 7
DRENAJE SUBTERRÁNEO
7.1 — Introducción
7.2 — Formas de suministrar drenaje subterráneo

CAPÍTULO 8
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

PRÓLOGO

La presente norma corresponde a la versión revisada y ampliada del Capítulo 3 de la norma NR 5, cuya edición surgió como parte de revisión de las Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala, publicada en junio de 2002, y que posteriormente fue incorporada de forma parcial en la Norma de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala (NSE) 5.3, en agosto de 2010.

En la versión de 2010 se conservaron vigentes únicamente las Secciones 3.3, 3.4 y 3.72 del Capítulo 3 de la NR 5, sin embargo, en la presente edición se retomó, revisó y amplió el resto de las secciones que habían quedado pendientes.

El Capítulo 1 de la presente norma contiene las generalidades, mientras que en el Capítulo 2 se describen los diferentes tipos de muro de contención, entre los cuales e incluyen los muros de gravedad, muros en voladizo y con contrafuertes, muros empotrados, muros con anclajes, muros de suelo estabilizado mecánicamente, muros de suelo enclavado y muros de celosía o módulos prefabricados.

En el Capítulo 3 se presentan los lineamientos para el cálculo de los empujes laterales del suelo, en el Capítulo 4 se describe el análisis por sismo y en el Capítulo 5 se presentan las consideraciones de diseño para cumplir con los requisitos de estabilidad.

Finalmente, en el Capítulo 6 se presentan los criterios de diseño para otros tipos de obra de retención y en el Capítulo 7 se trata el tema del drenaje subterráneo.

Comité Técnico NSE 5.3

CAPÍTULO 1 — GENERALIDADES

1.1 Una obra de retención es un tipo de estructura que está diseñada para soportar los empujes laterales producidos por el suelo u otros materiales (agua, granos, etc.), y que retiene a dicha masa de suelo o a dichos materiales en un corte vertical o con cierta pendiente que de otra forma tendería a fallar o a deslizarse.

1.2 Las obras de retención deben diseñarse para soportar los empujes laterales producidos por el suelo, agua, sobrecargas vivas o muertas, cargas sísmicas, el peso propio del muro, los efectos de temperatura y contracción, etc., de acuerdo con los principios generales especificados en esta Norma.

1.3 Las fuerzas laterales que interactúan entre la obra de retención y la masa de suelo retenida están causadas por el empuje lateral del suelo. La magnitud de la presión lateral del suelo se calculará y evaluará por medio de la llamada teoría de empujes laterales del suelo o simplemente teoría de empujes del suelo.

FIN DEL CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2 — TIPOS DE MURO DE CONTENCIÓN

2.1 — Introducción

2.1.1 La selección del tipo de muro a utilizar para contener una masa de suelo se basará en la magnitud y dirección de las cargas estáticas y sísmicas que este tenga que soportar, en la profundidad a la que se encuentre un suelo de cimentación adecuado, en la cercanía de construcciones vecinas, en la presencia de restricciones físicas, en la magnitud de los asentamientos y deformaciones permisibles, en la apariencia que se desea para el muro, en la facilidad de su construcción y en su costo.

2.1.2 Las estructuras de retención se pueden clasificar de diferentes formas. Una forma de clasificación muy utilizada se basa en la rigidez del muro, y se distinguen los muros rígidos de los flexibles. Se definen como estructuras rígidas aquellos muros en que la forma de los mismos no cambia como producto de los empujes laterales del suelo y sólo experimentan una rotación o traslación como un todo. Las estructuras flexibles son aquellas en que la estructura puede deformarse sin sufrir daños importantes.

2.1.3 Otra clasificación para las estructuras de retención es de acuerdo a la forma en que estas resisten las cargas laterales del suelo, y se distinguen los muros de gravedad, en voladizo, muros empotrados, con anclajes, de suelo reforzado mecánicamente, etc.

2.1.4 Las estructuras de retención también se clasifican por su período de vida útil, distinguiendo entre estructuras temporales y estructuras permanentes. Esta distinción es de suma importancia al elegir los parámetros de diseño, materiales, medidas de protección y se tiene que establecer desde el inicio de la planificación.

2.2 — Muros de gravedad

2.2.1 Los muros de gravedad deben su capacidad de soportar cargas laterales a la acción de su propio peso. Estas estructuras de retención se construyen generalmente de concreto ciclópeo, piedra, gaviones, etc. Estos muros se dimensionan de tal forma que los mismos no sufran movimientos de traslación y rotación, que no se produzcan presiones sobre el suelo mayores a las permisibles y que la resultante de las fuerzas estáticas que actúan sobre cualquier plano horizontal a través del muro se localice dentro del tercio medio de dicho plano, con el objeto de evitar esfuerzos de tensión en las caras externas del muro.

2.3 — Muro en voladizo y muros con contrafuertes

2.3.1 Los muros en voladizo deben su capacidad a una combinación del peso muerto del muro, el cual incluye el peso del suelo por encima del cimiento, y de la resistencia estructural del mismo. Los muros en voladizo con contrafuertes también pertenecen a esta clasificación. Estos muros consisten de una cortina vertical y de un cimiento corrido en la base, los cuales, a diferencia de los muros de gravedad, se refuerzan para soportar los esfuerzos de corte y tensión a los que se verán sometidos. Generalmente se construyen de concreto reforzado, pero también pueden construirse en mampostería reforzada.

2.4 — Muros empotrados

2.4.1 Los muros empotrados obtienen su capacidad de soportar empujes laterales por medio del empotramiento de elementos verticales dentro del suelo, los cuales pueden ser tangentes entre sí o bien estar separados cierta distancia, pero unidos en sus extremos superiores por elementos que forman una cubierta o pantalla entre los mismos lo que permite contener la masa de suelo.

2.4.2 Los elementos verticales en los muros empotrados pueden ser pilotes hincados, pilotes perforados, tablestacas metálicas, de madera o de PVC, pantallas de concreto fundidas en el lugar, etc., mientras que los elementos de cubierta o pantallas pueden consistir en paneles de concreto reforzado, fundidos en el lugar o prefabricados, elementos metálicos o de madera.

2.4.3 En los muros empotrados, los elementos verticales se empotran y profundizan por debajo de una superficie denominada "superficie de empotramiento", donde ya se encuentran los estratos resistentes de suelo en una distancia que asegure la resistencia vertical y lateral, mientras que los elementos de las pantallas o cubiertas únicamente se profundizan por debajo de esta "superficie de empotramiento" en una distancia que proteja las pantallas del muro contra el socavamiento.

2.4.4 Dependiendo de las restricciones de desplazamiento lateral en cada caso específico, en los muros empotrados se podrán colocar anclajes u otras estructuras de soporte lateral.

2.5 — Muros con anclajes

2.5.1 Los muros con anclajes están formados por los mismos elementos de los muros, pero tienen una resistencia lateral adicional debida a la acción de una o más filas de anclajes. Estos anclajes pueden ser elementos preesforzados o del tipo "muerto", compuestos por torones o barras, con protección contra la corrosión si es necesario, los cuales se extienden desde la cara del muro hasta una zona inyectada o a un anclaje de tipo mecánico localizado más allá de la zona de la masa de suelo que le ejerce cargas al muro. En los elementos verticales de soporte o en las cubiertas o pantallas de los muros se colocan cabezas de anclaje, platinas o dispositivos de soporte que transfieren las cargas del muro hacia los anclajes. Cuando no se utilizan elementos verticales empotrados, se utiliza un cimiento corrido en la base de la cortina del muro anclado para proveer de soporte vertical al muro. Los muros anclados son utilizados generalmente en taludes de corte, en los cuales la construcción se hace desde la corona del talud hacia la base o pie del mismo.

2.6 — Muros de suelo estabilizado mecánicamente (MSEM)

2.6.1 Los muros de suelo estabilizado mecánicamente (MSEM), suelo reforzado o muros de tierra armada (como se conocen comúnmente) son estructuras de retención formadas principalmente por suelo cuyo comportamiento y resistencia han sido mejorados mediante la incorporación de elementos internos de esfuerzo.

2.6.2 En los muros del tipo MSEM los elementos de refuerzo generalmente consisten de elementos metálicos o fabricados a base de polímeros, ya sea en forma de mallas uniaxiales y biaxiales, o en telas geotextiles, y cuya función principal es la de resistir los esfuerzos de tensión y corte que la masa de suelo no podría resistir por sí misma. Adicionalmente se construye un elemento de pantalla o cortina que forma el rostro exterior del muro.

2.6.3 Los muros del tipo MSEM pueden ser utilizados en los casos en que sea factible el uso de muros convencionales de gravedad, en voladizo o con contrafuertes, y particularmente, debido a su gran flexibilidad, se adaptan muy bien a los casos en que se esperen asentamientos totales y diferenciales que no excedan a los tolerables por comportamiento y apariencia.

2.7 — Muros de suelo enclavado o "Soil Nailing"

2.7.1 El sistema de muros de suelo enclavado, consiste en colocar inclusiones dentro de la masa de suelo que forma los taludes de corte o excavaciones verticales, mediante la perforación de agujeros en la misma, dentro de los cuales se colocan varillas de acero de refuerzo de diámetro y longitud variables, y que son llenados con lechada de cemento. Posteriormente las inclusiones se fijan a un recubrimiento o pantalla que se construye en la cara expuesta del talud. Las inclusiones tienen el objetivo de resistir esfuerzos de tensión, corte y momentos flexionantes, y se colocan separadas entre sí a distancias horizontales y verticales relativamente pequeñas, con cierta inclinación descendente, y de esta forma proporcionan refuerzo a tensión a la masa de suelo, aumentan la resistencia total al corte de la misma, restringen los desplazamientos y limitan la descompresión de los taludes durante la excavación.

2.8 — Muros de celosía o módulos prefabricados

2.8.1 Los muros de celosía o módulos prefabricados se encuentran formados por piezas prefabricadas de concreto, acero o madera que se disponen en forma de celdas las cuales se llenan posteriormente de suelo, formando prácticamente un muro de gravedad.

2.8.2 Los muros de celosía pueden ser utilizados en los mismos casos donde los muros de gravedad, en voladizo o con contrafuertes sean considerados para retener una masa de suelo.

FIN DEL CAPÍTULO 2

CAPÍTULO 3 — CÁLCULO DE LOS EMPUJES LATERALES DEL SUELO

3.1 — Tipos de empujes laterales del suelo

3.1.1 Los empujes laterales que actúan sobre una estructura de retención no dependen únicamente del tipo de suelo a contener, sino que están muy ligados a las condiciones de rigidez y de apoyo de los muros de contención, las cuales limitan la capacidad del muro de moverse en el sentido horizontal o de girar con relación a su base como respuesta a las cargas impuestas. Por lo tanto, deberán diferenciarse los casos en que los muros de retención son libres de trasladarse o de rotar con respecto a su base, y los casos en que los muros de retención, dadas sus condiciones de apoyo o rigidez, se vean limitados a sufrir dichos desplazamientos, ya sea en forma parcial o total.

3.1.2 La condición de empuje en reposo se presenta cuando el suelo se encuentra en su estado original, y en los casos en que el proceso constructivo del muro de contención permita muy poco o prácticamente ningún desplazamiento lateral del suelo, y que por lo tanto no se produzca ninguna alteración al estado de esfuerzos original del suelo.

3.1.3 Si se estima que el muro se moverá alejándose de la masa de suelo, entonces el suelo retenido tenderá a expandirse lateralmente y se producirá la condición de empuje activo, la cual implica una reducción de la presión lateral con relación a la condición de empuje en reposo.

3.1.4 En el caso de que el muro ejerza presión sobre el suelo, de tal modo que el muro tienda a desplazarse hacia la masa de suelo, se producirá la condición de empuje pasivo, la cual es bastante mayor a la condición de empuje en reposo.

3.1.5 Con base en la Sección 3.1.4, y en términos generales, los muros de gravedad, los muros en voladizo con o sin contrafuertes, los muros de suelo estabilizado mecánicamente o tierra armada, de celosía y cualquier otro tipo de obra de retención que sea libre de trasladarse o de girar con respecto a su base, deberán diseñarse para el estado de empuje activo, siempre y cuando se cumpla con el movimiento mínimo que permita que se genere dicho estado, el cual consiste en una rotación con relación a su base o una traslación horizontal de acuerdo con los valores que se muestran en la Tabla 3.1.5-1.

Tabla 3.1.5-1 — Movimientos Mínimos para Considerar Presiones Activas y Pasivas

Tipo de Suelo y condición	Traslación horizontal del Muro, (Δ) Estado Activo	Estado Pasivo
Suelos granulares densos	0.001H	0.020H
Suelos granulares sueltos	0.004H	0.060H
Suelos cohesivos compactos	0.010H	0.020H
Suelos cohesivos suaves	0.020H	0.040H

3.1.6 En los casos en que no se cumpla con los movimientos o rotaciones mínimas de la Tabla 3.1.5-1, o que los mismos no sean tolerables para la condición analizada, la estructura de retención deberá diseñarse para soportar la condición de empuje en reposo del suelo.

3.2 — Material de relleno

3.2.1 El material de relleno detrás de los muros de contención deberá ser un material granular, permeable, que permita un drenaje libre, y que no sea expansivo. Los materiales arcillosos no serán permitidos en la construcción de rellenos en la parte posterior de un muro de contención, a menos que el diseñador así lo permita, en cuyo caso su proceso constructivo se deberá seguir bajo las instrucciones del mismo.

3.3 — Juntas de expansión y contracción

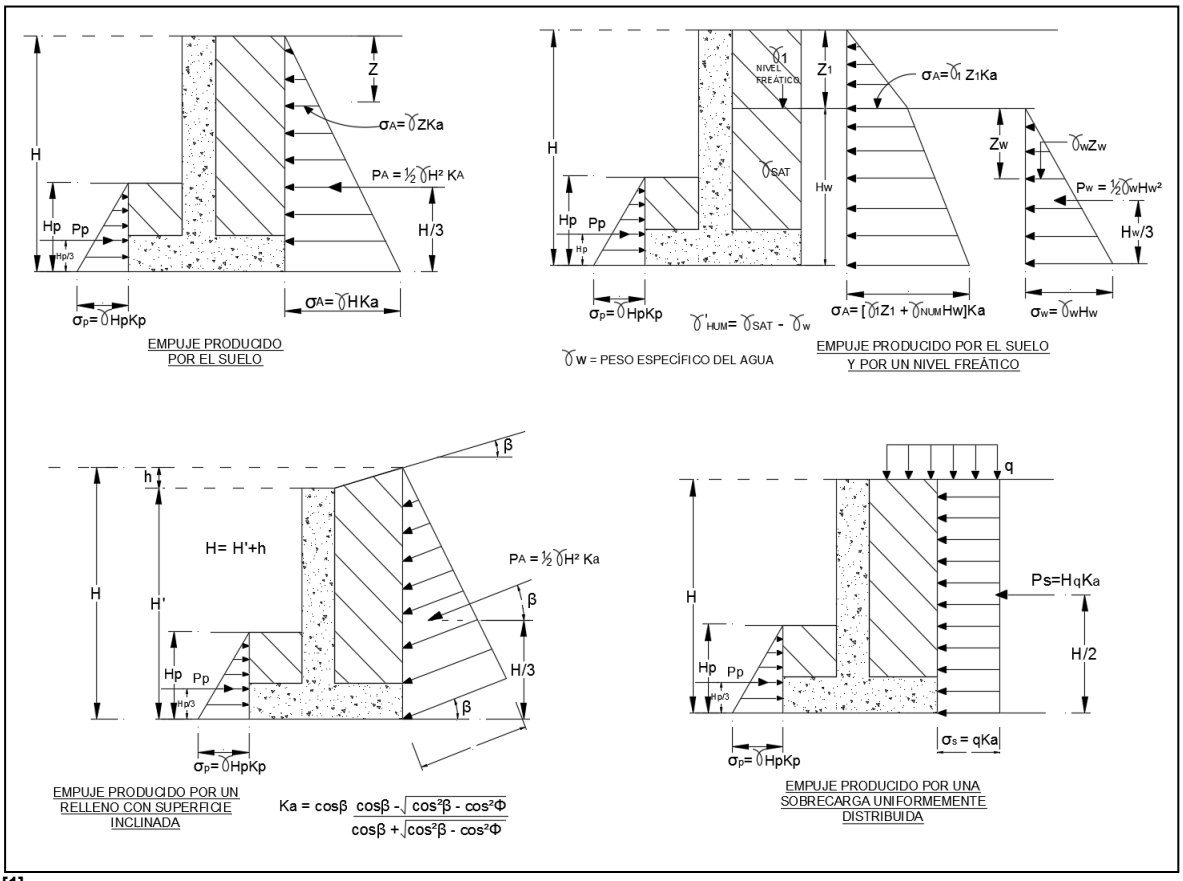
3.3.1 Para muros en voladizo o de gravedad, las juntas de contracción deberán colocarse a intervalos que no excedan de 10.0 metros, y las juntas de expansión a intervalos que no excedan de 30.0 metros.

3.4 — Teorías para el cálculo de los empujes laterales de tierras

3.4.1 ***Teoría de Rankine —*** Se conoce también como la teoría del estado de esfuerzos de Rankine, y se basa en la relación que existe entre el esfuerzo horizontal que actuará sobre el muro, y el esfuerzo vertical que se produce sobre un elemento de suelo dentro de la misma masa de suelo. Esta relación se hace en función de un coeficiente de empuje (K), cuya magnitud dependerá de las características del suelo y del tipo de movimiento que sufrirá el muro, es decir para el estado activo, pasivo o en reposo.

(a) *Empuje activo —* Para el cálculo de empujes laterales se podrá utilizar la teoría de Rankine, de acuerdo con la Figura 3.4.1-1.

Figura 3.4.1-1 — Empujes laterales utilizando la teoría de Rankine [1]



[1] Para modelos más complejos utilizar análisis de estabilidad de taludes.

(i) De acuerdo con la teoría de Rankine, el empuje activo total producido por una masa de suelo netamente granular y homogénea, cuya superficie tiene forma horizontal, está dado por la siguiente ecuación: (ver Figura 3.4.1-1)

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma' H^2 \qquad (3.4.1\text{-}1)$$

Donde:

- $\mathbf{P_a}$ es la resultante de la presión activa del suelo expresada en Toneladas por metro lineal de muro
- $\mathbf{K_a}$ es el coeficiente de presión activa del suelo
- γ' es el peso unitario efectivo del suelo detrás del muro expresado en Ton/m³
- **H** es la altura del muro en metros

(ii) El coeficiente de presión activa del suelo se calcula como:

$$K_a = \frac{(1-sen\phi)}{(1+sen\phi)} = tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \qquad (3.4.1\text{-}2)$$

Donde:

- **Φ** representa el ángulo de fricción interna del suelo atrás del muro

(iii) La fuerza resultante P_a en condiciones estáticas actúa a una distancia H/3 por encima de la base del muro. Debido a que en esta teoría no se toma en cuenta la fuerza de fricción que actúa entre la pared vertical del muro y el suelo que forma el relleno, esta fuerza resultante actúa en forma horizontal sobre el muro.

(iv) En el caso de que existan sobrecargas adicionales verticales uniformemente distribuidas sobre la superficie, se aplicará sobre el muro una carga adicional a la ya mencionada anteriormente, definida de la siguiente forma: (ver Figura 3.4.1-1)

$$P_s = K_a\, H\, q \qquad (3.4.1\text{-}3)$$

Donde:

- **P_s** es la resultante de la presión adicional debido a una sobrecarga uniformemente distribuida aplicada en la superficie del relleno, expresada en Ton por metro lineal del muro, y que actúa a una altura H/2 por encima de la base del muro.
- **q** es el valor de la sobrecarga uniformemente distribuida aplicada en la superficie expresada en Ton/m². Si se trata de carga de tráfico, dicha sobre carga tendrá un valor no menor de 1.50 Ton/m².

(v) Si se espera que exista un nivel freático estático horizontal actuando en la parte trasera del muro, la fuerza hidrostática total adicional podrá calcularse de la siguiente forma (ver Figura 3.4.1-1);

$$P_w = \frac{1}{2}\,\gamma_w H_w{}^2 \qquad (3.4.1\text{-}4)$$

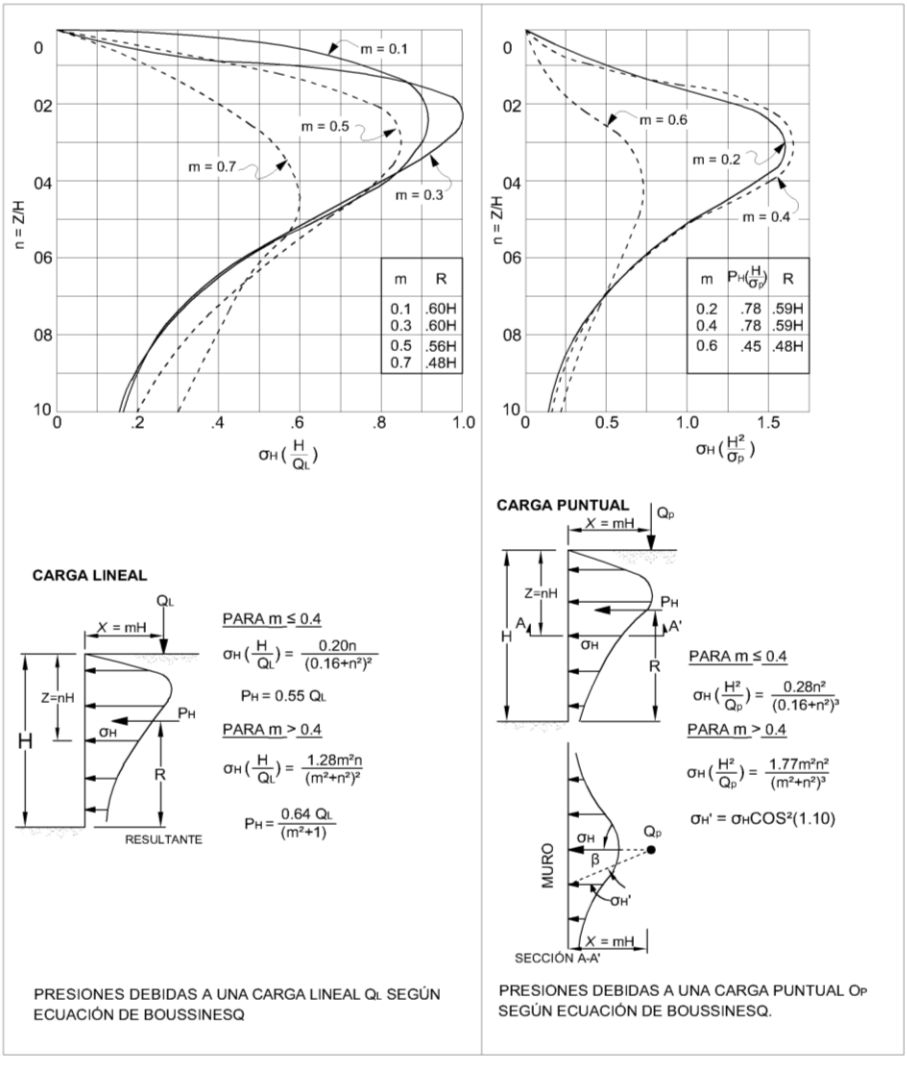
Donde:

- **P_w** es la fuerza hidrostática total expresada en Ton/metro lineal de muro, actuando a una distancia $H_w/3$ por encima de la base del muro
- **γ_w** es el peso unitario del agua = 1.0 Ton/m³
- **H_w** es la altura del nivel freático medida desde la base del muro expresada en metros

(vi) En los casos donde exista un nivel freático en las dos caras del muro, pero que no tengan la misma altura, deberán considerarse las fuerzas de drenaje producidas por dicho gradiente hidráulico, para lo cual deberá construirse una red de flujo o deberán utilizarse métodos analíticos, los cuales podrán consultarse en la literatura especializada, ya que dicho análisis se encuentra fuera de los objetivos de esta Norma.

(vii) Los efectos de cargas permanentes puntuales o cargas lineales actuando en la parte superior del terreno podrán considerarse en el diseño mediante el uso de las curvas mostradas en la Figura No. 3.4.1-2:

Figura 3.4.1-2 — Presiones horizontales sobre un muro rígido causadas por cargas aplicadas sobre la superficie



(b) Empuje pasivo — El empuje pasivo total producido por una masa de suelo netamente granular y homogénea, cuya superficie tiene forma horizontal, está dado por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{P}_p = \frac{1}{2}\mathbf{K}_p\,\boldsymbol{\gamma}'\mathbf{H}^2 \qquad (3.4.1\text{-}5)$$

Donde:

- $\mathbf{P_p}$ es la resultante de la presión pasiva del suelo expresa da en Toneladas por metro lineal de muro
- $\mathbf{K_p}$ es el coeficiente de presión pasiva del suelo
- $\boldsymbol{\gamma}'$ es el peso unitario efectivo del suelo detrás del muro expresado en Ton/m³
- **H** es la altura del muro en metros

(i) El coeficiente de presión pasiva del suelo se calcula como:

$$\boldsymbol{K_a} = \frac{(\mathbf{1}+\boldsymbol{sen\phi})}{(\mathbf{1}-\boldsymbol{sen\phi})} = \boldsymbol{tan}^{\mathbf{2}}\left(\mathbf{45} + \frac{\boldsymbol{\phi}}{\mathbf{2}}\right) \qquad (3.4.1\text{-}6)$$

Donde:

- **Φ** representa el ángulo de fricción interna del suelo atrás del muro

(ii) La fuerza resultante P_p en condiciones estáticas actúa a una distancia H/3 por encima de la base del muro. Debido a que en esta teoría no se toma en cuenta la fuerza de fricción que actúa entre la pared vertical del muro y el suelo que forma el relleno, esta fuerza resultante actúa en forma horizontal sobre el muro.

(c) Estado de presión en reposo — El empuje en reposo total producido por una masa de suelo netamente granular y homogénea, cuya superficie tiene forma horizontal, está dado por la siguiente fórmula:

$$\boldsymbol{P_o} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\,\boldsymbol{K_o}\,\boldsymbol{\gamma'}\boldsymbol{H^2} \qquad (3.4.1\text{-}7)$$

Donde:

- $\mathbf{P_o}$ es la resultante de la presión en reposo del suelo expresada en Toneladas por metro lineal de muro
- $\mathbf{K_o}$ es el coeficiente de presión en reposo del suelo
- $\boldsymbol{\gamma}'$ es el peso unitario efectivo del suelo detrás del muro expresado en Ton/m³
- **H** es la altura del muro en metros

(i) El coeficiente de presión en reposo para un suelo granular se calcula como:

$$Ko = 1 - sen\phi \qquad (3.4.1\text{-}8)$$

Donde:

- **Φ** representa el ángulo de fricción interna del suelo atrás del muro

3.4.2 — *Teoría de Coulomb*

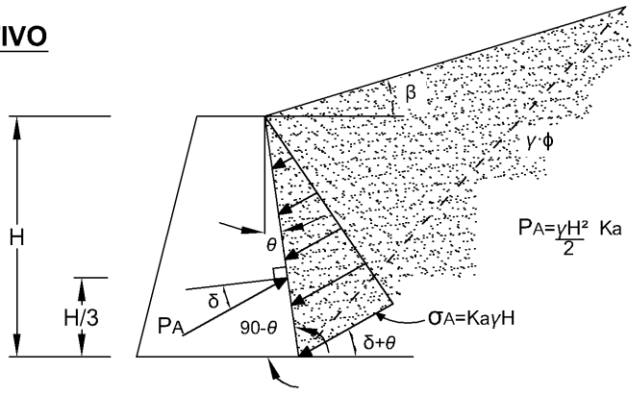
(a) En la Teoría de Coulomb se considera que, si un muro de contención sufre un pequeño desplazamiento, entonces ocurre la ruptura del suelo en la parte trasera del muro y una cuña de suelo se desprenderá del resto de la masa. En el caso de la presión activa esta cuña se desplaza hacia abajo sobre la superficie de falla debido al efecto de su propio peso.

(b) En el caso de la resistencia pasiva del suelo, la cuña de suelo, debido a la fuerza que ejerce el muro sobre la misma, se desliza hacia arriba sobre la superficie de falla. La presión en reposo del suelo no se considera en esta teoría.

(c) Para el cálculo de los empujes activos o pasivos del suelo por medio de la Teoría de Coulomb se pueden utilizar los criterios mostrados en la Figura 3.4.2-1.

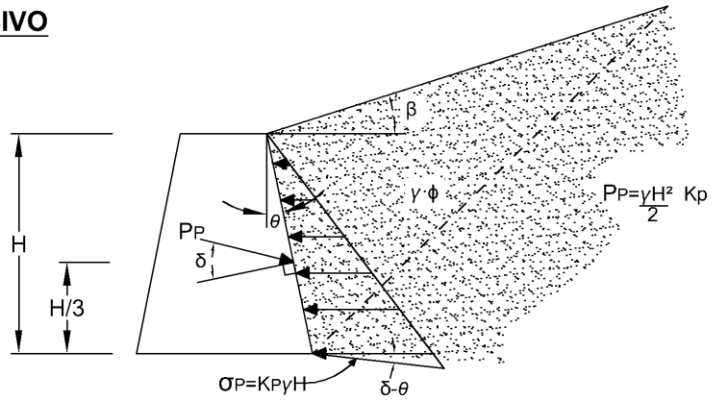
Figura 3.4.2-1 — Coeficientes de K_a y K_p para empujes laterales usando la Teoría de Coulomb

EMPUJE ACTIVO



$$Ka = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta)\operatorname{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta)\cos(\theta - \beta)}}\right]^2}$$

EMPUJE PASIVO



$$Kp = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2\theta \cos(\theta - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta)\operatorname{sen}(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta)\cos(\theta - \beta)}}\right]^2}$$

δ = ÁNGULO DE FRICCIÓN ENTRE EL MURO Y EL SUELO
ϕ = ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO

NOTA: LOS VALORES DE Kp SON SATISFACTORIOS PARA VALORES DE $\delta \leq \phi/3$
PERO NO SON CONSERVADORES PARA $\delta \geq \phi/3$, POR LO TANTO NO DEBERAN UTILIZARSE

(d) Para la superficie de falla crítica, el empuje activo (P_a) sobre un muro de contención de un suelo sin cohesión puede ser expresado como: (ver Figura 3.4.2-1)

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \qquad (3.4.2\text{-}1)$$

Donde:

$$K_a = \frac{cos^2(\phi - \theta)}{cos^2\theta \cos(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{sen(\delta+\phi)sen(\phi-\beta)}{\cos(\delta+\theta)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2} \qquad (3.4.2\text{-}2)$$

- γ es el peso unitario del suelo
- ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo
- θ es el ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical
- δ es el ángulo de fricción entre el muro y el suelo (usualmente entre 1/3ϕ y 2/3ϕ)
- β es el ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal

(e) La superficie crítica esta inclinada a un ángulo (respecto a la horizontal) de:

$$\propto_a = \emptyset + \tan^{-1}\left[\frac{\tan(\emptyset-\beta)+C_1}{C_2}\right] \qquad (3.4.2\text{-}3)$$

Donde:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\emptyset-\beta)[\tan(\emptyset-\beta)+\cot(\emptyset-\theta)][1+\tan(\delta+\theta)\cot(\emptyset-\theta)]} \qquad (3.4.2\text{-}4)$$

$$C_2 = 1 + \{\tan(\delta+\theta)[\tan(\emptyset-\beta)+\cot(\emptyset-\theta)]\} \qquad (3.4.2\text{-}5)$$

(f) Para condiciones de empuje pasivo máximo en rellenos sin cohesión el empuje pasivo (P_p) es:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \qquad (3.4.2\text{-}6)$$

Donde:

$$K_P = \frac{cos^2(\emptyset+\theta)}{cos^2\theta\cos(\delta-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{sen(\delta+\phi)sen(\phi+\beta)}{\cos(\delta-\theta)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2} \qquad (3.4.2\text{-}7)$$

FIN DEL CAPÍTULO 3

CAPÍTULO 4 — ANÁLISIS POR SISMO

4.1 El análisis de los efectos de sismo para obras de retención tiene una gran importancia para zonas que presentan una alta amenaza sísmica, como es el caso del territorio de Guatemala. El método de análisis pseudo-estático es muy utilizado para los análisis de estabilidad taludes y de obras de retención. En este método las fuerzas de inercia producidas por un sismo (que son variables en función del tiempo), y que actúan dentro de una masa o bloque rígido de suelo que es potencialmente inestable, se sustituyen por una fuerza pseudo-estática equivalente (F_{in}) que actúa en el centro de gravedad del bloque de suelo.

4.2 Es muy importante hacer notar que el Nivel de Protección Sísmica (NPS) y el sismo de diseño a utilizar en el diseño de las obras de retención, o en los análisis de estabilidad de taludes, no deberá ser menor que el NPS que le corresponda al Proyecto, o a las estructuras a proteger, aunque estas se localicen fuera del Proyecto (obras y estructuras vecinas).

4.3 Las componentes horizontal y vertical de esta fuerza pseudo-estática equivalente se calculan de la siguiente forma;

$$F_{in\,h} = k_h W \qquad (4.3\text{-}1)$$

$$F_{in\,v} = k_v W \qquad (4.3\text{-}2)$$

Donde:

- **W** es el peso del bloque de suelo
- $\mathbf{k_h}$ coeficiente sísmico horizontal (adimensional)
- $\mathbf{k_v}$ coeficiente sísmico vertical (adimensional)

4.4 Los coeficientes k_h y k_v se relacionan con las componentes horizontal y vertical de la aceleración pico del suelo en el sitio del Proyecto, respectivamente. Los signos que se asignen a estas componentes pueden ser positivos o negativos, debiéndose evaluar la que sea más desfavorable para la obra de retención.

4.5 El coeficiente K_h es una fracción del coeficiente de la aceleración del suelo (A_m), la cual actúa en el centroide de la masa de suelo. A_m es a su vez función del valor de la aceleración pico del suelo en el sitio del Proyecto, identificada como "aceleración máxima del suelo" (AMSd) en el Capítulo 4 de la NSE 2, y que actúa en el centroide de la masa de suelo. El coeficiente A_m se define como;

$$A_m m = (1.45 - AMSd)\, AMSd \qquad (4.5\text{-}1)$$

4.6 En general es aceptable seleccionar un coeficiente sísmico horizontal del suelo (k_h) para el diseño sísmico de obras de retención, y para el análisis de estabilidad de taludes, que varía entre los valores dados por las Ecuaciones 4.6-1 y 4.6-2.

$$k_h = 0.5\, A_m \qquad (4.6\text{-}1)$$

$$k_h = 0.67\, A_m \qquad (4.6\text{-}2)$$

Donde:

- Se debe aplicar el valor de la Ecuación 4.6-1 para suelos firmes, y de la Ecuación 4.6-2 para suelos medio densos a medio compactos.
- Para suelos suaves o potencialmente licuables deberán efectuarse estudios específicos.

4.7 El coeficiente sísmico vertical k_v se calcula como;

$$k_v = 0.5 k_h \qquad (4.7\text{-}1)$$

4.8 Para determinar la fuerza pseudo-estática de sismo se puede utilizar la teoría propuesta por Mononobe-Okabe, la cual se basa en la teoría de cuñas propuesta por Coulomb.

Comentario 4.1
La descripción en detalle de este análisis se encuentra en Seed y Whitman (1970) y Whitman y Liao (1985).

4.9 En el caso más general, la fuerza resultante total de la presión activa generada durante un sismo (P_{ae}) se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\, \gamma H^2 K_{ae} (1 - K_v) F \qquad (4.9\text{-}1)$$

Donde:

$$F = \frac{Cos^2\theta^*}{Cos\psi Cos^2\theta} \qquad (4.9\text{-}2)$$

$$\beta^* = \beta + \psi \qquad (4.9\text{-}3)$$

$$\theta^* = \theta + \psi \qquad (4.9\text{-}4)$$

$$\psi = Tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1-k_v)}\right] \qquad (4.9\text{-}5)$$

- $\boldsymbol{\gamma}$ es el peso unitario del suelo detrás del muro
- **H** es la altura del muro de contención
- $\boldsymbol{K_{ae}}$ es el coeficiente de presión activa estático y dinámico calculado como se indica en la Sección 4.3
- **β*** ángulo modificado del talud de relleno
- **θ*** ángulo modificado de la pared trasera del muro
- $\mathbf{K_v}$ es un coeficiente sísmico relacionado con la componente vertical de la aceleración pico del suelo en el sitio del Proyecto.
- $\mathbf{K_h}$ es un coeficiente sísmico relacionado con la componente horizontal de la aceleración pico del suelo en el sitio del Proyecto.

4.10 Para el análisis por sismo se trabajará con un coeficiente de presión activa estático y dinámico (K_{ae}), el cual se obtiene utilizando la teoría de Coulomb, tal como muestra en la Figura 3.4.2.3-1, pero sustituyendo los ángulos β y θ por los ángulos modificados β* y θ* que se calculan como se indica en las Ecuaciones 4.9-3 y 4.9-4.

4.11 La fuerza P_{ae} estará integrada por la suma de la presión activa estática P_a más el incremento dinámico ΔP_{ae} causado por el sismo, es decir:

$$\boldsymbol{P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae}} \qquad (4.11\text{-}1)$$

4.12 La resultante de la presión activa estática (P_a) seguirá actuando a una altura de H/3 medida desde la base del muro, mientras que la fuerza resultante del incremento dinámico (ΔP_{ae}) actuará a una altura igual a 2H/3 medida también desde la base del muro. El valor de ΔP_{ae} se obtendrá como sigue:

$$\boldsymbol{\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a} \qquad (4.12\text{-}1)$$

4.13 En los casos en que se considere necesario podrán utilizarse otras teorías que involucren un análisis del comportamiento dinámico del suelo, del comportamiento de la estructura del muro en función de su rigidez y condiciones de apoyo, y de la interacción suelo-estructura.

FIN DEL CAPÍTULO 4

CAPITULO 5 — CONSIDERACIOINES DE DISEÑO

5.1 — Requisitos de Estabilidad

5.1.1 — *Introducción*

(a) En toda estructura de retención del tipo de gravedad o en voladizo se debe verificar la estabilidad de la misma contra deslizamiento, volteo, capacidad soporte, y la posibilidad de que ocurra una falla profunda que pase por debajo de la cimentación de la estructura de retención (estabilidad global). Para el caso de los muros flexibles como es el caso de los muros de suelo estabilizados mecánicamente, gaviones, etc., deberá verificarse además la estabilidad interna de los componentes del muro.

(b) Para verificar las dimensiones y estabilidad de un muro de contención se deben utilizar las cargas reales de servicio sin utilizar factores de mayoración.

(c) Para el cálculo estructural de las obras de retención deberán utilizarse las recomendaciones de diseño que se proporcionan en esta Norma dependiendo del material que se utilice, ya sea de concreto reforzado, mampostería, madera, etc. En el caso de que existan sobrecargas actuando sobre el muro, la estabilidad deberá revisarse con y sin la aplicación de dichas sobrecargas.

5.1.2 *Condiciones de carga —* Las condiciones de estabilidad de las estructuras de retención deberán verificarse para las siguientes condiciones de carga:

(a) **Cargas de servicio + cargas eventuales —** En este caso se considera que el relleno detrás del muro ya se encuentra construido hasta su nivel final, y que el mismo se encuentra en estado seco, húmedo o saturado según el caso. Adicionalmente, se considera que sobre la estructura actúan las posibles sobrecargas, si es que estas existen (la estabilidad del muro deberá cumplirse con o sin sobrecarga actuando sobre el mismo). Se considera además que actúan las posibles cargas puntuales o distribuidas de estructuras vecinas, o de cualquier otro tipo de carga externa si se presenta el caso.

(b) **Cargas de servicio + carga de sismo —** En esta condición de carga se verifica la estabilidad del muro para las mismas condiciones de carga mencionadas en el inciso (a), más el incremento de carga lateral producido por el sismo de diseño. Para el análisis por sismo se utilizará la teoría de Mononobe Okabe mencionada en la Sección 4.8, o cualquier otra que aplique, utilizándose los valores de aceleración horizontal del suelo recomendados del mapa de microzonificación sísmica de Guatemala proporcionados en el Capítulo 4 de la Norma NSE-2. El Sismo de diseño a utilizar deberá ser el que corresponda al Nivel de Protección Sísmica que correspondiente a la estructura de mayor importancia que se pueda ver afectada por la obra de retención, entendiéndose que podrá ser la estructura propia del Proyecto o sus colindancias. La Aceleración máxima del suelo (AMS) se deberá calcular según la Ecuación 4.5.8-1 de la NSE-2.

5.1.3 — *Factores de seguridad*

(a) Se deberán utilizar como mínimo los factores de seguridad que se muestran en la Tabla 5.1.3-1

Tabla 5.1.3-1 — Factores de seguridad mínimos

Condición de carga	F.S. mínimo contra deslizamiento	Criterio contra volteo área en compresión	Criterio para (q_a) q_{MAX} sobre suelo
Servicio (muro permanente)	1.50	1.50	< q_a
Servicio + Sismo (muro permanente)	1.10	1.10	<1.33 q_a
Servicio (muro temporal)	1.35	1.35	< q_a
Servicio + Sismo (muro temporal)	1.00	1.00	<1.33 q_a

Donde:

- q_{max} es la presión máxima aplicada sobre el suelo de fundación
- q_a es la capacidad soporte permisible del suelo de cimentación con un factor de seguridad contra la falla por corte igual a 3
- Se define como muro temporal aquel que tendrá un período de servicio no mayor de 18 meses

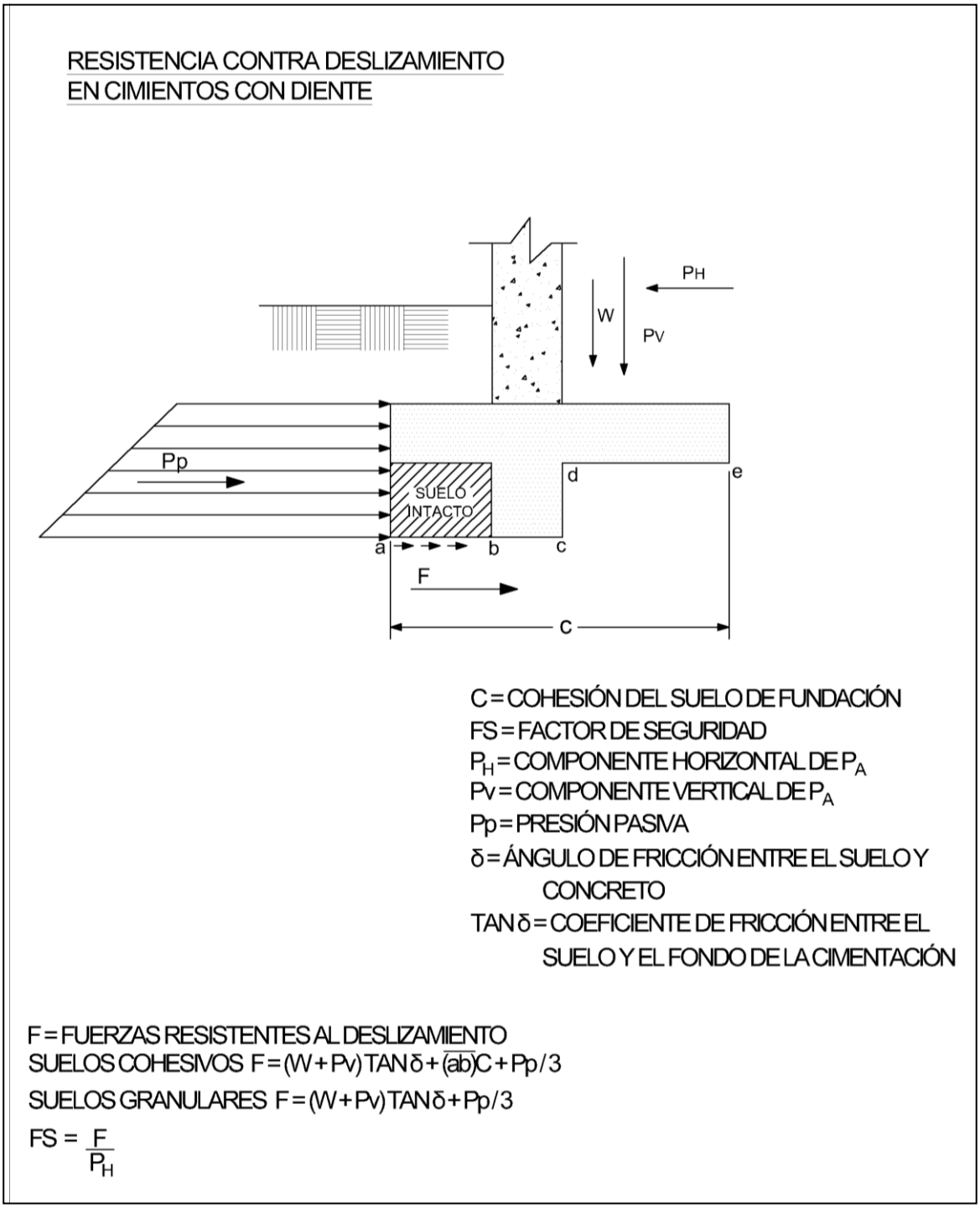
(b) *Factor de seguridad contra deslizamiento*

(i) El propósito de efectuar un análisis de estabilidad contra deslizamiento es el de calcular la seguridad de la estructura contra una potencial falla debida a una deformación horizontal excesiva. El potencial de una falla por deslizamiento puede ser calculado comparando las fuerzas aplicadas de corte contra las fuerzas resistentes de corte disponibles a lo largo de una superficie de falla a nivel de la cimentación del muro.

(ii) El factor de seguridad contra deslizamiento debería ser suficiente sin considerar el efecto de la presión pasiva en la parte frontal del muro. Sin embargo, en los casos en que el factor de seguridad no sea suficiente y se pueda asegurar que cierta altura del suelo en la parte frontal del muro no será removida bajo ninguna circunstancia, inclusive durante la construcción del muro, podrá considerarse el efecto de la presión pasiva en dicha altura de suelo.

(iii) Con el objeto de mejorar el factor de seguridad contra deslizamiento podrá considerarse el uso de una llave o diente por debajo del cimiento del muro que permita aumentar el efecto de dicha presión pasiva, tal como se muestra en la Figura 5.1.3-1.

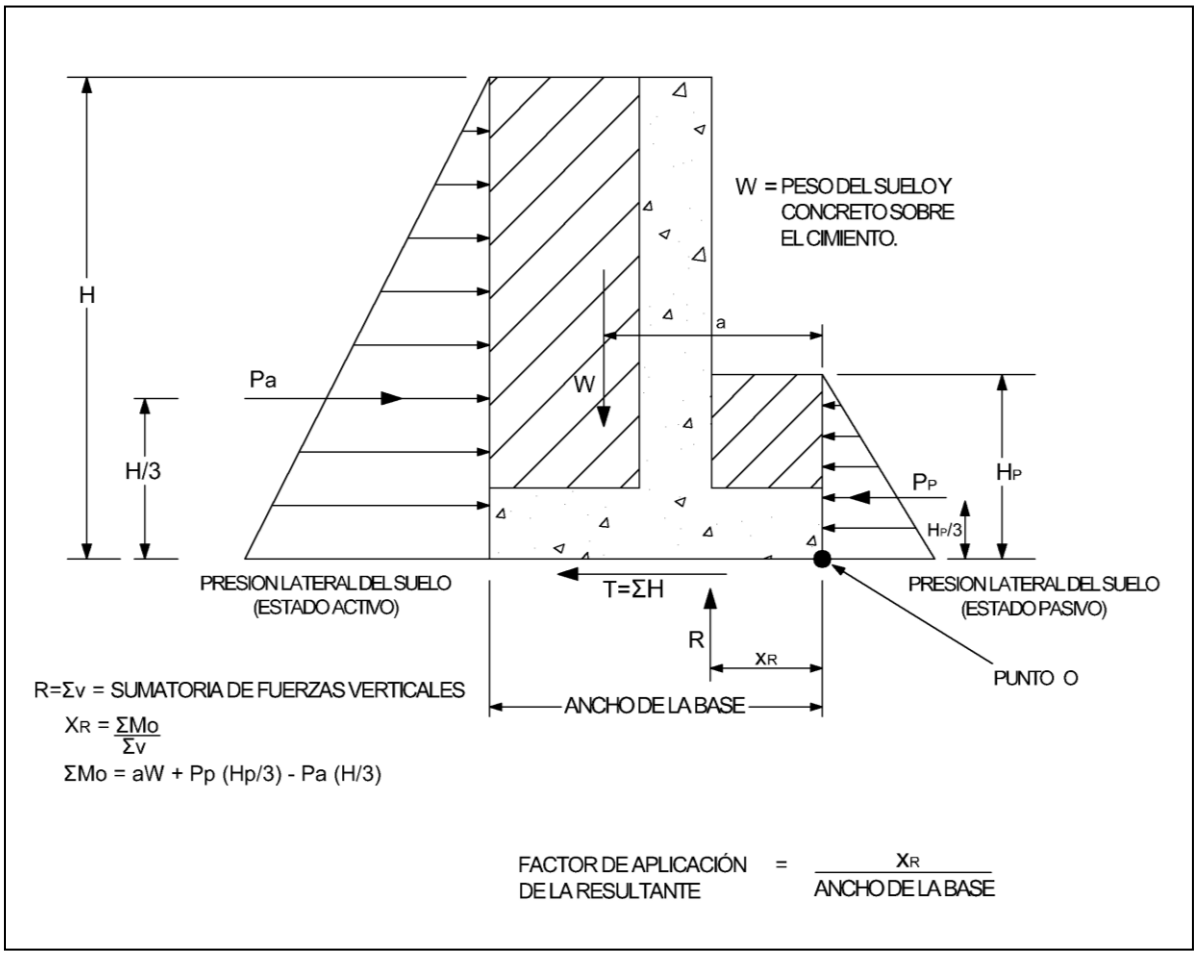
Figura 5.1.3-1 — Resistencia contra deslizamiento en cimientos con diente



(c) *Factor de seguridad contra volteo*

(i) Para calcular la estabilidad contra volteo de un muro de contención, todas las fuerzas que actúan sobre el muro deberán aplicarse a un diagrama de cuerpo rígido, tal como se muestra en la Figura 5.1.3-2, analizando el equilibrio de momentos con relación al pie del muro (punto O)

Figura 5.1.3-2 — Fuerzas a considerar en el análisis por volteo para un muro de contención.

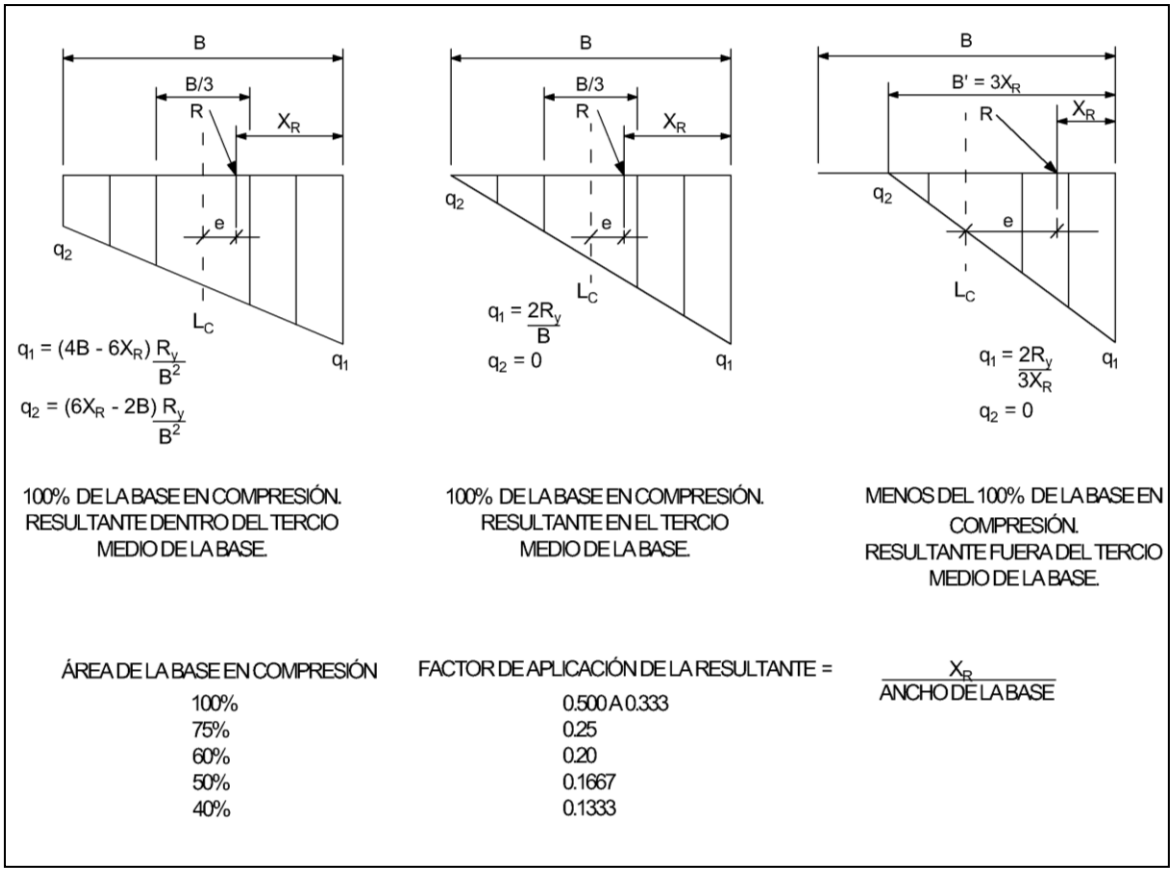


(ii) Posteriormente a lo indicado en el Sub-inciso (i), deberá encontrarse el punto de aplicación de la fuerza vertical resultante, aplicada al nivel de la cimentación con la siguiente ecuación;

$$X_R = \frac{\textit{Sumatoria de momentos con respecto al punto O}}{\textit{Fuerza vertical resultante al nivel de la cimentación}} \qquad (5.1.3\text{-}1)$$

(iii) Si se divide la distancia X_R dentro del ancho total de la cimentación se obtendrá el Factor de Aplicación de la Resultante que se puede relacionar con el área total de la base del cimiento que se encuentra a compresión, la cual deberá cumplir con lo indicado para el Nivel de Protección que se requiere, tal como se muestra en las Figuras 5.1.3-2 y 5.1.3-3.

Figura 5.1.3-3 — Relación entre el ancho de la base en compresión y la posición de la resultante vertical



(iv) En el caso de los muros de gravedad, estos deberán dimensionarse de tal forma que la resultante de las fuerzas que actúan sobre cualquier plano horizontal a través del muro se localice dentro del tercio medio de dicho plano, con el objeto de que toda la superficie de dicho plano se encuentre sujeta a esfuerzos de compresión y evitar esfuerzos de tensión en las caras externas del muro que pudieran agrietarlo.

(d) *Factor de seguridad contra la capacidad soporte permisible:* El factor de seguridad contra la capacidad soporte permisible se revisará de tal forma que la máxima presión que aplique la cimentación del muro sobre el suelo de cimentación, para cada condición de carga, no exceda los valores permisibles indicados para el Nivel de Protección que se requiere. En la Figura 5.1.3-3 se muestra la forma de obtención de los valores de la presión aplicada sobre el suelo de cimentación en función de la posición de la resultante vertical al nivel de la cimentación.

5.1.4 — *Estabilidad global*

(a) Deberá verificarse siempre la estabilidad global del terreno, contra una falla profunda que pase por debajo de la cimentación. Este análisis deberá ser efectuado sobre la base de los principios geotécnicos tradicionales de estabilidad de taludes, mediante el método de equilibrio límite, tal como puede ser el método de las dovelas.

(b) Los factores de seguridad requeridos como mínimos se indican en la Tabla 5.1.4-1.

Tabla 5.1.4-1 — Factores de seguridad mínimos para estabilidad global

Condición de carga	F.S. mínimo	F.S. mínimo (durante proceso constructivo)
Servicio (muro permanente)	1.50	1.30
Servicio + Sismo (muro permanente)	1.10	1.00
Servicio (muro temporal)	1.35	1.30
Servicio + Sismo (muro temporal)	1.00	1.00

FIN DEL CAPÍTULO 5

CAPITULO 6 — CRITERIOS DE DISEÑO PARA OTROS TIPOS DE OBRAS DE RETENCIÓN

6.1 — Consideraciones de diseño para muros de suelo estabilizado mecánicamente

6.1.1 Los muros de suelo estabilizado mecánicamente (MSEM) deberán diseñarse para cumplir con los requisitos de estabilidad externa e interna establecidos en la metodología de diseño especializada. En la memoria de cálculo se deberá establecer la metodología de diseño utilizada.

Comentario 6.1.1
Dos ejemplos de metodologías especializadas son la NHI-00-043 del 2001 (AASHTO 2002) y Demo 82 (FHWA 1997) de la Federal Highway Administration.

6.1.2 Los componentes básicos de un sistema de muro de suelo estabilizado mecánicamente son los elementos de refuerzo, el suelo de relleno y los elementos de cubierta.

Comentario 6.1.2
Los elementos de refuerzo más utilizados son franjas o mallas metálicas, materiales poliméricos como telas geotextiles, geomallas, etc.

6.1.3 Para los rellenos que forman la estructura reforzada, únicamente podrán utilizarse materiales granulares que aseguren una transferencia por fricción adecuada y que sean drenantes.

6.1.4 Los elementos de cubierta o pantalla se utilizan para sostener el material de relleno en la cara expuesta del muro para prevenir la erosión y por razones de apariencia. Estos elementos de pantalla se diseñan únicamente para resistir pequeñas presiones laterales inducidas por el suelo de relleno.

6.1.5 La estabilidad externa deberá revisarse de forma similar al caso de un muro convencional de gravedad. La estabilidad interna se revisa para evitar la falla por rompimiento a tracción de los elementos de refuerzo propiamente, para evitar la falla por extracción o "pullout" de los elementos de refuerzo al estar sometidos a fuerzas de tracción que tiendan a extraerlos de la masa del relleno del muro y la conexión con los elementos de cubierta o pantalla.

6.1.6 — *Estabilidad externa*

(a) Los sistemas de muros del tipo MSEM, al igual que los muros convencionales de gravedad, deben ser estables contra una falla por deslizamiento a lo largo de la base de la estructura, contra una falla por volteo con relación a la base del muro, contra una falla por capacidad soporte del suelo de cimentación, incluyendo por asentamientos excesivos, y contra una falla de estabilidad global.

(b) Para la revisión de la estabilidad externa deberá considerarse que todos los elementos que forman el sistema del muro actúan como un solo bloque, sobre el que actúan los empujes laterales producidos por la masa de suelo a retener.

(c) El sistema formado por el muro tipo MSEM deberá ser estable contra una falla por deslizamiento causada por la presión lateral provocada por el suelo a retener. Deberá cumplirse como mínimo con el factor de seguridad contra deslizamiento que se indica en la Tabla 5.1.3-1 de esta Norma.

(d) El sistema deberá ser estable contra una falla por volteo con respecto a la base del muro. En este tipo de muro es deseable que el 100% de la base del muro se encuentre en compresión para todas las condiciones de carga. Para evitar este tipo de falla el largo del refuerzo deberá alcanzar como mínimo una longitud igual al 70% de la altura total del muro, y no menor a 2.00 m, a menos que la metodología de diseño elegida lo indique en casos especiales. Adicionalmente deberá verificarse que el sistema sea estable contra una falla por capacidad de soporte del suelo de cimentación.

(e) Todo el sistema que forma el muro deberá ser estable contra una falla de estabilidad global, para lo cual deberán efectuarse análisis de estabilidad de taludes que investiguen todas las potenciales superficies de falla, incluyendo las que pasen por debajo del muro o inclusive que pasen a través de la masa de suelo reforzado.

6.1.7 — *Estabilidad interna*

(a) El sistema del muro deberá ser estable contra una falla por tracción del refuerzo, o falla por "pullout", y contra una falla por rompimiento del refuerzo según lo indique la metodología de diseño que se utilice.

(b) En la revisión del factor de seguridad contra una falla por tracción, se deberá considerar una longitud efectiva de refuerzo que se prolongue más allá de la superficie de falla teórica en una distancia lo suficientemente larga que permita asegurar la transferencia de esfuerzos por fricción y/o presión pasiva desde el refuerzo hacia el suelo de relleno sin que se produzca una deformación excesiva o falla por tracción del refuerzo. Dicha longitud deberá ser mayor a 1.00 metro. La estructura diseñada debe tener un factor de seguridad mínimo contra falla por tracción o "pullout" de 1.50 en cada nivel de refuerzo para el análisis estático y 1.10 para el sísmico.

(c) Al revisar el factor de seguridad por rompimiento del refuerzo y conexión con la pantalla se deberán tomar en cuenta los factores de reducción por daño en instalación, “creep” y envejecimiento. Los factores de seguridad deberán ser mayores a 1.50 para el análisis estático y 1.10 para el sísmico.

6.2 — Consideraciones de diseño para muros de sótanos de edificios

6.2.1 Durante el proceso de excavación y construcción de sótanos de edificios deberá asegurarse por completo la estabilidad de las paredes verticales de la excavación, así como de las construcciones vecinas, si es que las hubiera, con el objeto de evitar deformaciones excesivas, tanto verticales como horizontales, que pudieran afectar la seguridad de las estructuras de los edificios vecinos o que pudieran poner en peligro la vida de los trabajadores que laboren en el proyecto.

Comentario 6.2.1
Actualmente se pueden utilizar una serie de sistemas que pueden asegurar la estabilidad, tanto de las paredes de las excavaciones como de las estructuras vecinas. Dentro de estos sistemas se incluyen los muros de suelo enclavado o "Soil Nailing", los muros formados por pantallas o cortinas de concreto reforzado, con anclajes o no, los cuales son pre-excavados y luego fundidos en el lugar, previo a la excavación de los sótanos. También se pueden utilizar pilotes de concreto de gran diámetro fundidos en el lugar, ya sea tangentes entre sí o unidos por planchas de concreto reforzado, con anclajes o no, y planchas de concreto reforzado que se anclan al terreno. Dependiendo del tipo de protección seleccionado se hace necesaria la construcción de un muro de contención definitivo.

6.2.2 En todos los casos en que existan construcciones vecinas se deberá partir del principio de que la construcción nueva en lo posible debe proteger a las construcciones existentes.

6.2.3 En el caso de que los niveles de piso de los sótanos más profundos de los edificios vecinos y de la nueva construcción coincidan, o se encuentren casi al mismo nivel, deberá tratarse de que el fondo de los cimientos de la estructura nueva coincida con el de la estructura existente.

6.2.4 Si se presenta el caso de que la cimentación de la construcción nueva se encuentra a un nivel más alto que el de la construcción vecina, y que por lo tanto el uso de una cimentación poco profunda para la misma pueda sobrecargar y afectar a los muros de contención de la estructura existente o a la estructura misma, deberá profundizarse la cimentación de la nueva estructura hasta un nivel más profundo en que ya no exista dicha interferencia, para lo cual podría considerarse inclusive el uso de una cimentación apoyada sobre pilotes.

6.2.5 En el caso de que la cimentación vecina se encuentre a un nivel más alto que el de la nueva estructura, deberán considerarse métodos de protección que aseguren la estabilidad de dicha estructura cuando se efectúe la excavación de la nueva construcción. Para esto podrán considerarse los sistemas de protección tales como los muros pantalla, los pilotes tangentes anclados al terreno, los muros pantalla anclados al terreno, o cualquier otro sistema que asegure dicha estabilidad. Inclusive podría considerarse el caso de utilizar sistemas que permitan transferir la carga de la cimentación más alta a un nivel más bajo, siempre y cuando se asegure que no se produzcan movimientos fuera de lo tolerable que afecten a esta estructura.

6.3 — Consideraciones de diseño para muros empotrados

6.3.1 La altura total de un muro empotrado estará formada por:

(a) **La altura expuesta de diseño (H) —** la cual equivale a la altura de la masa de suelo que se quiere contener por la acción de los miembros verticales empotrados y de los elementos de cubierta o pantalla.

(b) **La profundidad de empotramiento (D) de los elementos verticales —** la cual provee el soporte lateral a dichos elementos que forman el muro.

6.3.2 Los diagramas de presiones laterales producidos por el suelo podrán calcularse por medio de la Teoría de Coulomb (ver Sección 3.4.2). Para la determinación de los empujes laterales en muros permanentes, deberán utilizarse los parámetros de resistencia al corte drenado, obtenidos de ensayos de laboratorio, efectuando los análisis por medio de esfuerzos efectivos.

6.3.3 En el caso de los muros temporales que soporten o que se apoyen en suelos cohesivos, deberán ser diseñados en términos de los parámetros de resistencia al corte no drenado, por medio de análisis de esfuerzos totales.

6.3.4 Para la obtención de los diagramas de empujes laterales deberá considerarse la literatura especializada, ya que los mismos estarán en función de si se trabaja en corte o en relleno, de la rigidez del muro, de las condiciones de apoyo, del proceso constructivo y de otra serie de variantes que deben tomarse en cuenta.

6.3.5 Cuando se utilicen elementos verticales de soporte, el ancho de cada elemento deberá tomarse como el ancho de la sección, patín o diámetro del elemento para secciones hincadas, y el diámetro o ancho de la excavación llenada con concreto para el caso de elementos verticales fundidos en el lugar. Deberá verificarse que el sistema de unión entre las pantallas y los elementos verticales permita transferir, en forma adecuada, las cargas del suelo a los elementos verticales empotrados.

6.3.6 Para la determinación del punto de inicio de empotramiento deberá considerarse la profundidad a la que ya se encuentran los estratos resistentes que sean capaces de proveer la resistencia pasiva necesaria.

6.3.7 Para la determinación de la fuerza pasiva, deberá tomarse en cuenta el efecto que pudieran tener posibles fracturas y/o juntas en el terreno, o posibles planos débiles, ya sea en roca o en suelo.

6.3.8 Los muros empotrados deberán ser dimensionados en forma tal que se asegure la estabilidad contra una falla por presión pasiva del elemento vertical empotrado, debiéndose obtener un factor de seguridad FS ≥ 1.5. Para el dimensionamiento del muro deberán considerarse las cargas muertas y vivas sin factores de mayoración, es decir que se deberán utilizar las cargas de servicio. La profundidad de empotramiento (D_o) del muro obtenida al mantener en equilibrio estático al muro; deberá multiplicarse por un factor entre 1.2 y 1.4 para obtener la profundidad de empotramiento final (D), obteniéndose un factor de seguridad mínimo de 1.5.

6.3.9 Deberán revisarse las deformaciones que sufrirán los muros en la corona de los mismos, ya que en el caso de que estas deformaciones se encuentren fuera del rango permisible deberán suministrarse apoyos intermedios por medio de anclajes al terreno. En el Capítulo 6 de la Norma NSE-2.1 se indican los valores de los desplazamientos máximos permitidos ($\delta_{máx}$).

6.4 — Consideraciones de diseño para muros con anclajes

6.4.1 Para el desarrollo de las presiones laterales de tierra de diseño se deberá considerar el método y secuencia de construcción del mismo, la rigidez del sistema muro y anclaje, las características físicas y estabilidad de la masa de suelo a ser retenida, las deflexiones permitidas, el espaciamiento entre anclajes y la fluencia del anclaje mismo.

6.4.2 Para el cálculo de las presiones laterales, para cualquier sección de muro, deberán considerarse las deformaciones que éste pueda sufrir y en qué forma estos desplazamientos puedan afectar el comportamiento de estructuras adyacentes o instalaciones subterráneas.

6.4.3 Los muros anclados con un único nivel de anclajes, podrán diseñarse utilizando el diagrama de presiones laterales recomendado para los muros empotrados tipo tablestaca, por medio de un diagrama de presiones laterales de forma triangular.

6.4.4 Para el caso en que la excavación ha avanzado hacia abajo al primer nivel de anclajes, pero que la primera fila de anclajes todavía no ha sido instalada, el muro deberá ser tratado como un muro en voladizo y el diagrama de presiones laterales del suelo deberá ser de forma triangular.

6.4.5 Deberá evitarse un sobreesfuerzo en el tensado de los anclajes, ya que podrían crearse esfuerzos adicionales sobre el muro o sobre la masa de suelo, provocando deformaciones no deseables e inclusive generándose el estado de empuje pasivo para el cual no ha sido diseñado el muro.

6.4.6 En el desarrollo de las presiones laterales de tierra actuando sobre un muro anclado, construido de arriba hacia abajo, deberá considerarse el efecto de las cargas de tráfico, o de cualquier carga adicional, de la misma forma en que se calculan dichos empujes para el caso de un muro en voladizo, considerando el coeficiente de empujes (activo, pasivo o en reposo) que sea acorde con las deflexiones del muro anclado.

6.4.7 Para las condiciones de que no existan anclajes, o que únicamente exista un nivel de anclajes, la magnitud y distribución de las fuerzas de resistencia lateral para los elementos verticales empotrados, vendrán dadas de la misma forma que para un elemento tipo tablestaca. Sin embargo, para el caso en que existan dos o más niveles de anclajes en el muro, la magnitud de la resistencia lateral proporcionada por los elementos verticales empotrados dependerá de la rigidez del elemento y de las deflexiones del muro bajo la carga, por lo que deberá consultarse con la literatura especializada.

6.4.8 Las presiones de tierra en muros anclados construidos en situaciones de relleno, de abajo hacia arriba, estarán afectadas por el método y secuencia de construcción del muro, y por lo tanto para el diseño de dicho muro deberá considerarse el proceso constructivo del mismo. Como guía general podrá considerarse lo siguiente:

(a) Para muros con un nivel simple de anclaje podrá considerarse una distribución triangular definida por $KA\gamma$ por unidad de longitud en la altura del muro, más las cargas adicionales debidas a sobre cargas externas.

(b) Para muros con niveles múltiples de anclajes podrá asumirse una distribución rectangular de presiones derivada de multiplicar la fuerza total obtenida de un diagrama de presiones triangular, como la descrita en el Inciso (a), por un factor de 1.5, y aplicando dicha fuerza como una carga uniformemente distribuida en toda la altura del muro.

6.4.9 Para el cálculo de los empujes adicionales generados por un sismo podrá utilizarse el método pseudo-estático desarrollado por Mononobe y Okabe.

6.4.10 Deberá revisarse la estabilidad y el diseño de cada elemento del muro tanto para la condición final como para las diferentes etapas de construcción del muro.

6.4.11 Para el análisis y diseño de los anclajes deberá consultarse con la literatura especializada y deberá contarse con un estudio geotécnico que proporcione las recomendaciones necesarias. No deberán utilizarse anclajes en ninguno de los tipos de suelo indicados a continuación:

(a) Suelos orgánicos

(b) Suelos cohesivos con un indice de consistencia menor de 0.9, donde el índice de consistencia (IC) se define como:

$$IC = (W_l - W_n)I_p \qquad (6.4.11\text{-}1)$$

Donde:

- W_l Límite líquido
- W_n Contenido natural de humedad
- I_p Índice de plasticidad

(c) Suelos cohesivos con un límite líquido mayor de 50 y un índice de plasticidad mayor de 20.

(d) Arenas sueltas con una densidad relativa menor de 0.3.

6.5 — Consideraciones de diseño para muros de suelo enclavado "Soil Nailing"

6.5.1 En una masa de suelo reforzado de acuerdo con la técnica del "Soil Nailing" o suelo enclavado, se distinguen dos zonas: la zona activa, en la que el suelo se desliza a lo largo de una superficie potencial de falla o ruptura, la cual se asume que tiene forma circular, parabólica o de espiral logarítmica, donde los esfuerzos laterales de corte son movilizados generando un incremento en las fuerzas de tensión de las inclusiones; y la zona resistente o estable, donde las fuerzas generadas en las inclusiones se transfieren al suelo.

6.5.2 El concepto básico sobre el cual se apoya el diseño de las estructuras de suelo enclavado depende de la transferencia de las fuerzas de tensión generadas en las inclusiones en la zona activa potencialmente deslizable hacia la zona resistente (zona estable), a través de la fricción o adhesión movilizada en la interface suelo-inclusión, y de la resistencia pasiva desarrollada en la superficie perpendicular a la dirección del movimiento relativo suelo-inclusión.

6.5.3 El diseño del sistema suelo-inclusión involucra básicamente la selección del tipo y tamaño (diámetro, longitud y pendiente) de las inclusiones, y del espaciamiento horizontal y vertical entre ellas. También involucra la selección del tipo de pantalla a colocar en la superficie de los taludes o excavaciones y de un sistema apropiado de drenaje cuando este se requiera. Los criterios de diseño que se deberán considerar son:

(a) La estabilidad con respecto a la falla potencial del suelo, las inclusiones (esfuerzos excesivos de tensión o flexión) y la interacción entre las mismas (rupturas a la extracción o flujo plástico del suelo entre las inclusiones).

(b) Los desplazamientos permitidos con respecto al comportamiento esperado de la estructura y los requerimientos de durabilidad de estructuras permanentes en particular contra agentes agresivos.

6.5.4 Actualmente se han desarrollado dos formas de diseño que son fundamentalmente diferentes, estas son:

(a) ***Análisis modificado de estabilidad de taludes*** — Esta forma de diseño está basada en los principios convencionales de análisis de estabilidad de taludes, los cuales han sido modificados para evaluar el factor de seguridad contra deslizamiento de la masa de suelo reforzado y de la masa de suelo que lo rodea. En este método se modifica el procedimiento convencional para tomar en cuenta el límite a corte y las resistencias a tensión y extracción de las inclusiones que cruzan las posibles superficies de falla analizadas. Todos los diseños que utilizan esta forma global de análisis, como en los tradicionales de estabilidad de taludes, usan las condiciones de equilibrio mínimo para localizar la superficie de falla más crítica que es la superficie de falla con el menor factor de seguridad. De acuerdo con el método utilizado, el diseño se considerará adecuado si se alcanza un factor de seguridad de 1.5.

Comentario 6.5.4 a
Dentro de estos métodos se encuentran el Método Alemán, el francés, el tradicional de Davis y el de Davis modificado. En estos métodos se utiliza la teoría clásica de equilibrio al límite. La desventaja de estos métodos es que no proporcionan la solución para determinar teóricamente las fuerzas de tensión y de corte máximas generadas en las inclusiones bajo las fuerzas de trabajo previstas. Estos solo pueden ser utilizados para evaluar los factores de seguridad con respecto a las características de la resistencia al corte y fricción lateral del sistema suelo-inclusión.

(b) ***Análisis de límite cinemático o de estabilidad local*** — Esta forma de diseño, fundamentalmente diferente, ha sido desarrollada para proporcionar una valorización de la localización interna de las potenciales superficies de falla y los valores estimados de las fuerzas de tensión y de corte, ambas movilizadas en las inclusiones bajo condiciones de esfuerzos límites y de trabajo, considerando la estratificación, la saturación y el efecto de la rigidez a la flexión de las inclusiones dentro de la masa de suelo. Este método permite evaluar el efecto de los principales parámetros de diseño (geometría de la estructura, inclinación, espaciamiento y rigidez a la flexión de las inclusiones) en las fuerzas de tensión y corte generadas en las inclusiones durante la construcción del muro.

6.6 — Procedimiento general de diseño

6.6.1 El diseño de una estructura de suelo enclavo deberá seguir los siguientes pasos:

(a) Analizar la estabilidad global de la estructura utilizando un método de equilibrio al límite.

(b) Calcular la magnitud y localización de los máximos esfuerzos en las inclusiones según la metodología de diseño utilizada, analizando la estabilidad local. Se deberá proveer de una suficiente longitud de inclusión más allá de la posible superficie de falla a modo de obtener los factores de seguridad requeridos en la metodología de diseño.

(c) Analizar las presiones en las pantallas o recubrimientos, utilizando los esfuerzos obtenidos para las inclusiones según se indique en la metodología de diseño.

(d) Escoger un nivel apropiado de protección contra la corrosión de acuerdo con el período de diseño de la estructura y de la agresividad del suelo.

(e) Escoger un sistema de drenaje adecuado, si es que se considera necesario.

Comentario 6.6.1
En la metodología de diseño especializada se encuentra una descripción de los métodos de diseño mencionados en 6.5, sin embargo, dado que a la fecha no existe un método de diseño que se considere como de uso universal el diseño de una estructura de suelo enclavo deberá seguir como mínimo los pasos enlistados en 6.6.1.

6.6.2 Para el diseño de una estructura de suelo enclavado deberá contarse obligatoriamente con un Estudio Geotécnico que proporcione los parámetros y recomendaciones necesarios.

6.6.3 El rango de desplazamiento horizontal de la estructura ya construida deberá estar en el rango de 1.5H/1000, a menos que se provea de un sistema adicional de sostenimiento que limite dicho desplazamiento.

6.6.4 No podrá utilizarse una estructura de suelo enclavado en los siguientes suelos:

(a) Suelos con altos contenidos de materia orgánica.
(b) Suelos formados por rellenos antiguos o por residuos industriales.
(c) Suelos cohesivos con un límite líquido mayor de 50 y un índice de plasticidad mayor de 20.
(d) Suelos que tengan un índice de consistencia menor de 0.9.
(e) Suelos granulares sueltos con valores de penetración estándar menores de 10.
(f) Suelos cohesivos con resistencias a la compresión no confinada menores de 0.50 Kg/cm².

6.6.5 En los casos en que se tenga dudas de los parámetros asumidos en el diseño o del comportamiento de la masa de suelo, se deberán efectuar pruebas de tracción en inclusiones de prueba a modo de corroborar dichos parámetros.

FIN DEL CAPÍTULO 6

CAPÍTULO 7 — DRENAJE SUBTERRÁNEO

7.1 — Introducción

7.1.1 En los casos en que se considere conveniente, los muros de contención deberán contar con un sistema de drenaje subterráneo eficiente que impida que se generen presiones hidrostáticas sobre los mismos. Estas presiones hidrostáticas generalmente son bastante mayores a las producidas por la masa de suelo y por lo tanto deberán tratar de evitarse en los casos en que esto sea posible.

7.2 — Formas de suministrar el drenaje subterráneo

7.2.1 Se podrán colocar lloraderos o mangas, que constan de tubos de 10 a 20 cm de diámetro, embebidos en la pared del muro, los cuales generalmente se colocan en espaciamientos, tanto horizontales como verticales, que varían entre 1.5 y 3.0 metros. En muros con alturas considerables deberán proporcionarse varias filas de lloraderos. Para facilitar el drenaje y evitar el taponamiento se colocará geotextiles, piedrín o grava triturada en el extremo posterior de cada lloradero. Deberán tomarse las precauciones necesarias para que el flujo de agua que generan los lloraderos sea evacuada en forma segura y eficiente, a modo de que no se filtre el agua al suelo por debajo del cimiento del muro.

7.2.2 Como una alternativa a la Sección 7.2.1, podrán utilizarse drenajes subterráneos longitudinales, los cuales consisten en zanjas construidas en la parte posterior del muro, las cuales se rellenan de grava entre 1" y 3/4". Es muy importante que el agregado pétreo (grava) para la capa filtrante esté lavado y limpio de finos antes de su colocación. A forma de filtro se envolverá dicha grava en una tela geotextil, y se colocará una tubería ranurada de PVC en el fondo de dicha zanja, la cual colectará el agua recogida por el drenaje. La posición de las ranuras en la tubería deberá hacerse de acuerdo con lo indicado en la especificación AASHTO M 278-81. Adicionalmente se colocará una cama de concreto en el fondo de la zanja. El agua colectada deberá conducirse hacia lugares apropiados que no causen daños a la cimentación del muro.

7.2.3 Para el drenaje subterráneo podrá utilizarse cualquier tipo de tela geotextil, media vez esta asegure una permeabilidad adecuada sin que exista taponamiento en la misma. La tela geotextil deberá ser del tipo no tejida y especial para drenaje y tener un peso entre 150 y 300 gr/m², una resistencia a la ruptura a la tensión en cualquier dirección y un alargamiento a la ruptura entre 120 y 200 lbs y entre 20 y 60% respectivamente, según el método ASTM D-4632-86; un coeficiente de permeabilidad mínimo de 0.01 cms/seg; y un ESO de 70-100 (ASTM D-4751-87).

7.2.4 Podrán considerarse y utilizarse otros sistemas de drenaje que se estimen adecuados, una vez se garantice el drenaje del muro, tal como pueden ser los drenes de penetración dentro de la masa de suelo, los geocompuestos, capas permeables dentro del relleno, etc.

FIN DEL CAPÍTULO 7

CAPÍTULO 8 — REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

8.1 Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES (2002) Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala. AGIES. Guatemala, junio de 2002.

8.2 Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES (2010) Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala. AGIES. Guatemala, agosto de 2010.

8.3 Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command (1982) Foundations and Earth Structures: Design Manual 7.2. NAVFAC. Estados Unidos de América, mayo de 1982.

8.4 U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (2001) Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines (FHWA-NHI-00-043). NHI. Estados Únidos de América, marzo de 2001.

8.5 Whitman R.; Liao S. (1985) Seismic Design of Gravity Retaining Walls. US Army Corps of Engineers. Estados Unidos de América, enero de 1985.

FIN DEL CAPÍTULO 8

Con el apoyo de

Financiado por
Unión Europea
Protección Civil y
Ayuda Humanitaria

Trocaire
Working for a just world.

ACCIÓN CONTRA EL HAMBRE

Pastoral Social San Marcos

Cáritas San Marcos, Guatemala

A.C.C.S.S.