



**BUAP**

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**

**Facultad de Ingeniería**

**Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado**

**COMPARACIÓN ENTRE MUROS  
DE TIERRA REFORZADA Y MUROS  
DE MAMPOSTERÍA**

**TESIS**

Que para obtener el grado de  
**MAESTRO EN INGENIERÍA  
EN GEOTECNIA**

Presenta:

**AKETZALLI ARROYO BLANCO**

Asesor de tesis:

**DR. GABRIEL JIMÉNEZ SUÁREZ**

Coasesor:

**DRA. PATRICIA MARTÍNEZ VARA**

Puebla, Pue.

Mayo 2015

## Dedicatorias

A mis padres con todo mi cariño.

## Agradecimientos

“Agradezco a la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, a todos mis profesores y compañeros por el grato tiempo que pasamos y las enseñanzas que compartieron conmigo. En especial le agradezco a mi asesor, el Dr. Gabriel Jiménez Suárez, por sus consejos y apoyo para la culminación de mi grado.”

# ÍNDICE

Portada

Índice

Índice de figuras

## Protocolo

- i. Problemática
- ii. Objetivos del estudio
  - Objetivo general
  - Objetivos específicos
- iii. Justificación
- iv. Delimitación de la investigación
- v. Zona geográfica de desarrollo del tema
- vi. Tipo de estudio
- vii. Metodología

## CAPÍTULOS

1. Marco teórico
  - 1.1 Antecedentes
    - 1.1.1 Muros de contención o retención
    - 1.1.2 Uso de los geosintéticos
  - 1.2 Teorías de Empuje de Tierras
    - 1.2.1 Teoría de Coulomb
    - 1.2.2 Teoría de Rankine
      - 1.2.2.1 Estado en Reposo
      - 1.2.2.2 Estado Activo
      - 1.2.2.3 Estado Pasivo
  - 1.3 Muros de retención
    - 1.3.1 Clasificación
    - 1.3.2 Fuerzas que intervienen en el cálculo de un muro de retención

- 1.3.3 Estabilidad de un muro de retención
- 1.3.4 Análisis y diseño sísmico de muros de retención
- 1.3.5 Drenaje del relleno del muro de retención
- 1.4 Geosintéticos
  - 1.4.1 Clasificación y usos
  - 1.4.2 Diseño de un muro de tierra reforzada con geosintéticos
    - 1.4.2.1 Estabilidad
    - 1.4.2.2 Diseño sísmico
- 2 Aspectos técnicos de los muros de mampostería y los muros de tierra reforzada con Geosintéticos.
- 3 Caso de estudio
  - 3.1 Diseño de un muro de mampostería
    - 3.1.1 Análisis estático
      - 3.1.1.1 Cálculo de empuje lateral del suelo
      - 3.1.1.2 Revisión por volteo
      - 3.1.1.3 Revisión por deslizamiento a lo largo de su base
      - 3.1.1.4 Revisión de falla por capacidad de carga
      - 3.1.1.5 Cálculo de asentamientos inmediatos
      - 3.1.1.6 Cálculo de asentamientos por consolidación
    - 3.1.2 Análisis pseudoestático
      - 3.1.2.1 Cálculo de empuje lateral del suelo
      - 3.1.2.2 Revisión por volteo
      - 3.1.2.3 Revisión por deslizamiento a lo largo de su base
      - 3.1.2.4 Revisión de falla por capacidad de carga
  - 3.2 Diseño de un muro de tierra reforzada con geosintéticos.
    - 3.2.1 Análisis estático
      - 3.2.1.1 Estabilidad Interna
      - 3.2.1.2 Estabilidad Externa
        - 3.2.1.2.1 Revisión por volteo
        - 3.2.1.2.2 Revisión por deslizamiento a lo largo de su base
        - 3.2.1.2.3 Revisión de falla por capacidad de carga

- 3.2.1.3 Cálculo de asentamientos inmediatos
      - 3.2.1.4 Cálculo de asentamientos por consolidación
    - 3.2.2 Análisis pseudoestático
      - 3.2.2.1 Revisión por volteo
      - 3.2.2.2 Revisión por deslizamiento a lo largo de su base
      - 3.2.2.3 Revisión de falla por capacidad de carga
    - 3.3 Resumen de factores de seguridad obtenidos
  - 4 Análisis del muro de tierra reforzada con geosintéticos mediante programas de cómputo.
    - 4.1 Metodología para diseños de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos, muros con rellenos horizontales del Instituto Mexicano del Transporte.
    - 4.2 Geosoft Pavco v3.0
  - viii. Conclusiones
  - ix. Referencias

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. v.1 Ubicación geográfica de Córdoba, Veracruz, México (Google Earth, 2013).

Fig. 1.1 Mecanismo de empuje activo de suelos friccionantes según Coulomb (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

Fig. 1.2 Mecanismo de empuje pasivo de suelos friccionantes según Coulomb (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

Fig. 1.3 Mecanismo de empuje activo de suelos cohesivos y friccionantes según Coulomb (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

Fig. 1.4 Estado en reposo del suelo (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

Fig. 1.5 Estado activo del suelo (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

Fig. 1.6 Estado activo de Rankine para suelos cohesivo-friccionantes (Das, 2001).

Fig. 1.7 Estado pasivo del suelo (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

Fig. 1.8 Estado pasivo de Rankine para suelos cohesivo-friccionantes (Das, 2001).

Fig. 1.9 Esquema de muro de retención de gravedad.

Fig. 1.10 Fuerzas que intervienen en la revisión de falla por deslizamiento del muro.

Fig. 1.11 Esfuerzos en el suelo por acción de la fuerza resultante.

Fig. 1.12 Método Mononobe – Okabe, polígono de fuerzas (Jiménez et al, 2013).

Fig. 1.13 Longitud geométrica de la zona de falla  $L_g$  (Mexichem, 2009).

Fig. 3.1 Esquema de muro de retención de mampostería.

Fig. 3.2 Diagramas de presión activa para el muro analizado.

Fig. 3.3 Diagramas de presión activa para el muro analizado considerando  $c = 0$  y NAF.

Fig. 3.4 Esquema para la revisión por volteo del muro de mampostería respecto al punto A.

Fig. 3.5 Esquema para la revisión por volteo del muro de mampostería respecto al punto A, nueva geometría.

Fig. 3.6 Diagrama de presiones en el suelo del muro de mampostería.

Fig. 3.7 Esquema de la superficie de falla por capacidad de carga del muro de mampostería.

Fig. 3.8 Arreglo de los pilotes para el muro de contención.

Fig. 3.9 Distribución de los pilotes en el muro de mampostería.

Fig. 3.10 Relación del esfuerzo y la profundidad.

Fig. 3.11 Esquema con altura ajustada para incluir la sobrecarga en el empuje activo por Coulomb.

Fig. 3.12 Esquema para la revisión por volteo del muro de mampostería respecto al punto A con empuje activo sísmico.

Fig. 3.13 Diagrama de presiones en el suelo del muro de mampostería.

Fig. 3.14 Diagrama de la longitud del refuerzo.

Fig. 3.15 Esquema para la revisión por volteo del muro de tierra reforzada respecto al punto A.

Fig. 3.16 Diagrama de presiones en el suelo del muro mecánicamente estabilizado.

Fig. 3.17 Relación del esfuerzo y la profundidad.

Fig. 3.18 Esquema para la revisión por volteo del muro de suelo mecánicamente estabilizado respecto al punto A con empuje activo sísmico.

Fig. 3.19 Diagrama de presiones en el suelo del muro mecánicamente estabilizado.

Fig. 4.1 Recomendación de sistema de drenaje y fachada para muro del programa Geosoft Pavco v3.0

## i. PROBLEMÁTICA

La motivación del trabajo es la introducción de nuevas técnicas para solucionar el problema de desniveles y aprovechamiento de superficie, para sustituir el uso de los tradicionales muros de mampostería.

## ii. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

### OBJETIVO GENERAL

Comparar el análisis de muros de tierra reforzados con geosintéticos y muros de mampostería tradicionales.

### OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Describir las condiciones que hacen necesaria la construcción de muros de retención en la zona de Córdoba.
- Identificar los elementos de los diferentes tipos de muros de retención a utilizar.
- Describir el procedimiento de análisis de acuerdo al tipo de muro a utilizar.
- Analizar y comparar los resultados para los distintos tipos de muros estudiados.
- Presentar un caso de estudio.

## iii. JUSTIFICACIÓN

El presente tema se desarrolla debido a la necesidad de utilizar nuevas técnicas para construir muros de retención de tierra, acotándolo a la región que tiene como centro la ciudad de Córdoba en el estado de Veracruz.

Se pretende introducir el uso de los muros de tierra reforzada con geosintéticos a la zona como sustituto de los tradicionales muros de mampostería. Se presentan las ventajas y desventajas de ambos tipos de muros.

Otro punto importante que se pretende abordar en los muros de tierra reforzada con geosintéticos, es el tema ambiental y estético. En la actualidad los proyectos, tanto de oficinas, habitacionales como industriales, deben tener presentes elementos ecológicos. Los proyectos que presentan estos elementos son más cotizados por los usuarios, además de premiados por instituciones.

Se manejará el término de “*muro ecológico o muro verde*” como talud de suelo armado con diversos geosintéticos para mejorar sus propiedades de resistencia al esfuerzo cortante y drenaje entre otros; se pueden revestir con vegetación para evitar la erosión y presentar una mejor imagen del medio. Este término se usa en la actualidad en varias fuentes, debido a la apariencia final “*ecológica*” de los muros.

#### iv. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En el presente estudio se considera lo referente al análisis de un muro tradicional de gravedad, en comparación con un muro de tierra reforzada con geosintéticos. La investigación se limita a las ventajas y desventajas técnicas que presenta cada tipo de muro; se podrán indicar algunos datos de carácter económico pero no se realizará ningún análisis desde esta perspectiva.

El caso de estudio que se propondrá se situará en la ciudad de Córdoba, Veracruz y los datos que se utilicen serán típicos de los suelos de la zona.

#### v. ZONA GEOGRÁFICA DE DESARROLLO DEL TEMA

El presente tema se desarrolla para su aplicación en la ciudad de Córdoba, Veracruz, México.

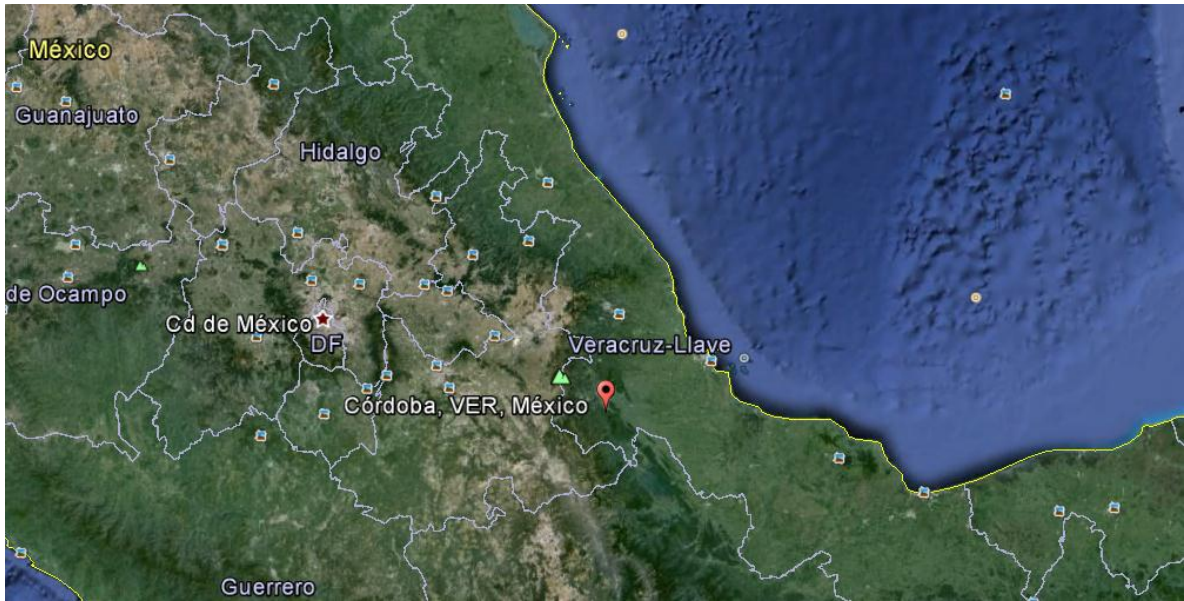


Fig. v.1 Ubicación geográfica de Córdoba, Veracruz, México (Google Earth, 2013).

## LA REGIÓN EN ESTUDIO

La ciudad de Córdoba se encuentra en la región de las Altas Montañas del Estado de Veracruz. Ésta es la zona centro del estado, cuenta con un clima templado húmedo con lluvias en verano y principios de otoño. Su precipitación media anual es de 1 800 mm, su temperatura media anual es de 19,9 °C y su altitud es de 860 m (Gobierno del Estado de Veracruz, 2013).

Córdoba es un valle rodeado por montañas y cerros que forman parte del Eje Neovolcánico Transmexicano. Por este motivo muchos de los predios dónde se construyen diversos tipos de proyectos (zonas habitacionales en su mayoría) deben incorporar métodos para estabilizar taludes y aprovechar la mayor cantidad de superficie posible.

La empresa donde realizo mi actividad profesional, Estudios y Sistemas de Control de Calidad y Laboratorios S.A. de C.V., se encuentra en la ciudad de Córdoba y desde hace más de 20 años brinda servicio en diversas obras en la región. De los ensayos ejecutados por la empresa durante estos años, se observa lo siguiente: el suelo predominante en la zona es arcilloso o limoso con contenidos de agua naturales que

oscilan entre 40% y 50%. Sus propiedades mecánicas tienen la presencia de ángulos de fricción interna y cohesión, éstos son muy variados aunque generalmente encontramos suelos en los que predomina la cohesión o suelos con propiedades intermedias.

El principal problema geotécnico en la región es debido a la presencia de aguas freáticas, que en época de lluvias pueden estar alrededor de los 2 metros de profundidad. Esta provincia de la zona centro del estado de Veracruz es muy húmeda y los suelos son de baja permeabilidad.

#### vi. TIPO DE ESTUDIO

El presente estudio es analítico. Se presenta la investigación teórica, y en base al análisis de la misma se presentan las ventajas y desventajas de cada tipo de muro y se realiza un caso de estudio o ejercicio de aplicación.

#### vii. METODOLOGÍA

a) Investigación del tema.

Recopilación de información y lectura de la misma. La información será referente a muros de contención por gravedad, diseño y análisis de estabilidad de un muro de gravedad, tipos y características de geosintéticos existentes, diseño y análisis de un muro de tierra reforzado con geosintéticos.

b) Análisis y procesamiento de la información.

En este apartado se conformará el marco teórico del trabajo.

c) Delimitación del trabajo.

En este apartado se determinará para qué tipo de casos es aplicable el presente trabajo; también se delimitará en qué zona geográfica se desarrolla el mismo.

d) Establecimiento del cuerpo del trabajo.

A partir de la información analizada, se presentarán las ventajas y desventajas técnicas de cada tipo de muro estudiado.

e) Caso de estudio.

Se seleccionará un caso de estudio para su análisis comparativo mediante los tipos de muros seleccionados. Se realizará el diseño y análisis de cada uno de los muros.

f) Conclusiones.

Se presentan las conclusiones derivadas del trabajo.

g) Presentación del trabajo.

Incluye la impresión del mismo, preparación del material visual para la presentación.

## **CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO**

En el presente apartado se estudiará el fundamento teórico del presente trabajo. Se expondrán los diferentes tipos de muros de retención, indicando cuál es el tipo de muro que estaremos estudiando, también se analizarán las fuerzas que actúan en los muros y cómo se debe verificar la estabilidad de los mismos.

Se revisarán los tipos de geosintéticos que existen, sus características y usos principales; atendiendo a lo anterior se determinará qué tipo de geosintéticos se utilizarán. Asimismo se estudiará cómo diseñar la cantidad y espaciado de los geosintéticos a utilizar y cómo revisar la estabilidad del muro.

### **1.1 ANTECEDENTES**

El hombre, a lo largo de su historia, ha buscado siempre la manera de modificar su entorno para protegerse, alimentarse, vestirse e incluso recrearse. Atendiendo a esto una de las actividades más antiguas es la construcción, existe evidencia de la creación de viviendas, aldeas, centros ceremoniales, comerciales, de enseñanza, de culto, caminos, puentes, entre otros que datan de miles de años atrás.

Son diversos los materiales que el hombre ha utilizado para conseguir cambiar su ambiente físico, por ejemplo suelo (tierra), piedra (roca), madera, y en tiempos más modernos concreto, acero y algunos polímeros.

### 1.1.1 MUROS DE CONTENCIÓN O RETENCIÓN

Los muros de retención brindan soporte lateral permanente a taludes de suelo. Existen varios tipos de muros. En relación a su estabilidad:

- 1) muros de gravedad,
- 2) de semigravedad,
- 3) en cantiliver y con contrafuertes.

En el presente trabajo se desarrolla lo referente a muros de gravedad.

Los muros de contención fueron evolucionando en varios aspectos: materiales y técnicas de construcción, funcionamiento, diseño, estabilidad ante el empuje del suelo y agua subterránea.

### 1.1.2 USO DE LOS GEOSINTÉTICOS

En la actualidad se han comenzado a construir muros de tierra reforzada con geosintéticos para contener el empuje del suelo.

*Los geosintéticos son materiales fabricados mediante la transformación industrial de sustancias llamadas polímeros, que de su forma elemental (polvos o gránulos) son convertidos en láminas, fibras, películas, tejidos, mallas, etc. Son utilizados en la ingeniería civil para complementar y mejorar sistemas constructivos o incluso sustituirlos por completo (Geo-productos, 2013).*

En el Simposio sobre Geosintéticos de 1990 celebrado por la entonces Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, se indicó cómo desde la antigüedad el hombre ha utilizado materiales naturales como pieles o fibras vegetales sobre suelos muy blandos

para reforzarlos. Hacia la década de los años 60 del siglo XX se empezaron a emplear telas con el mismo fin.

Con el avance de la técnica y la ciencia, los nuevos geosintéticos se realizan de polímeros sintéticos y últimamente de fibra de vidrio (Mexichem Soluciones Integrales, 2013).

## 1.2 TEORÍAS DE EMPUJE DE TIERRAS

### 1.2.1 TEORÍA DE COULOMB

En 1776 Charles Augustin Coulomb fue el primero en publicar una teoría para calcular los empujes en muros de retención. La teoría indica que el empuje sobre un muro se debe a la cuña de suelo limitada por el mismo muro, la superficie del relleno y la superficie de falla dentro del relleno, considerada plana (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010). La teoría se distingue por su claridad y sencillez, los supuestos de la superficie de falla están basados en observaciones en el campo del autor (Peck, 2011).

Las siguientes son algunas de las hipótesis que considera la Teoría de Coulomb:

- Considera fricción entre el muro y suelo.
- El suelo es incompresible y su deformación antes de la falla es despreciable.
- La falla ocurre a lo largo de superficies planas de deslizamiento.
- El valor del ángulo  $\phi$  era el mismo que el ángulo de reposo del suelo.
- La resistencia al esfuerzo cortante del suelo, es según su propia ecuación:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (1.1)$$

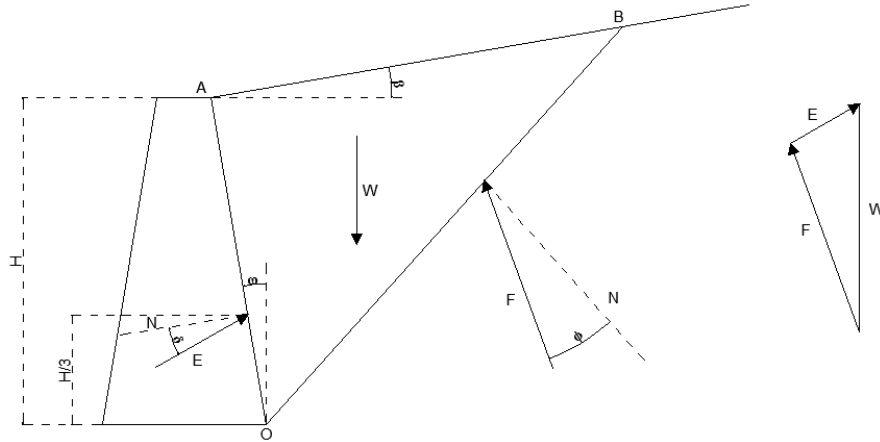


Fig. 1.1 Mecanismo de empuje activo de suelos friccionantes según Coulomb  
(Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

El anterior mecanismo nos permite conocer el empuje activo que produce una cuña de suelo, sin embargo para determinar el empuje máximo se debe recurrir a un método de tanteos para encontrar la cuña que lo produce.

También se puede determinar el empuje activo máximo con la siguiente expresión:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)} \right]^2} \quad (1.2)$$

Dónde:

- $E_A$  empuje activo máximo, según Coulomb
- $\phi$  ángulo de fricción interna del suelo
- $\omega$  ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical
- $\beta$  ángulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal
- $\delta$  ángulo de fricción entre muro y relleno, Terzaghi recomienda tomarse en la práctica entre  $\frac{1}{2} \phi \leq \delta \leq \frac{2}{3} \phi$

Las limitaciones de las fórmulas son: no se pueden aplicar con cargas externas puntuales, o de geometría y magnitud variable para suelos cohesivos o cohesivo-friccionantes.

Aunque históricamente Coulomb no consideró el empuje pasivo del suelo, sus hipótesis se han aplicado y se obtuvo la siguiente expresión:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[ 1 - \frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)} \right]^2} \quad (1.3)$$

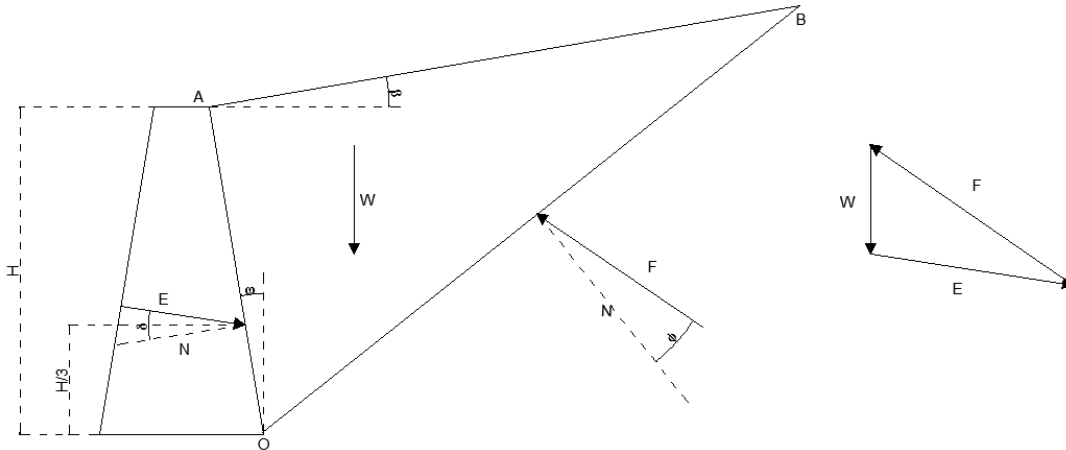


Fig. 1.2 Mecanismo de empuje pasivo de suelos friccionantes según Coulomb  
(Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

La Teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, ni el punto de aplicación del empuje máximo, sin embargo Terzaghi propone encontrar dicho punto de aplicación del empuje trazando una paralela a la superficie de falla, a partir del centro de gravedad de la cuña y hasta intersectar el respaldo del muro. Este es el punto de aplicación del empuje y es lo suficientemente preciso en la práctica.

Al no conocer la distribución de presiones tampoco se pueden determinar diagramas de presiones para el análisis estructural del muro, ya sea de concreto o mampostería.

## EMPUJE ACTIVO PARA SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN

Para los suelos con cohesión y fricción, se presenta el siguiente mecanismo.



### 1.2.2.1 ESTADO EN REPOSO

Cuando un suelo se encuentra en estado de esfuerzos natural, se encuentra en estado de reposo. El suelo se encuentra sometido a un esfuerzo vertical y horizontal. La presión vertical efectiva del suelo, a cierta profundidad es:

$$P_v = \gamma z \quad (1.4)$$

Dónde:

$\gamma$  peso específico del suelo en el estado en que se encuentre en el medio  
 $z$  profundidad a la cual se desea conocer la presión vertical

La presión vertical del suelo se determina por:

$$P_h = K_0 \gamma z \quad (1.5)$$

Dónde:

$K_0$  coeficiente de presión de tierra en reposo, con valores obtenidos experimentalmente que van de 0,4 a 0,8 para suelos normalmente consolidados

El estado de esfuerzos en reposo se representa en el plano de Mohr por un círculo como se indica en la Figura 1.4.

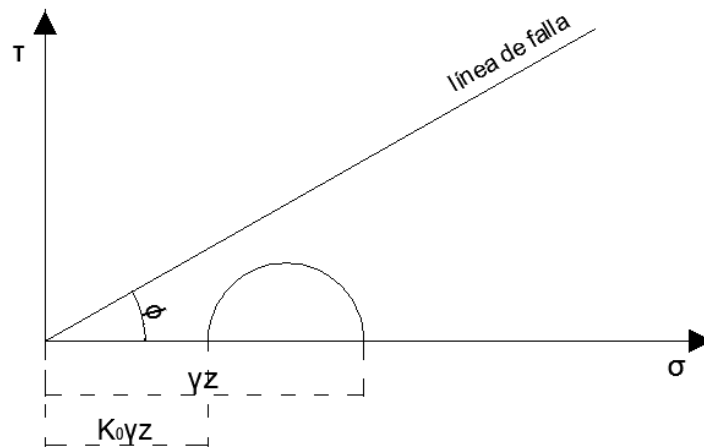


Fig. 1.4 Estado en reposo del suelo (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

### 1.2.2.2 ESTADO ACTIVO

A partir de la condición de reposo se puede llegar a la falla por dos medios, el primero es el estado activo que consiste en disminuir el esfuerzo horizontal y mantener el vertical constante. Por lo que el esfuerzo principal menor (horizontal) quedará como:

$$\sigma_h = K_A \gamma z \quad (1.6)$$

Dónde:

$K_A$  coeficiente de presión activa de tierras

El coeficiente de presión activa de tierras se determina con la siguiente expresión:

$$K_A = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.7)$$

En la siguiente figura se muestra el estado activo del suelo en un diagrama de Mohr.

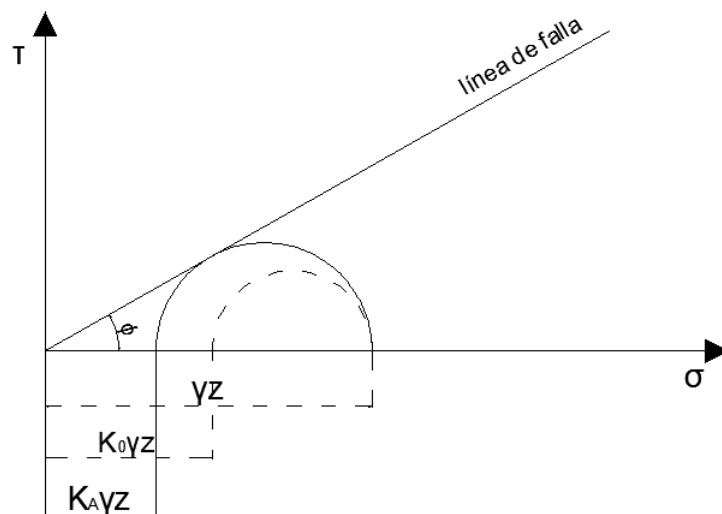


Fig. 1.5 Estado activo del suelo (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

Suponiendo una dimensión unitaria normal al plano de corte, se integra la expresión 1.6 con respecto a la profundidad  $z$ , para obtener el empuje activo ejercido por un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical.

$$E_A = K_A \gamma \int_0^H z dz = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (1.8)$$

El punto de aplicación de tal empuje se encuentra a un tercio de la altura, contado a partir de la base.

Si la superficie del relleno tiene un ángulo  $\beta$ , entonces el empuje activo se obtiene con la siguiente expresión:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right] \quad (1.9)$$

Cuando se cuenta con un suelo cohesivo-friccionante se tiene el círculo de Mohr como sigue:

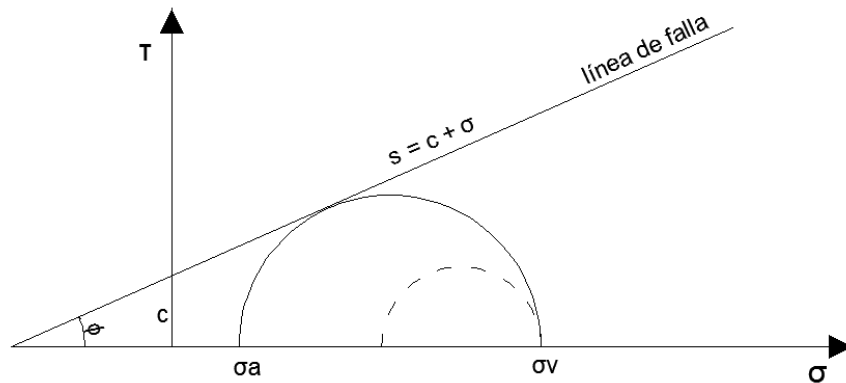


Fig. 1.6 Estado Activo de Rankine para suelos cohesivo-friccionantes (Das, 2001).

El esfuerzo principal menor sería entonces,

$$\sigma_a = \sigma_v K_A - 2c \sqrt{K_A} \quad (1.10)$$

El empuje activo total de Rankine es,



En la siguiente figura se muestra el estado pasivo del suelo en un diagrama de Mohr.

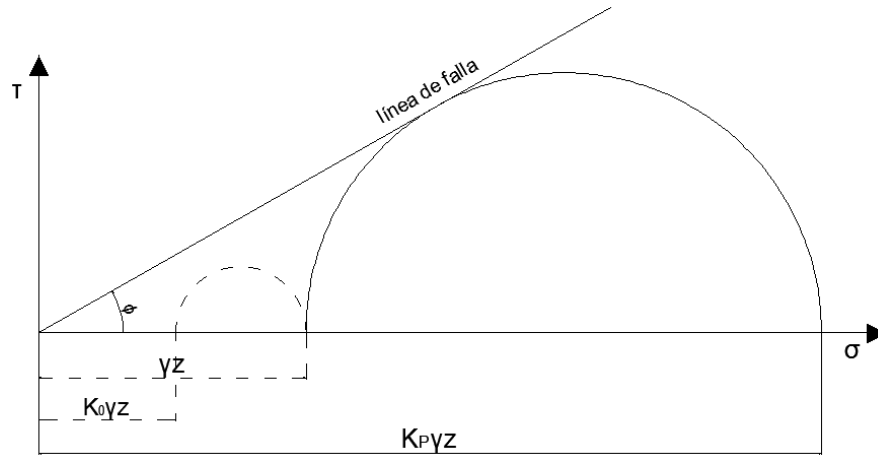


Fig. 1.7 Estado pasivo del suelo (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 2010).

Integrando la expresión 1.14 respecto de la profundidad  $z$ , podemos determinar el empuje pasivo ejercido por un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical.

$$E_p = K_p \gamma \int_0^H z dz = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (1.16)$$

Cuando existe un ángulo  $\beta$  en la superficie del relleno, tenemos:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (1.17)$$

Para suelos cohesivo-friccionantes se presenta el círculo de Mohr como sigue.

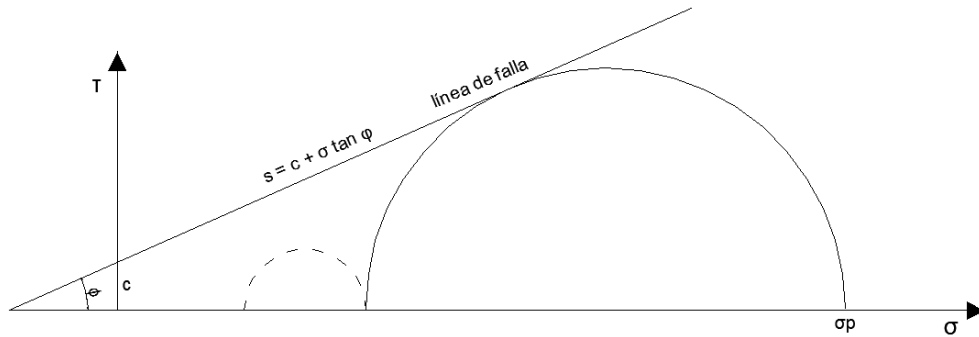


Fig. 1.8 Estado Pasivo de Rankine para suelos cohesivo-friccionantes (Das, 2001).

El esfuerzo principal mayor se obtiene como,

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (1.18)$$

El empuje pasivo se obtiene con,

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} \quad (1.19)$$

Para que se desarrollen las condiciones pasivas en el suelo se requiere el movimiento del muro, para arena densa aproximadamente se requiere  $0,005H$ , en arena suelta  $0,01H$ , en arcilla firme  $0,01H$ , en arcilla blanda  $0,05H$ .

## 1.3 MUROS DE RETENCIÓN

### 1.3.1 CLASIFICACIÓN

Los muros de retención se clasifican en:

- ❖ Muros de retención de gravedad.

Se construyen de mampostería de piedra o concreto. Su estabilidad se debe a su propio peso para contener el empuje del suelo que descansa sobre ellos. Los muros de gravedad de gran altura (mayor a  $4,5$  m) no son prácticos ni económicos.

Este es el tipo de muro que estaremos analizando en el presente trabajo.

❖ Muros de semigravedad.

Son muros similares a los de gravedad, sin embargo en ellos se utiliza una pequeña cantidad de acero para minimizar sus secciones

❖ Muros de retención en voladizo o cantiliver.

Se construyen de concreto reforzado; tienen una losa de base y un cuerpo delgado. Son más económicos que los de gravedad y semigravedad para una altura de aproximadamente 4 a 8 m.

❖ Muros de retención con contrafuertes.

Son similares a los muros en voladizo, sólo que tienen elementos verticales de concreto llamados contrafuertes, cuyo propósito es resistir las fuerzas cortantes y momentos flexionantes. (Das, 2001).

### 1.3.2 FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL CÁLCULO DE UN MURO DE RETENCIÓN

El ingeniero debe tener en cuenta las siguientes fuerzas para el análisis y diseño de un muro de retención.

- a) El peso propio del muro que actúa en el centro de gravedad de la sección.
- b) La presión del relleno contra el respaldo del muro.
- c) Las componentes horizontal y vertical de la presión en la cimentación del muro.
- d) La presión de tierra en el frente del muro al nivel de desplante.
- e) Las sobrecargas actuantes en el relleno.
- f) La presión hidrostática.
- g) Empuje dinámico por tráfico o máquinas (cuando aplique).
- h) Fuerzas sísmicas que incrementan el empuje del suelo.
- i) Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.

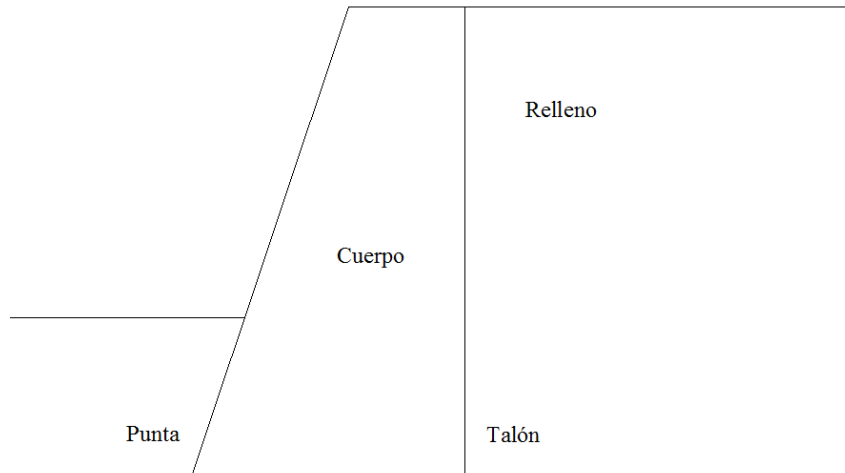


Fig. 1.9 Esquema de muro de retención de gravedad.

No todas las fuerzas están presentes y no se consideran para el cálculo; la decisión de qué fuerzas se ven involucradas la toma el ingeniero de acuerdo a las condiciones existentes, a resultados de ensayos de laboratorio y a sus propios conocimientos y experiencia.

### 1.3.3 ESTABILIDAD DE UN MURO DE RETENCIÓN

Se debe revisar la estabilidad de un muro de retención en los siguientes aspectos.

❖ Revisión por volteo

Se calculan los momentos de las fuerzas actuantes que tienden a volcar el muro y los momentos de las fuerzas resistentes al volteo para determinar el factor de seguridad.

$$F.S. = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} \quad (1.20)$$

Dónde:

$\Sigma M_o$                       suma de momentos actuantes  
 $\Sigma M_R$                       suma de momentos resistentes

El momento de volteo se puede obtener de la siguiente expresión.

$$\Sigma M_o = P_h \left( \frac{H'}{3} \right) \quad (1.21)$$

Dónde:

$$P_h = P_a \cos \alpha \quad (1.22)$$

( $P_a$  = fuerza activa;  $P_h$  = componente horizontal de  $P_a$ )

El momento resistente se calcula tomando en cuenta el peso del suelo arriba del talón, el peso de la mampostería y la componente vertical  $P_v$  de la fuerza activa  $P_a$ .

$$P_v = P_a \operatorname{sen} \alpha \quad (1.23)$$

❖ Revisión de la falla por deslizamiento de la base

Se calculan las fuerzas actuantes y resistentes horizontales para determinar el factor de seguridad contra deslizamiento.

$$F.S. = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} \quad (1.24)$$

Dónde:

$\Sigma F_{R'}$                       suma de fuerzas resistentes horizontales  
 $\Sigma F_d$                         suma de fuerzas actuantes horizontales

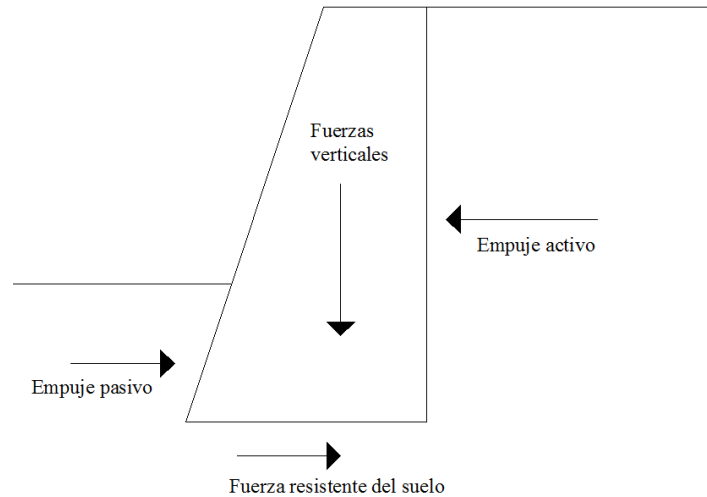


Fig. 1.10 Fuerzas que intervienen en la revisión de falla por deslizamiento del muro.

La resistencia al corte del suelo debajo de la base del muro se obtiene con la siguiente expresión.

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi_2 + c_2 \quad (1.25)$$

Los valores de ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y de cohesión ( $c$ ) utilizados en la anterior fórmula pertenecen al suelo que se encuentra en la base del muro.

La fuerza resistente por unidad de longitud del muro es:

$$\Sigma F_R' = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p \quad (1.26)$$

La fuerza que causa el deslizamiento del muro es la componente horizontal de la fuerza activa.

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha \quad (1.27)$$

Un factor de seguridad de 1,5 es recomendable. Algunos especialistas para incrementar el factor de seguridad reducen el valor del ángulo de fricción interna y de cohesión del suelo.

En algunos muros que no cumplen con el factor de seguridad mínimo recomendable, se construyen dentellones en la base para incrementarlo.

Se debe tener presente que el coeficiente de *presión de tierra activa* usado para calcular la fuerza lateral del relleno, ocurre sólo si el muro cede suficientemente, lo que no pasa en todos los casos.

❖ Revisión de falla por capacidad de carga

Se debe revisar que la presión transmitida al suelo por la losa de base del muro sea menor que la capacidad de carga del suelo. Para ello se debe determinar de qué manera varía la presión de la base, ya que tendremos una presión máxima y mínima en la punta y en el talón. Para ello utilizamos las siguientes expresiones.

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (1.28)$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (1.29)$$

Es importante revisar que la resultante esté dentro del tercio medio de la base del muro para que sólo existan esfuerzos de compresión en el suelo.

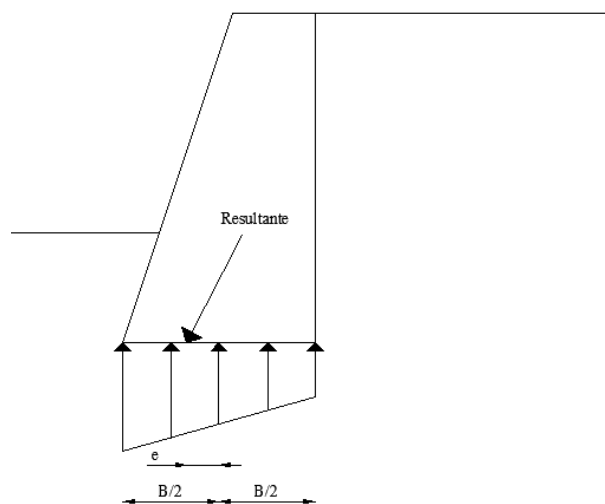


Fig. 1.11 Esfuerzos en el suelo por acción de la fuerza resultante.

El factor de seguridad se determina con la siguiente expresión.

$$F.S. = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} \quad (1.30)$$

Se recomienda un factor de seguridad de 3. En algunas ocasiones cuando existe un estrato débil debajo de la base, se utilizan pilotes para transmitir la carga a un estrato más firme.

### 1.3.4 ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN MURO DE RETENCIÓN

#### Método de Mononobe – Okabe

Es una prolongación del método estático de Coulomb, en el cual las aceleraciones pseudo-estáticas se aplican a la cuña activa (Afanador et al, 2012). Fue desarrollado por Okabe (1926) y Mononobe (1929) utilizando las siguientes hipótesis simplificadas (Jiménez et al, 2013):

- El suelo es granular no saturado.
- El muro cede lo suficiente para desarrollarse el empuje activo.
- Las fuerzas de inercia se deben a la cuña de suelo rígida en estado plástico.
- La aceleración es constante en toda la cuña.
- El estado de esfuerzos y deformaciones es plano.
- El suelo con respecto al esfuerzo cortante es homogéneo e isotrópico.

Este método considera que las propiedades del suelo son constantes antes y después del sismo. Sin embargo las propiedades de resistencia se alteran debido a las ondas sísmicas, y es conocido que el ángulo de fricción interna estático es mayor que el dinámico (Jiménez et al, 2013). Vesic (1973) recomienda disminuir el ángulo  $\phi$  en  $2^\circ$ ;

Barkan (1962) encontró que la reducción del ángulo de fricción interna puede expresarse con la siguiente ecuación:

$$\tan\varphi = \varphi_E \exp \frac{B\varphi A}{g} \quad (1.31)$$

Dónde:

$\varphi$	ángulo de fricción interna en vibración armónica de aceleración A
$\varphi_E$	ángulo de fricción interna en condición estática
$B_\varphi$	coeficiente del orden de 0,23 para arena de granulometría media
$g$	aceleración de la gravedad

En el método de Mononobe – Okabe introduce las fuerzas de inercia generadas en la cuña de falla a través de los coeficientes sísmicos horizontal ( $K_h$ ) y vertical ( $K_v$ ); estos multiplicados por el peso de la cuña ( $W$ ) dan como resultado acciones adicionales a la teoría estática de Coulomb (Terzariol et al, 2004).

Durante el sismo las fuerzas  $K_h W$  y  $K_v W$  se suman a  $W$  resultando una fuerza total  $W_{Estática+Sísmica}$  que está inclinada un ángulo  $\psi$  (Jiménez et al, 2013).

$$\psi = \arctan \frac{K_h W}{W - K_v W} = \frac{K_h}{1 - K_v} \quad (1.32)$$

Terzaghi sugiere los siguientes valores de coeficiente horizontal  $K_h$ :

0,10	para sismos severos
0,20	para sismos violentos
0,50	para sismos catastróficos

Se recomienda que el coeficiente sísmico vertical  $K_v$  se encuentre entre el 30% al 50% del valor del coeficiente sísmico horizontal  $K_h$ ,  $0,30K_h < K_v < 0,50K_h$ .

De acuerdo al método de Mononobe –Okabe se puede determinar el empuje activo sísmico con la siguiente expresión:

$$E_{as} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{as} (1 - K_v) \quad (1.33)$$

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (1.34)$$

Dónde:

$E_{as}$	empuje activo sísmico
$\gamma$	peso específico de la masa de suelo
$H$	altura del muro
$K_{as}$	coeficiente de empuje de tierras sísmico
$\delta$	ángulo de fricción entre muro y suelo
$\beta$	ángulo del talud del suelo con la horizontal
$\theta$	ángulo del respaldo del muro con la vertical

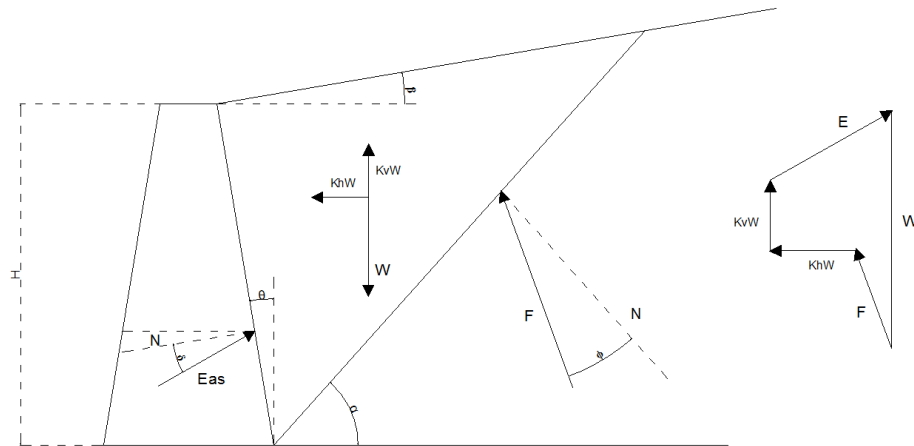


Fig. 1.12 Método Mononobe – Okabe, polígono de fuerzas (Jiménez et al, 2013)

Seed y Whitman (1970) recomiendan considerar que el empuje activo sísmico tiene su punto de aplicación a  $0,6 H$  desde la base del muro (Kramer, 1996).

El empuje pasivo sísmico se obtiene con la siguiente expresión.

$$E_{ps} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ps} (1 - K_v) \quad (1.35)$$

$$K_{ps} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (1.36)$$

### 1.3.5 DRENAJE DEL RELLENO DEL MURO DE RETENCIÓN

Se debe tener siempre en cuenta que todas las revisiones y cálculos de los muros de retención se realizan para condiciones en que el agua sea drenada; de lo contrario se genera un incremento de presión debida al agua sobre el muro.

Se debe proporcionar un drenaje adecuado mediante tubos de drenaje; se debe diseñar un filtro de material permeable de aproximadamente 0,30 a 0,40 m de espesor, la granulometría del filtro debe seleccionarse en función de la granulometría del material de relleno.

## 1.4 GEOSINTÉTICOS

Cada vez más se utilizan los muros de tierra reforzada con geosintéticos (o muros de tierra mecánicamente estabilizada) como una alternativa que presenta ciertas ventajas en la estabilidad del muro, ocupan menos espacio que un muro de mampostería, su construcción es rápida, son más económicos que los muros de mampostería para alturas mayores de 6 m y suelen ser más estéticos.

Recordando el concepto de geosintéticos que vimos en los antecedentes, éstos son materiales fabricados mediante la transformación industrial de polímeros para convertirlos en láminas, fibras, tejidos, mallas, etc.; y que son utilizados en la ingeniería civil para complementar y mejorar sistemas constructivos, o en algunos casos sustituirlos (Geo-productos, 2013).

### 1.4.1 CLASIFICACIÓN

Los geosintéticos se dividen en diferentes grupos dependiendo de sus características, método de fabricación y uso (Geo-Productos Mexicanos; Mexichem, 2013):

#### ❖ Geotextiles

Son telas con diversas estructuras y cuyos elementos individuales son fibras o filamentos con patrones de distribución. Se obtienen estructuras delgadas, porosas y permeables. Pueden ser:

- Geotextiles no tejidos: formados por filamentos superpuestos en forma laminar unidos por distintos sistemas, de ello se desprende:
  - Geotextiles no tejidos ligados mecánicamente o punzonados por agujas
  - Geotextiles no tejidos ligados térmicamente o termosoldados
  - Geotextiles no tejidos ligados químicamente o resinados
- Geotextiles tejidos: formados por cintas entrecruzadas en una máquina de tejer.

#### ❖ Geomallas

Son estructuras bidimensionales conformadas por una red regular de costillas conectadas, con aberturas de suficiente tamaño para permitir la trabazón del suelo.

- Geomalla mono-orientada: tiene una estructura con una distribución uniforme de largas aberturas elípticas.
- Geomalla bi-orientada: tiene una estructura de distribución rectangular uniforme.

#### ❖ Geodrenes

Son drenes prefabricados elaborados con una combinación de núcleos de plástico con alta resistencia a la compresión y muy alta conductividad hidráulica, y cubiertos de un geotextil como filtro que impide la intrusión del suelo en los vacíos. Su función es captar y conducir líquido a través de su plano.

#### ❖ Geoceldas

Son estructuras tridimensionales de gran peralte y forma romboide, utilizados para confinar material dentro de sus celdas.

#### 1.4.2 DISEÑO DE UN MURO DE TIERRA ARMADA CON GEOSINTÉTICOS

Cuando incluimos un material con resistencia a la tensión (geosintéticos) dentro de la masa de suelo que soporta empujes, se incrementa la resistencia general del conjunto por el esfuerzo generado entre el geosintético y el suelo.

El diseño de muros reforzados con geosintéticos está basado en un enfoque de la presión lateral del suelo. El aspecto clave en el diseño de las capas de refuerzo es el mantener el sistema en equilibrio. Del estudio de casos prácticos se han desarrollado los siguientes métodos para el diseño:

- AASHTO
- NCMA (por sus siglas en inglés National Concrete Masonry Association)
- Rigidez Ko

Todos los métodos asumen que no existen presiones hidrostáticas y que la superficie de falla activa es la descrita por la teoría de empuje de tierras de Rankine.

El método de AASHTO es el más conservador y simple de usar. Mientras que el método de rigidez Ko es el más novedoso, pero puede provocar que el diseño de los refuerzos no sea suficiente (Leshchinsky, 2009).

A continuación se presentan una serie de pasos (Mexichem, 2009) para realizar el proceso de diseño del muro:

- a) Determinar la altura del muro, sección transversal y longitud total.
- b) Determinar la inclinación de la cara del muro en relación con la horizontal (mínimo 70°).

- c) Calcular la presión lateral del suelo (considerar sobrecargas, sismo). Si existe un terraplén con inclinación, considerarlo como una sobrecarga.
- d) Para proteger el muro (vandalismo, radiación, roedores, ambiente) cubrir su cara con elementos rígidos o flexibles como mampostería, paneles de concreto, mortero o concreto lanzado, vegetación.
- e) Determinar la separación entre cada capa de refuerzo de geosintético.
- f) Incluir un sistema de drenaje adecuado. Considerar drenaje en la base del muro y para lluvias, escorrentías e infiltración.
- g) Determinar las propiedades del suelo de cimentación (cohesión  $c$ , ángulo de fricción interna  $\phi$ , masa volumétrica  $\gamma$ , límites de consistencia, NAF).
- h) Determinar las propiedades del suelo a usar en la construcción del muro (relleno). Granulometría, límites de consistencia, ángulo de fricción interna  $\phi$ , masa volumétrica  $\gamma$ , cohesión  $c$ ; un material apropiado para rellenos de tierra reforzada es de tipo granular con un mínimo de finos (calidad de sub-base).
- i) Determinar los factores de seguridad y la estabilidad del muro.

#### 1.4.2.1 ESTABILIDAD

##### Estabilidad Interna

Se pueden presentar dos tipos de fallas:

- Por elongación o ruptura del refuerzo, se presenta cuando existe una elongación excesiva en el geosintético hasta llegar a la ruptura.
- Por extracción, se presenta cuando la tensión en los refuerzos es muy grande y los refuerzos son extraídos de la masa de suelo.

Los diseños de muros mecánicamente estabilizados se basan en evitar este tipo de fallas, por lo que se deben determinar las máximas fuerzas de tensión, la superficie de falla y la distancia del geosintético que soporta la tensión. A continuación se describen los parámetros a considerar para estabilidad interna.

- Para determinar la *resistencia a la tensión admisible del geotextil* se utiliza la siguiente expresión.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} \quad (1.37)$$

Dónde:

$T_{ult}$  resistencia última del geotextil por el método de la tira ancha  
 $FS$  factor de seguridad, se recomienda de 1,3 a 1,5 para condiciones estáticas.

- Para determinar la *separación vertical entre las capas de refuerzo* primero se deben evaluar las presiones de tierra laterales a la profundidad correspondiente a cada una de las capas de refuerzo. Después se realiza la sumatoria de las fuerzas horizontales para aplicar la siguiente expresión.

$$S_v = \frac{T_{adm}}{(\sigma_h \times FS)} \quad (1.38)$$

Dónde:

$S_v$  separación vertical (espesor de la capa)  
 $T_{adm}$  esfuerzo admisible del geosintético  
 $\sigma_h$  presión lateral total  
 $FS$  factor de seguridad (1,3 a 1,5)

Se recomienda que la separación vertical no exceda los 0,5 m.

- Para determinar la *longitud de desarrollo del refuerzo del geosintético* se deben sumar las tres longitudes siguientes.

1. Longitud geométrica hasta la zona de falla,  $L_g$ .

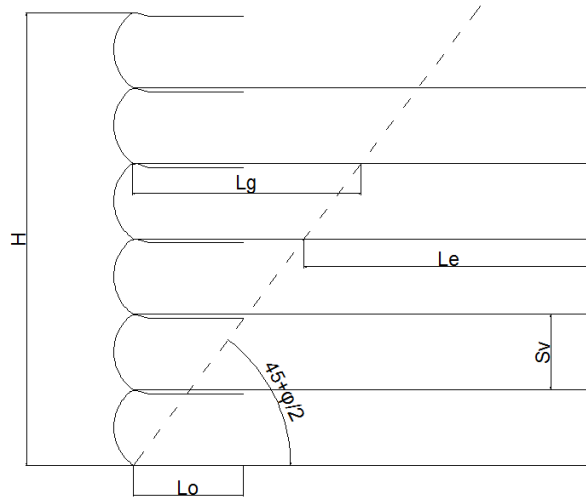


Fig. 1.13 Longitud geométrica de la zona de falla  $L_g$  (Mexichem, 2009).

De la anterior figura podemos obtener la longitud  $L_g$  mediante trigonometría.

$$\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{L_g}{H-z} \quad (1.39)$$

$$L_g = (H - z) \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.40)$$

## 2. Longitud de empotramiento, $L_e$ .

Es la longitud por detrás de la línea de falla. Se desarrollan las fuerzas resistentes debido a la interacción del suelo con el geotextil o la geomalla.

$$L_e = \frac{\sigma_h S_v F S}{2(c + \sigma \tan \delta)} \quad (1.41)$$

El ángulo  $\delta$  es el de fricción entre el suelo y el geosintético de refuerzo. Con base en resultados de pruebas publicadas, se recomienda utilizar para el ángulo  $\delta$  un valor de  $\frac{2}{3} \phi'$  (Das, 2006).

## 3. Longitud del doblado superior, $L_0$ .

Para efectos prácticos considerar 1 m.

Por lo tanto la longitud total a usar en cada capa de geosintético es:

$$L_T = L_g + L_e + L_o + S_v \quad (1.42)$$

La longitud total se recomienda sea de al menos 0,7 H y se dé en múltiplos de 0,5 m (Mexichem, 2009).

### Estabilidad externa

La estabilidad externa es análoga a la analizada para los muros de gravedad. Se presentan los factores de seguridad mínimos recomendados para muros de suelo reforzado.

Tabla 1.1 Factores de seguridad para análisis estático

Tipo de análisis	Factor de seguridad
Deslizamiento	1,5
Volcamiento	2,0
Capacidad portante	3,0

### 1.4.2.2 DISEÑO SÍSMICO

Se hace uso del método de Mononobe – Okabe que se mencionó en la sección 1.3.4. Considerar para los factores de seguridad el 75% de los factores en condiciones estáticas (Garnica et al, 2013).

Tabla 1.2 Factores de seguridad para análisis sísmico

Tipo de análisis	Factor de seguridad
Deslizamiento	1,125
Volcamiento	1,5
Capacidad portante	2,25

## **CAPÍTULO 2. ASPECTOS TÉCNICOS DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA Y LOS MUROS DE TIERRA REFORZADA CON GEOSINTÉTICOS.**

En el presente capítulo se exponen algunas de las situaciones favorables y desfavorables que se pueden presentar con el uso de muros de retención de mampostería y los muros de tierra reforzada con geosintéticos, desde su diseño hasta su construcción y vida útil. Los escenarios aquí expuestos podrían no presentarse en todos los casos, o podrían ocurrir algunos otros no enunciados en el siguiente apartado.

### Muros de mampostería

Las ventajas que podemos esperar en el uso de muros de contención de mampostería son:

- La mampostería es un material que se puede conseguir fácilmente además de que es muy duradero. Se pueden utilizar materiales (rocas) presentes en sitio (cuando existan), sobre todo cuando el sitio de construcción está en una zona remota.
- Su construcción es simple, no se necesita mano de obra especializada.
- Debido a lo común de su uso, los ingenieros se encuentran familiarizados con el diseño y análisis de un muro de mampostería.
- Los muros de mampostería no requieren de mucho mantenimiento a lo largo de los años, salvo inspecciones que se lleguen a hacer, por ejemplo en el drenaje para evitar que se tape con basura o azolve.

Algunas desventajas son:

- No brindan flexibilidad a las deformaciones debido a la rigidez de sus elementos, por ejemplo cuando se presenten asentamientos diferenciales o frente a acciones sísmicas.
- Cuando los empujes laterales del suelo son grandes se deben aumentar las secciones del muro, haciéndolo menos práctico y afectando los factores de seguridad de la estabilidad del mismo. Esto también ocurre cuando el talud que requiere contenerse es de gran altura y las dimensiones del muro se vuelven considerables, entonces el peso propio del muro y la acción del relleno pueden superar la capacidad de carga del suelo de cimentación.
- Es común que durante su diseño y/o construcción el drenaje no sea adecuado o suficiente, lo que aumentaría el empuje hidrostático.
- Aunque muchos ingenieros se encuentren familiarizados con el diseño de muros de mampostería, en algunos casos no se les consulta y los muros se construyen sin diseño, sólo basándose en conocimientos empíricos de los constructores o desarrolladores de proyectos.
- En algunas ocasiones se utiliza el suelo existente para el relleno del muro y éste puede ser impermeable, y si asociado a esto no se construye un drenaje suficiente y adecuado como se mencionó antes, los empujes hidrostáticos serían aún mayores.
- Los muros de retención de mampostería no son económicos para alturas mayores a 4 – 5 m, debido a la relación base/altura que deben tener para ser estables  $0,4 H \leq B \leq 0,7 H$ .

## Muros de tierra reforzada con Geosintéticos

Dentro de las ventajas del uso de los geosintéticos para reforzar muros de tierra tenemos las siguientes:

- Uso de materiales disponibles en el área para relleno del muro (en caso de cumplir con las características necesarias). Recordando que lo adecuado es utilizar suelos granulares, y en muchas ocasiones este tipo de suelo no se encuentra en sitio por lo cual se debe recurrir a material de banco.
- Se pueden construir muros de alturas considerables, técnicamente posibles a 25 m (Garnica et. Al, 2013).
- Se dispone de mayor área aprovechable tanto en el pie como en la cresta del talud original.
- Se necesita de menos área para garantizar la estabilidad del talud original, ya que pueden hacerse con pendientes similares a los muros de concreto o mampostería (recomendable mayor a 70° para que siga diseñándose como muro).
- Brinda mayor flexibilidad a las deformaciones en comparación con un muro de concreto o mampostería, por lo que puede absorber asentamientos considerables sin presentar daño.
- Se pueden recubrir con vegetación para brindar un mejor aspecto, tener un mejor drenaje y evitar el vandalismo.
- Se puede reforzar específicamente cualquier área del muro en la cual los esfuerzos sean mayores. Es decir los refuerzos pueden adecuarse dependiendo del análisis de fuerzas laterales, aunque podría ser más práctico que los refuerzos fueran uniformes.
- No se necesita mano de obra especializada para la construcción del muro de tierra armada con geosintéticos. El procedimiento de construcción es simple y rápido.
- La cara del muro puede cubrirse con diferentes materiales y técnicas para proteger el muro de la erosión y meteorización.

- Presentan un mejor comportamiento durante los sismos que los muros tradicionales de mampostería y concreto.
- Pueden utilizarse en lugares donde el suelo de cimiento tiene una capacidad de carga pobre y se presenten asentamientos. No siendo necesario recurrir a pilas de cimentación o mejoramiento del suelo.

Algunas desventajas que se pueden presentar son:

- Disminución de la cantidad de refuerzo de geosintéticos por cuestiones económicas o mal diseño.
- Que el suelo existente en el área no cumpla con las características necesarias para usarlo como relleno del muro y sea necesario usar material de banco.
- El geosintético puede dañarse durante la etapa de construcción del muro. A veces los esfuerzos durante su instalación pueden ser más severos que los esfuerzos de diseño y pueden producirles daños.
- El geosintético puede ser vulnerable a sufrir daños debido a la luz del sol, a la temperatura, oxidación, hidrólisis, y degradación química y biológica. Incluso puede sufrir daños por vandalismo.
- En el país no existe una red adecuada de laboratorios de ensayo para evaluar a los geosintéticos, así que para el diseño de los muros el usuario tendrá que confiar en la mayoría de las ocasiones en las características que el fabricante le indique que posee su producto. Tampoco existe en el país la normativa suficiente para asegurar la calidad y uso de los geosintéticos.
- Pueden presentarse asentamientos excesivos cuando no se dio una adecuada compactación al suelo de relleno o se cimentó en suelos blandos.
- Usar materiales de baja permeabilidad en el relleno del muro que provoquen un mal drenaje y presiones hidrostáticas considerables.
- Formación de niveles de agua colgados sobre los refuerzos de geosintéticos.
- Generación de deformaciones excesivas en los geosintéticos por diseños inadecuados al exigirles esfuerzos superiores a su capacidad.

- Durante el diseño del muro no se debe olvidar considerar los factores de reducción (por instalación, fluencia, esfuerzo cortante y degradación biológica y química) del esfuerzo de tensión permisible del geosintético.
- Aunque a la fecha se ha incrementado la investigación y bibliografía acerca del uso de los geosintéticos en varias ocasiones se utilizan las recomendaciones de los proveedores, sin ningún fundamento que se sustente en la investigación u observación, para el diseño y uso de los mismos; y sin tomar en cuenta las particularidades de cada proyecto como son las características del suelo, zona sísmica o condiciones ambientales, fuerzas que actúan, entre otros.

## CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO

En el presente capítulo se muestra un caso de estudio típico de proyectos habitacionales, con características del suelo propias de la ciudad de Córdoba, Veracruz. Se analizará la estabilidad de un muro de retención de mampostería y se propondrá un muro mecánicamente estabilizado con geosintéticos para la misma situación. Después se compararán los resultados de cada análisis.

### 3.1 DISEÑO DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA

#### 3.1.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

##### 3.1.1.1 CÁLCULO DE EMPUJE LATERAL DEL SUELO

Se utiliza la teoría de Rankine para determinar el empuje activo sobre el muro de retención. Los datos del suelo son:

$$c = 0,32 \text{ kgf/cm}^2 = 31,39 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = 23^\circ$$

$$\gamma = 1546 \text{ kg/m}^3 = 15,17 \text{ kN/m}^3$$

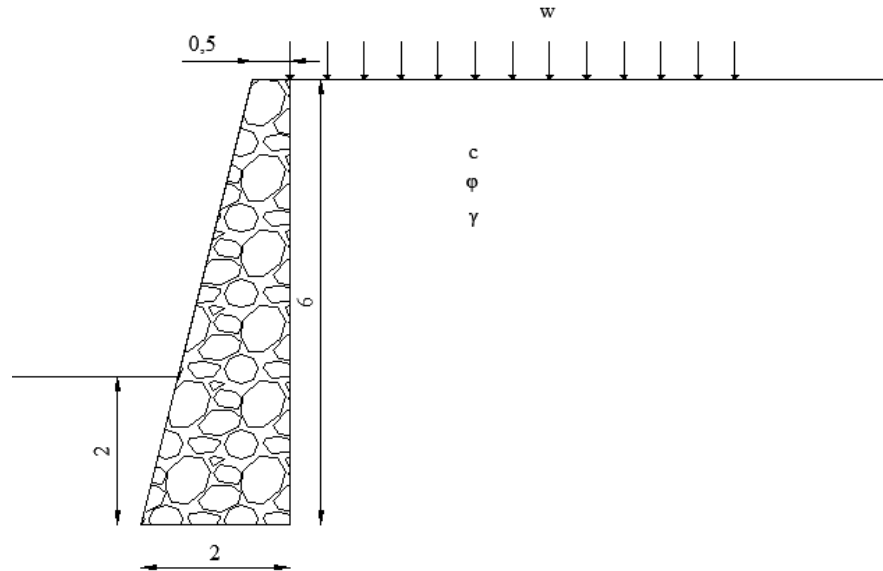


Fig. 3.1 Esquema de muro de retención de mampostería.

La sobrecarga  $w$  se considera de  $2 \text{ t/m}^2$  ( $19,62 \text{ kN/m}^2$ ) para semejar una vivienda de 2 niveles.

El muro puede ceder lo suficiente para que se presente el empuje activo.

Se usa la fórmula de Rankine para calcular el empuje activo, sin embargo se incluyó la sobrecarga.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A + q_a K_A H - 2cH \sqrt{K_A} \quad (3.1)$$

$$K_A = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.2)$$

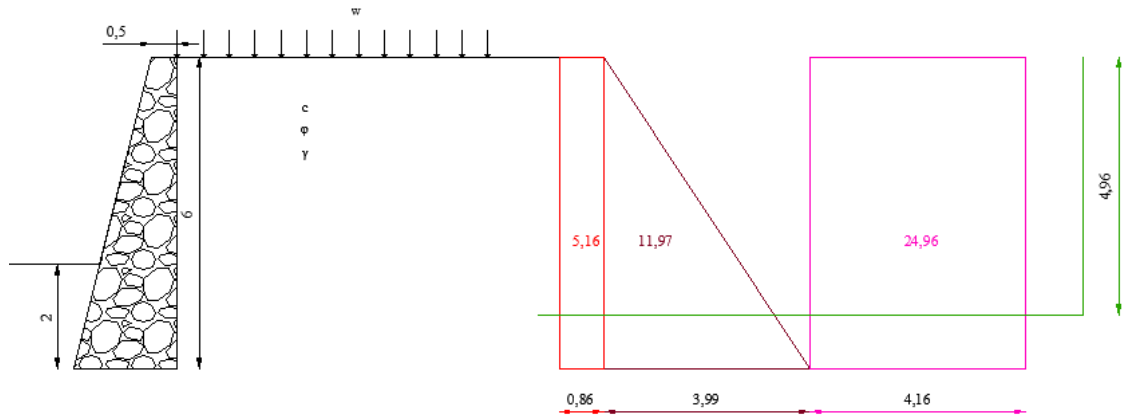
$$K_A = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{23}{2} \right) = 0,4381 \quad (3.3)$$

$$E_A = \left[ \frac{1}{2} \times 15,17 \text{ kN/m}^3 \times (6\text{m})^2 \times 0,4381 \right] + [19,62 \text{ kN/m}^2 \times 0,4381 \times 6\text{m}] - [2 \times 31,39 \text{ kN/m}^2 \times 6\text{m} \times \sqrt{0,4381}] = 119,63 + 51,57 - 249,32 = -78,12 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

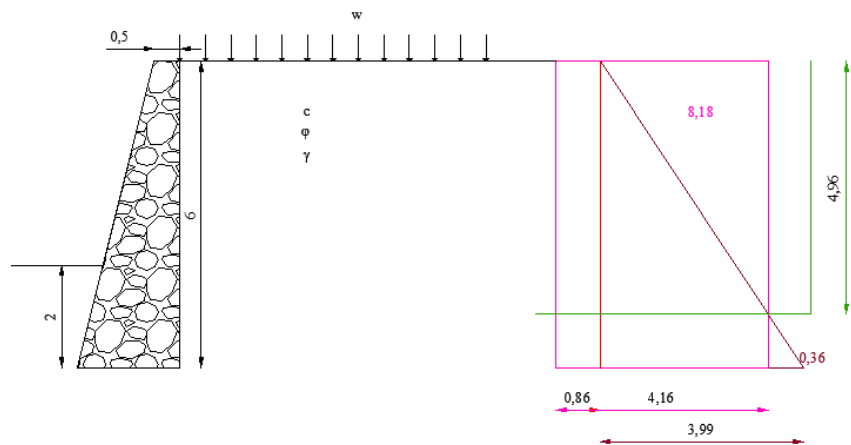
La profundidad de la grieta de tensión también se ve afectada por la sobrecarga.

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q_a}{\gamma} \quad (3.5)$$

$$Z_c = \frac{2 \times 31,39 \text{ kN/m}^2}{15,17 \text{ kN/m}^3 \times \sqrt{0,4381}} - \frac{19,62 \text{ kN/m}^2}{15,17 \text{ kN/m}^3} = 6,25 - 1,29 = 4,96 \text{ m} \quad (3.6)$$



a)



b)

Fig. 3.2 Diagramas de presión activa para el muro analizado.

En la figura 3.2 se muestran los diagramas de presión de tierra activa de Rankine para el muro analizado; la escala vertical es 1 a 1, la escala horizontal es 1 a 10 así como también lo son los valores de las áreas. En Fig. 3.2 a) se muestran por separado las

presiones activas de: sobrecarga (color rojo), componente friccionante de la presión del suelo (color café) y componente cohesiva de la presión del suelo (color fucsia). La línea verde representa la profundidad de la grieta de tensión.

La Fig. 3.2 b) contiene los mismos diagramas sólo que esta vez está superpuesta la componente cohesiva del suelo (color fucsia) en el mismo punto de inicio de la sobrecarga (color rojo) más la componente friccionante del suelo (color café). Aquí logramos observar de manera más clara cómo la profundidad de la grieta de tensión corresponde a la intersección de los diagramas de presión, lo que nos indica que en ese punto la suma algebraica de las tres es cero. En los diagramas también se puede observar el empuje activo, que es el área de cada diagrama. La Fig. 3.2 a) tiene indicadas la áreas por separado, mientras que en la Fig. 3.2 b) nos proporciona el área de dos triángulos que si sumamos algebraicamente nos da el empuje final calculado con la fórmulas de Rankine (recordar que la componente cohesiva de la presión del suelo es negativa, mientras que la sobrecarga y la componente friccionante de la presión del suelo son positivas).

De acuerdo a los resultados arrojados la cohesión del suelo es suficiente para retenerlo, lo cual podemos interpretar a partir del resultado negativo del empuje activo. Sin embargo se realiza el análisis del muro considerando una condición desfavorable en la que el suelo no tenga cohesión que lo soporte y exista nivel de aguas freáticas por temporada de lluvias.

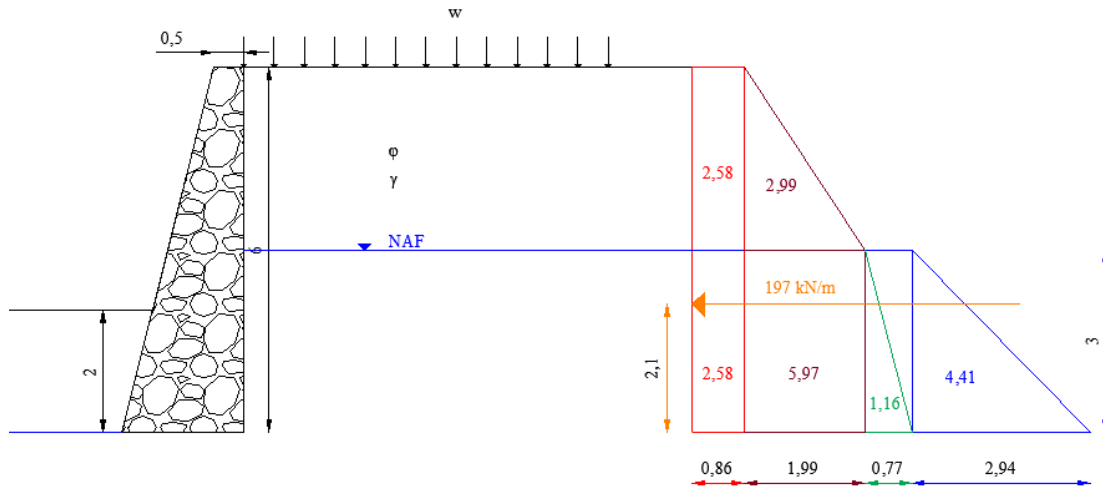


Fig. 3.3 Diagramas de presión activa para el muro analizado considerando  $c=0$  y NAF.

En la figura 3.3 se debe tomar las mismas consideraciones de escala que en la figura 3.2; la escala vertical es 1:1, mientras que la horizontal y las áreas son 1:10.

Tabla 3.1 Datos del suelo, considerando  $c=0$  y NAF.

Estrato	$\omega$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\gamma_m$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$		$K_A$	H (m)	H acum (m)
				$^\circ$	rad			
1 arriba NAF	19,62	15,17	0	23	0,40143	0,4381	3	3
2 abajo NAF	19,62	15,5	0	23	0,40143	0,4381	3	6

Tabla 3.2 Cálculo de presión y empuje activo, considerando  $c=0$  y NAF.

Profundidad (m)	Presión y empuje debido a	$\sigma_v$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$E_A$ ( $\text{kN/m}$ )	Punto aplicación desde base (m)
0 a 3	sobrecarga	8,5954	25,7861	4,5
0 a 3	suelo arriba del NAF	19,9376	29,9064	4
3 + dh	sobrecarga	8,5954	25,7861	1,5
3 + dh	suelo arriba del NAF	19,9376	59,8128	1,5
3 a 6	suelo abajo del NAF	7,4782	11,2174	1
3 a 6	NAF	29,4300	44,1450	1
	Suma		196,65 $\approx$ 197	2,1

A continuación se analiza el empuje pasivo del suelo al otro lado del muro.

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p} \quad (3.7)$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{23^\circ}{2} \right) = 2,28 \quad (3.8)$$

$$E_p = \left( \frac{1}{2} \times 15,17 \text{ kN/m}^3 \times (1,5\text{m})^2 \times 2,28 \right) + \left( 2 \times 31,39 \text{ kN/m}^2 \times 1,5\text{m} \times \sqrt{2,28} \right) = 38,91 + 142,19 = 181,11 \text{ kN/m} \quad (3.9)$$

Se utilizó una altura H de 1,5 m en este caso para considerar el hecho de que se pueda retirar cierta parte de este material.

Con los datos anteriores se realiza el análisis del muro de mampostería.

### 3.1.1.2 REVISIÓN POR VOLTEO

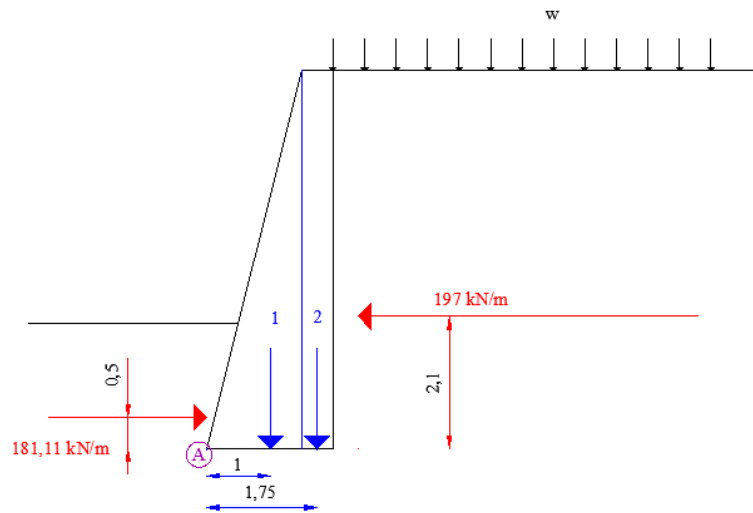


Fig. 3.4 Esquema para la revisión por volteo del muro de mampostería respecto al punto A.

Tabla 3.3 Cálculo del momento resistente, incluye el peso del muro y el empuje pasivo.

Áreas	Área (m <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	W (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento resistente (kN/m · m)
1	4,5	25,51	114,795	1	114,795
2	3	25,51	76,53	1,75	133,9275
		E <sub>p</sub>	181,11	0,5	90,555
		Total	372,435	Total	339,2775

El momento actuante es

$$\Sigma M_o = E_A \times \bar{y} = 197 \text{ kN/m} \times 2,1 \text{ m} = 413,7 \text{ kN/m} \cdot \text{m} \quad (3.10)$$

El factor de seguridad del muro es

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = \frac{339,28 \text{ kN/m} \cdot \text{m}}{413,7 \text{ kN/m} \cdot \text{m}} = 0,82 \quad (3.11)$$

El factor de seguridad contra volteo se encuentra por debajo del mínimo necesario de 2. Así que se necesita cambiar la geometría del muro ampliando sus secciones.

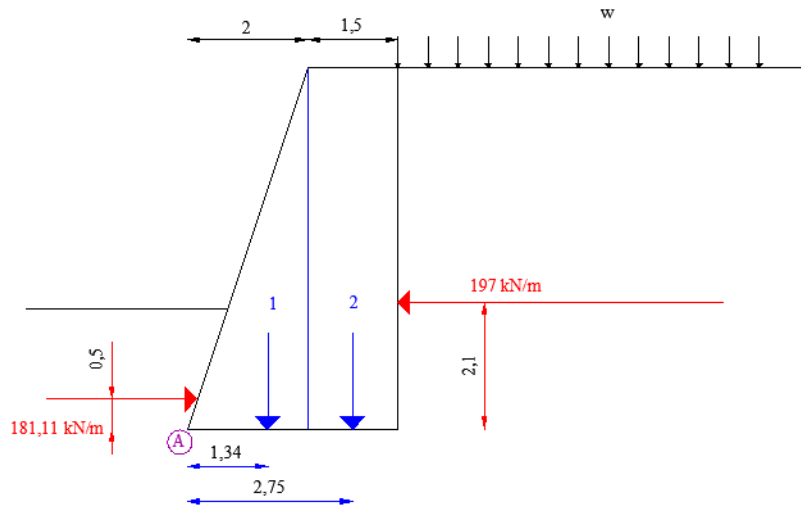


Fig. 3.5 Esquema para la revisión por volteo del muro de mampostería respecto al punto A, nueva geometría.

Tabla 3.4 Cálculo del momento resistente con la nueva geometría del muro, incluye el peso del muro y el empuje pasivo.

Áreas	Área (m <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	W (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento resistente (kN/m· m)
1	6	25,51	153,06	1,34	205,1004
2	9	25,51	229,59	2,75	631,3725
		E <sub>p</sub>	181,11	0,5	90,555
		Total	563,76	Total	927,0279

El factor de seguridad del muro es

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = \frac{927,03 \text{ kN/m} \cdot \text{m}}{413,7 \text{ kN/m} \cdot \text{m}} = 2,24 \quad (3.12)$$

Este nuevo factor de seguridad es mayor que 2, que es el mínimo recomendado.

### 3.1.1.3 REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE SU BASE

La fuerza resistente por unidad de longitud del muro es:

$$\Sigma F_R' = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p \quad (3.13)$$

$$\Sigma F_R' = [(382,65 \text{ kN/m}) \times \tan 23^\circ] + [3,5 \text{ m} \times 31,39 \text{ kN/m}^2] + 181,11 \text{ kN/m} \quad (3.14)$$

$$\Sigma F_R' = 162,43 \text{ kN/m} + 109,87 \text{ kN/m} + 181,11 \text{ kN/m} = 453,41 \text{ kN/m} \quad (3.15)$$

La fuerza actuante es el empuje activo calculado.

$$\Sigma F_d = 197 \text{ kN/m} \quad (3.16)$$

El factor de seguridad queda entonces como,

$$F.S. = \frac{\Sigma F_R'}{\Sigma F_d} = \frac{453,41 \text{ kN/m}}{197 \text{ kN/m}} = 2,30 \quad (3.17)$$

El factor de seguridad obtenido es mayor que el mínimo requerido de 1,5.

### 3.1.1.4 REVISIÓN DE FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

Para determinar la excentricidad,

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{927,03 \text{ kN/m} \cdot \text{m} - 413,7 \text{ kN/m} \cdot \text{m}}{382,65 \text{ kN/m}} = 1,34 \text{ m} \quad (3.18)$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{3,5 \text{ m}}{2} - 1,34 \text{ m} = 0,41 \text{ m} \quad (3.19)$$

$$\frac{B}{6} = \frac{3,5 \text{ m}}{6} = 0,58 \text{ m} \quad (3.20)$$

La excentricidad es menor que B/6, lo que nos indica que no existirán tensiones.

Ahora calculamos las presiones en la punta y en el talón de la base del muro.

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (3.21)$$

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{382,65 \text{ kN/m}}{3,5 \text{ m}} \left( 1 + \frac{6 \times 0,41 \text{ m}}{3,5 \text{ m}} \right) = 186,17 \text{ kN/m}^2 \quad (3.22)$$

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (3.23)$$

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{382,65 \text{ kN/m}}{3,5 \text{ m}} \left( 1 - \frac{6 \times 0,41 \text{ m}}{3,5 \text{ m}} \right) = 32,49 \text{ kN/m}^2 \quad (3.24)$$

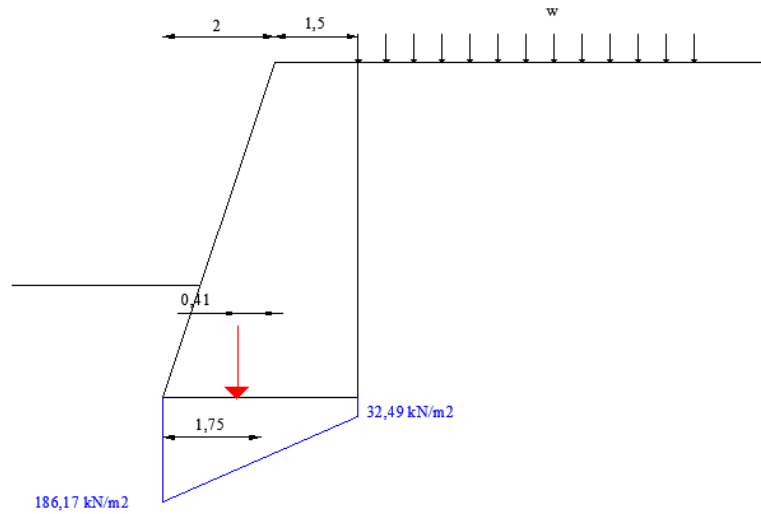


Fig. 3.6 Diagrama de presiones en el suelo del muro de mampostería.

A continuación determinaremos la capacidad de carga última con la teoría de Skempton.

$$q_u = cN_c + \gamma D_f \quad (3.25)$$

Consideramos que el suelo tiene las mismas características que utilizamos en los cálculos anteriores, la cimentación es corrida y el NAF está en la base del muro (condición desfavorable), debido a ello se analiza la capacidad de carga considerando el ángulo de fricción interna  $\phi$  igual a cero (comportamiento puramente cohesivo).

$$c = 0,32 \text{ kgf/cm}^2 = 31,39 \text{ kN/m}^2$$

$$D/B = 2/3,5 = 0,57$$

$$N_c = 5,9$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1580 \text{ kg/m}^3 = 15,5 \text{ kN/m}^3$$

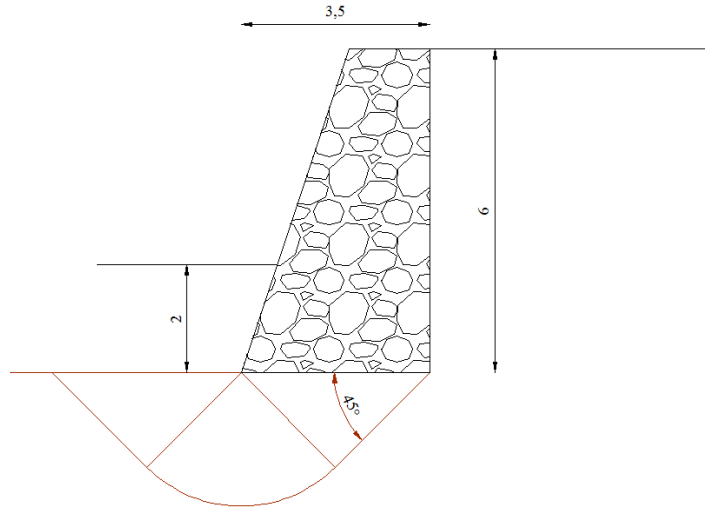


Fig. 3.7 Esquema de la superficie de falla por capacidad de carga del muro de mampostería.

$$q_u = (31,39 \text{ kN/m}^2 \times 5,9) + (15,5 \text{ kN/m}^3 \times 2\text{m}) = 216,2 \text{ kN/m}^2 \quad (3.26)$$

El factor de seguridad se determina con la siguiente expresión.

$$F. S. = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} \quad (3.27)$$

$$F. S. = \frac{216,2\text{kN/m}^2}{186,17\text{kN/m}^2} = 1,16 \quad (3.28)$$

El factor de seguridad obtenido es menor que el mínimo recomendado de 3. Debido a esto se revisa la capacidad de carga colocando pilotes de fricción al muro de contención. Se consideran pilotes de fricción porque se trata de un suelo arcilloso y no se tiene alguna capa dura cercana a la superficie.

La capacidad de carga última de cada pilote se obtiene sumando la capacidad por punta  $Q_{up}$  más la capacidad por fricción del fuste  $Q_{uf}$ .

$$Q_u = Q_{up} + Q_{uf} \quad (3.29)$$

$$Q_{up} = 1,2a_p\{cN_c + \sigma N_q\} \quad (3.30)$$

$$Q_{uf} = \text{perímetro} \times \sum c_i h_i \quad (3.31)$$

Donde:

$a_p$	área de la base del pilote
$c$	cohesión del suelo en la punta del pilote
$\sigma$	esfuerzo total (por ser suelo cohesivo) a la profundidad de desplante
$N_c, N_q$	factores de capacidad de carga
$c_i, h_i$	cohesión y altura de cada capa de suelo a lo largo del fuste del pilote

La capacidad de carga de diseño se obtiene restando el peso propio del pilote  $P_p$  de la capacidad de carga última  $Q_u$  del pilote, para después dividir entre el factor de seguridad recomendado que para cimentaciones profundas es de 2.

$$Q_D = \frac{Q_u - P_p}{FS} \quad (3.32)$$

Consideramos pilotes de sección cuadrada de 30 cm de lado y 10 m de profundidad. Las características del suelo son las mismas usadas previamente, en este ejercicio no disponemos de los datos del suelo en toda la longitud del pilote, pero es probable que éstos mejoren con la profundidad así que usando los datos de los que disponemos estaremos del lado de la seguridad.

$$\begin{aligned} Q_{up} &= 1,2(0,3m)^2\{(31,39 \text{ kN/m}^2 \times 5,7) + (10m \times 15,5 \text{ kN/m}^3 \times 1)\} \\ &= 36 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.33)$$

$$Q_{uf} = (4 \times 0,3m) \times (31,39 \text{ kN/m}^2 \times 10m) = 376,68 \text{ kN} \quad (3.34)$$

El peso del pilote sería,

$$P_p = a_p \sum \gamma_i h_i \quad (3.35)$$

$$P_p = (0,3m)^2 \times [(23,5 \text{ kN/m}^3 - 9,81 \text{ kN/m}^3) \times 10m] = 12,32 \text{ kN} \quad (3.36)$$

$$Q_u = 36 \text{ kN} + 376,68 \text{ kN} = 412,68 \text{ kN} \quad (3.37)$$

$$Q_D = \frac{412,68 \text{ kN} - 12,32 \text{ kN}}{2} = 200,18 \text{ kN} \quad (3.38)$$

El esfuerzo máximo es  $186,17 \text{ kN/m}^2$ , lo multiplicamos por  $1 \text{ m}^2$  para tener unidades compatibles con las calculadas en la capacidad de carga de diseño del pilote. Esto quiere decir que colocando 1 pilote de fricción por cada metro del muro (1 m contando de centro a centro de cada pilote) será suficiente para soportar el esfuerzo máximo en ese metro cuadrado. Se generan dos hileras de pilotes con esta condición, pero la segunda hilera no soportará el esfuerzo máximo sino uno menor que le corresponde en el diagrama de esfuerzos de la Fig. 3.6 (del orden de  $120 \text{ kN/m}^2$ ). La localización de estas hileras de pilotes debe ser próxima a la punta del muro donde se presenta el esfuerzo máximo. Se recomienda también que los pilotes de la fila de la orilla tengan la inclinación de la resultante (en este caso  $71^\circ$  con respecto a la horizontal) para que posean su misma línea de acción (Peck, 2011).

En este caso el esfuerzo mínimo en el talón  $32,49 \text{ kN/m}^2$ , es menor que la capacidad de carga calculada por la teoría de Skempton; así que no es necesario colocar la misma cantidad de pilotes que en la punta del muro. En la siguiente figura se presenta un arreglo típico de pilotes para muros de contención de 4 a 6 m de altura (Peck, 2011) y puede aplicarse al presente caso práctico.

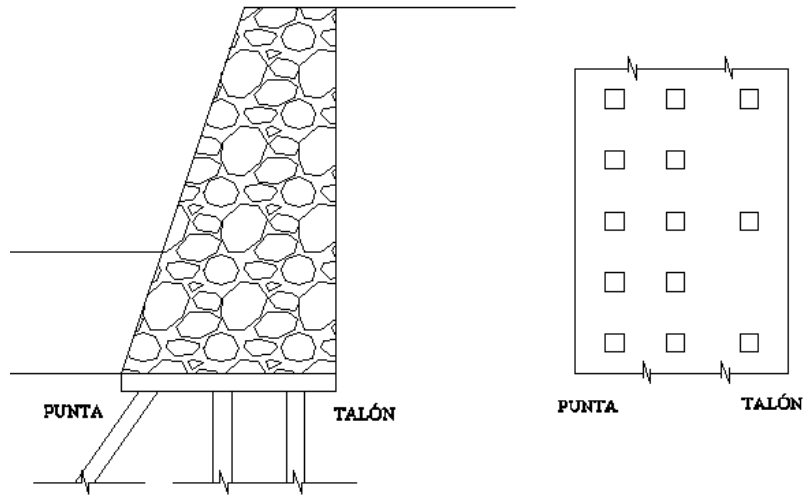


Fig. 3.8 Arreglo de los pilotes para el muro de contención (Peck, 2011).

### EFFECTO DE GRUPO

Para revisar el efecto de grupo en los pilotes se toman en consideración las dos filas próximas a la punta del muro, que es donde se encuentran más cerca unos con otros. En la fig. 3.9 se presenta un esquema de la distribución de los pilotes.

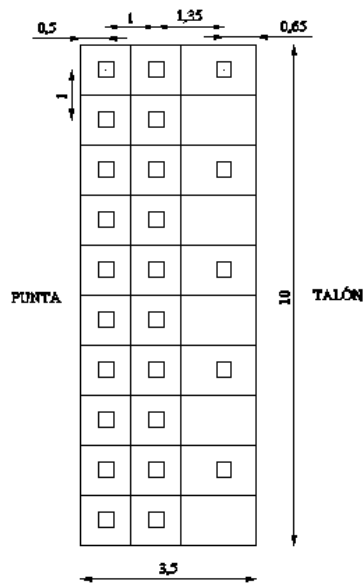


Fig. 3.9 Distribución de los pilotes en el muro de mampostería.

El perímetro de cada pilote es de 1,2 m y tenemos 20 pilotes, multiplicando lo anterior tenemos un perímetro total de 24 m. Mientras que el perímetro del grupo de pilotes es de 21,2 m, siendo éste último menor. Esta situación podría ocasionar una falla de la cimentación en conjunto, sin embargo esta comparación es conservadora (Juárez Badillo, 2010) y la diferencia entre los perímetros no es grande, así como la distancia que existe de centro a centro de cada pilote es mayor que el mínimo recomendado de  $3l$  (3 veces el lado del pilote).

### 3.1.1.5 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

Se utiliza la Teoría de la Elasticidad para determinar los asentamientos inmediatos.

$$\Delta H = qB \frac{1-\nu^2}{E} \left( I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F \quad (3.39)$$

Los factores de influencia son los dados por Steinbrenner,

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[ M \ln \frac{(1+\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} + \ln \frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}} \right] \quad (3.40)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left( \frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}} \right) \quad (3.41)$$

Donde,

$$M = \frac{L}{B} \quad (3.42)$$

$$N = \frac{H}{B} \quad (3.43)$$

El factor de influencia de profundidad  $I_F$ , se obtiene de Fox (Bowles, 1987).

Las propiedades elásticas del suelo, considerándolas uniformes a lo largo del estrato, son las siguientes:

$$\nu = 0,4$$

$$E = 1\,450 \text{ t/m}^2 = 14\,224,5 \text{ kN/m}^2$$

Las consideraciones del problema son:

$B = 3,5$  m (ancho del muro)  
 $D = 2$  m (profundidad)  
 $L = 10$  m (longitud del muro)  
 $H = 15$  m (espesor del estrato)

Para determinar la distribución de esfuerzo en el suelo utilizamos la fórmula de Boussinesq para áreas rectangulares.

$$\Delta\sigma_z = w_0 \cdot w \quad (3.44)$$

Donde

$$w_0 = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right) \quad (3.45)$$

Suponemos la carga repartida  $w$  como el peso del muro entre el área de su base.

$$w = \frac{382,65 \text{ kN/m}}{3,5 \text{ m}} = 109,33 \text{ kN/m}^2 \quad (3.46)$$

La distribución de esfuerzo de acuerdo a la profundidad queda como sigue.

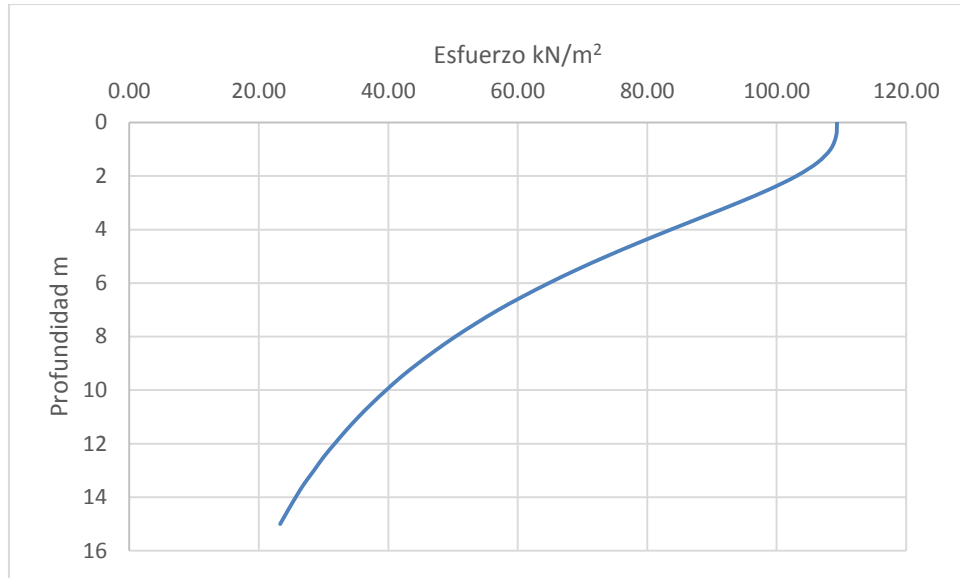


Fig. 3.10 Relación del esfuerzo y la profundidad.

El espesor del estrato considerado es de 15 m, así que lo dividiremos en tres secciones iguales para determinar un incremento de esfuerzo medio.

$$\Delta\sigma_{zp} = \frac{1}{6}(\Delta\sigma_{zs} + 4\Delta\sigma_{zm} + \Delta\sigma_{zi}) \quad (3.47)$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{zp} &= \frac{1}{6}[109,33 \text{ kN/m}^2 + (4 \times 53,58 \text{ kN/m}^2) + 23,3 \text{ kN/m}^2] \\ &= 57,83 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (3.48)$$

Tenemos ahora todos los datos para poder calcular el asentamiento elástico.

$$\begin{aligned} \Delta H &= 57,83 \text{ kN/m}^2 \times 3,5 \text{ m} \times \frac{1-0,4^2}{14 \cdot 224,5 \text{ kN/m}^2} \left( 0,506 + \frac{1-(2 \times 0,4)}{1-0,4} 0,086 \right) 0,85 = \\ &0,0054 \text{ m} = 0,54 \text{ cm} \end{aligned} \quad (3.49)$$

Podemos considerar que el asentamiento inmediato es la mitad del calculado por el uso de los pilotes.

### 3.1.1.6 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

Se determinó que se trata de un suelo preconsolidado y que la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo debido a la sobrecarga, no excede del esfuerzo de preconsolidación. Así utilizamos la siguiente expresión para el cálculo del asentamiento por consolidación aplicable al caso estudiado.

$$\delta_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma_z}{\sigma'_v} \quad (3.50)$$

Para obtener el índice de expansibilidad  $C_s$ , seguimos la correlación empírica expuesta por Skempton (1944).

$$C_s = \frac{1}{4} a \frac{1}{5} C_c = 0,1148 \quad (3.51)$$

$$C_c = 0,009(LL - 10) = 0,459 \quad (3.52)$$

Calculamos el asentamiento por consolidación,

$$\delta_c = \frac{0,1148 \times 15m}{1+1,381} \log \frac{95,16kN/m^2 + 57,83kN/m^2}{95,16kN/m^2} = 0,15m = 15cm \quad (3.53)$$

### 3.1.2 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

#### 3.1.2.1 CÁLCULO DE EMPUJE LATERAL DEL SUELO

Se analiza el empuje activo sísmico con la teoría de Mononobe – Okabe, para ello empezaremos por Coulomb.

Como ya vimos anteriormente la profundidad de la grieta de tensión es grande comparada con la altura del muro, así que por seguridad se analiza el problema considerando que el suelo no tiene cohesión. La sobrecarga del problema se considera transformándola a un colchón de suelo, cuya altura se calcula a continuación.

$$h_s = \frac{P}{\gamma} = \frac{19,62 \text{ kN/m}^2}{15,17 \text{ kN/m}^3} = 1,29 \text{ m} \quad (3.54)$$

Por lo que el esquema del muro para cálculo de presión activa por Coulomb quedaría como sigue.

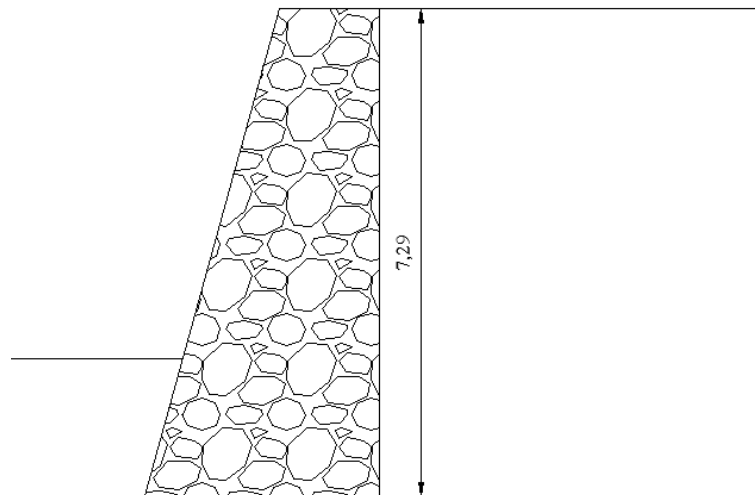


Fig. 3.11 Esquema con altura ajustada para incluir la sobrecarga en el empuje activo por Coulomb.

Si tenemos en cuenta que el respaldo y el relleno son horizontales, y no existe fricción entre el respaldo del muro y el relleno, entonces la ecuación para determinar el máximo empuje activo queda como sigue.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \text{sen} \varphi}{1 + \text{sen} \varphi} \quad (3.55)$$

$$E_A = \frac{1}{2} \times 15,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times (7,29\text{m})^2 \times \frac{1 - \text{sen}(23^\circ)}{1 + \text{sen}(23^\circ)} = 180,4 \text{ kN/m} \quad (3.56)$$

Calculamos el empuje con el  $\gamma$  saturado del material y de esta manera el resultado se asemeja a las condiciones de empuje activo calculado con Rankine. Consideramos el punto de aplicación del empuje a un tercio de la base, lo cual sería a 2,43 m (considerando la altura como 7,29 m para contar con un brazo de palanca mayor). De esta manera tenemos un empuje activo y un momento actuante similares a lo calculado con Rankine para la condición estática.

A continuación procedemos a calcular el empuje activo sísmico con Mononobe – Okabe como una ampliación de la teoría de Coulomb para determinar el empuje sísmico. Se considera que  $K_h$  es 0,10 para sismos severos y  $K_v$  son dos terceras partes (2/3) de  $K_h$ .

$$E_{as} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{as} (1 - K_v) \quad (3.57)$$

$$\tan \varphi = \varphi_E \exp \frac{B \varphi A}{g} = 22,48^\circ \quad (3.58)$$

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} = 0,388162 \quad (3.59)$$

$$E_{as} = \frac{1}{2} \times 15,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times (7,29\text{m})^2 \times 0,388162 \times (1 - 0,066667) = 149,2 \text{ kN/m} \quad (3.60)$$

El empuje activo sísmico es menor que el calculado para la condición estática, ya que el ángulo  $\varphi$  disminuyó sólo una pequeña fracción y por la reducción del empuje por la componente vertical del sismo; además debemos tener en cuenta que en el caso estático se consideró la condición más desfavorable que incluye el empuje hidrostático.

Sin embargo el punto de aplicación del empuje activo sísmico se encuentra a 3,6 m desde la base del muro, lo que genera un momento actuante de volteo mayor.

También se calcula el empuje pasivo sísmico como sigue.

$$E_{ps} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ps} (1 - K_v) \quad (3.61)$$

$$K_{ps} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} = 3,7225 \quad (3.62)$$

$$E_{ps} = \frac{1}{2} \times 15,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times (1,5\text{m})^2 \times 3,7225 \times (1 - 0,066667) = 59,29 \text{ kN/m} \quad (3.63)$$

### 3.1.2.2 REVISIÓN POR VOLTEO

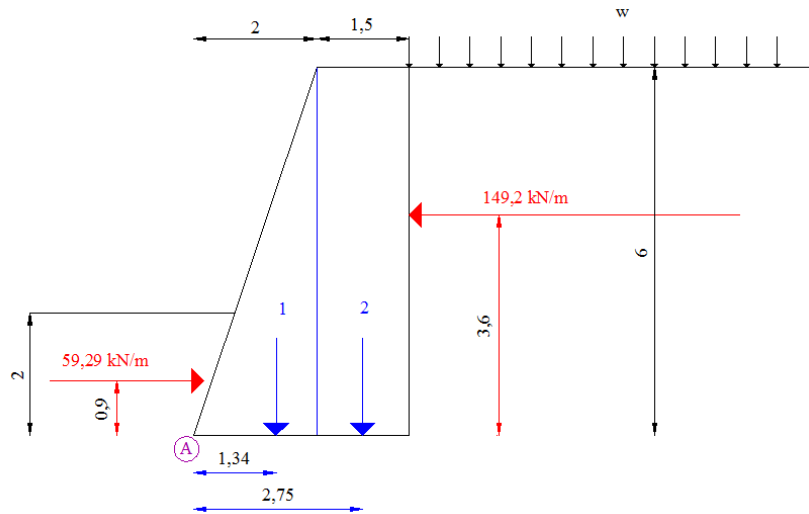


Fig. 3.12 Esquema para la revisión por volteo del muro de mampostería respecto al punto A con empuje activo sísmico.

Tabla 3.5 Cálculo del momento resistente.

Áreas	Área (m <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	W (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento resistente (kN/m· m)
1	6	25,51	153,06	1,34	205,1004
2	9	25,51	229,59	2,75	631,3725
		E <sub>p</sub>	59,29	0,9	53,361
		Total	441,94	Total	889,8339

El momento actuante es

$$\Sigma M_o = E_{as} \times \bar{y} = 149,2 \text{ kN/m} \times 3,6\text{m} = 537,12 \text{ kN/m} \cdot \text{m} \quad (3.64)$$

El factor de seguridad del muro es

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = \frac{889,83 \text{ kN/m} \cdot \text{m}}{537,12 \text{ kN/m} \cdot \text{m}} = 1,66 \quad (3.65)$$

El factor de seguridad para condiciones pseudoestáticas cumple con el 1,5 mínimo requerido.

### 3.1.2.3 REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE SU BASE

La fuerza resistente por unidad de longitud del muro es:

$$\Sigma F_R' = (\Sigma V) \tan \phi_2 + B c_2 + P_p \quad (3.66)$$

$$\Sigma F_R' = [(382,65 \text{ kN/m}) \times \tan 22,48^\circ] + [3,5\text{m} \times 31,39 \text{ kN/m}^2] + 59,29 \text{ kN/m} \quad (3.67)$$

$$\Sigma F_R' = 158,34 \text{ kN/m} + 109,87 \text{ kN/m} + 59,29 \text{ kN/m} = 327,5 \text{ kN/m} \quad (3.68)$$

La fuerza actuante es el empuje activo sísmico calculado.

$$\Sigma F_d = 149,2 \text{ kN/m} \quad (3.69)$$

El factor de seguridad queda entonces como,

$$F. S. = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} = \frac{327,5kN/m}{149,2kN/m} = 2,2 \quad (3.70)$$

El factor de seguridad obtenido es mayor que el mínimo requerido de 1,125.

### 3.1.2.4 REVISIÓN DE FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

Para determinar la excentricidad,

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{889,83kN/m \cdot m - 537,12kN/m \cdot m}{382,65kN/m} = 0,92m \quad (3.71)$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{3,5m}{2} - 0,92m = 0,83m \quad (3.72)$$

$$\frac{B}{6} = \frac{3,5m}{6} = 0,58m \quad (3.73)$$

La excentricidad es mayor que B/6.

Ahora calculamos las presiones en la punta y en el talón de la base del muro.

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (3.74)$$

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{382,65kN/m}{3,5m} \left( 1 + \frac{6 \times 0,83m}{3,5m} \right) = 264,89 \text{ kN/m}^2 \quad (3.75)$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (3.76)$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{382,65kN/m}{3,5m} \left( 1 - \frac{6 \times 0,83m}{3,5m} \right) = -46,23 \text{ kN/m}^2 \quad (3.77)$$

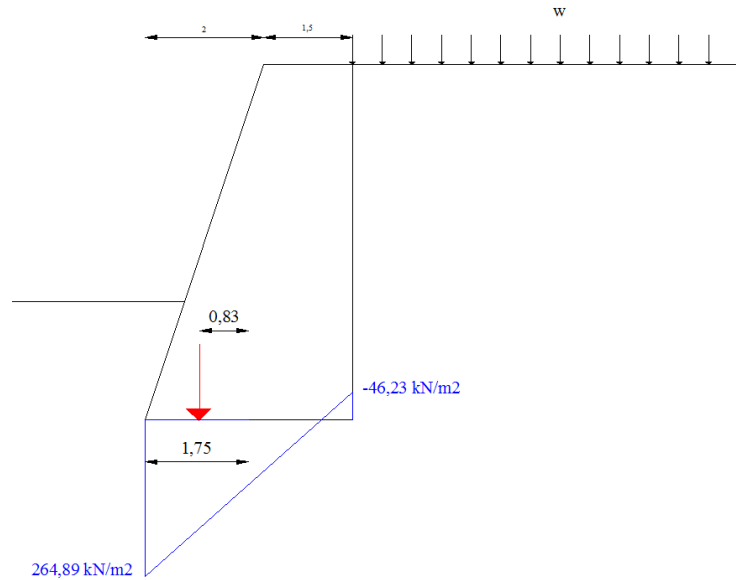


Fig. 3.13 Diagrama de presiones en el suelo del muro de mampostería.

Siguiendo el planteamiento de los pilotes de fricción, revisamos la capacidad de carga de diseño pero usando un factor de seguridad de 1,5 para condiciones pseudoestáticas.

$$Q_D = \frac{412,68 \text{ kN} - 12,32 \text{ kN}}{1,5} = 266,91 \text{ kN} \quad (3.78)$$

Multiplicamos el esfuerzo máximo de la punta por  $1 \text{ m}^2$  para tener 264,89 kN, que es menor que la capacidad de carga calculada. Se cumple así con el factor de seguridad.

El esfuerzo mínimo en el talón es negativo, de tensión. Para esta condición es una ventaja tener la tercera fila de pilotes en esta área, ver Fig. 3.8.

## 3.2 DISEÑO DE UN MURO DE TIERRA REFORZADA CON GEOSINTÉTICOS

### 3.2.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

#### 3.2.1.1 ESTABILIDAD INTERNA

Utilizaremos el mismo caso presentado en el muro de mampostería, ahora mecánicamente estabilizado con geosintéticos. Se elige la geomalla uniaxial con una resistencia a la tensión última de 144 kN/m y el suelo reforzado será de banco con las siguientes características:

Arena limosa SM

Masa volumétrica seca máxima en Proctor modificada  $1700 \text{ kg/m}^3 = 16,68 \text{ kN/m}^3$

$\phi' = 35^\circ$

$c' = 0,092 \text{ kgf/cm}^2 = 9 \text{ kN/m}^2$

$S_s = 2,64$

$F = 18 \%$

Para los siguientes análisis se utilizarán los empujes de suelo calculados anteriormente con el muro de mampostería, ya que se considera el mismo suelo en una condición semejante.

Resistencia a la tensión admisible del geotextil

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS} \quad (3.79)$$

$$T_{adm} = \frac{144 \text{ kN/m}}{1,5} = 96 \text{ kN/m} \quad (3.80)$$

Separación vertical entre las capas de refuerzo

$$S_v = \frac{T_{adm}}{(\sigma_h \times FS)} \quad (3.81)$$

$$S_v = \frac{96 \text{ kN/m}}{(197 \text{ kN/m} \times 1,5)} = 0,32\text{m} \quad (3.82)$$

*Longitud de desarrollo del refuerzo del geosintético*

- Longitud geométrica hasta la zona de falla,  $L_g$ .

$$L_g = (H - z) \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.83)$$

$$L_g = (6\text{m} - 0) \times \tan\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 3,12\text{m} \quad (3.84)$$

- Longitud de empotramiento,  $L_e$ .

$$L_e = \frac{\sigma_h S_v FS}{2(c + \sigma \tan \delta)} \quad (3.85)$$

$$L_e = \frac{197 \text{ kN/m} \times 0,32\text{m} \times 1,5}{2[6,3\text{kN/m}^2 + (100\text{kN/m}^2 \times \tan 23,33)]} = 0,96\text{m} \quad (3.86)$$

$$\sigma = \gamma_{max} H = 16,68 \text{ kN/m}^3 \times 6\text{m} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (3.87)$$

Usamos un 70% de los parámetros de  $c'$  y  $\phi'$  para este tipo de relleno (Mexichem, 2013).

- Longitud del dobléz superior,  $L_o$ .

Para efectos prácticos considerar 1 m.

Por lo tanto la longitud total a usar en cada capa de geosintético es:

$$L_T = L_g + L_e + L_o + S_v \quad (3.88)$$

$$L_T = 3,12\text{m} + 0,96\text{m} + 1\text{m} + 0,32\text{m} = 5,4\text{m} \quad (3.89)$$

\*NOTA: recordar que el análisis dimensional en las operaciones anteriores atiende a un problema de esfuerzos plano.

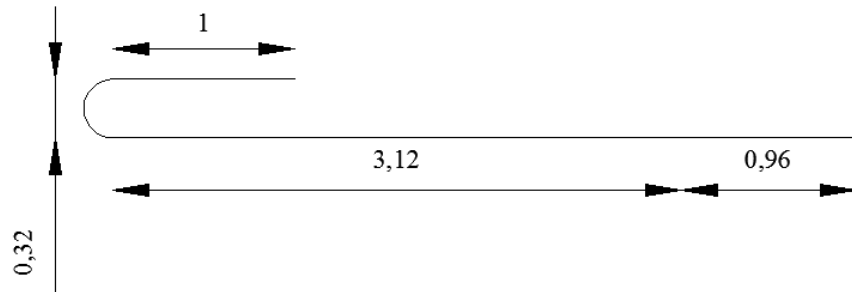


Fig. 3.14 Diagrama de la longitud del refuerzo.

### 3.2.1.2 ESTABILIDAD EXTERNA

#### 3.2.1.2.1 REVISIÓN POR VOLTEO

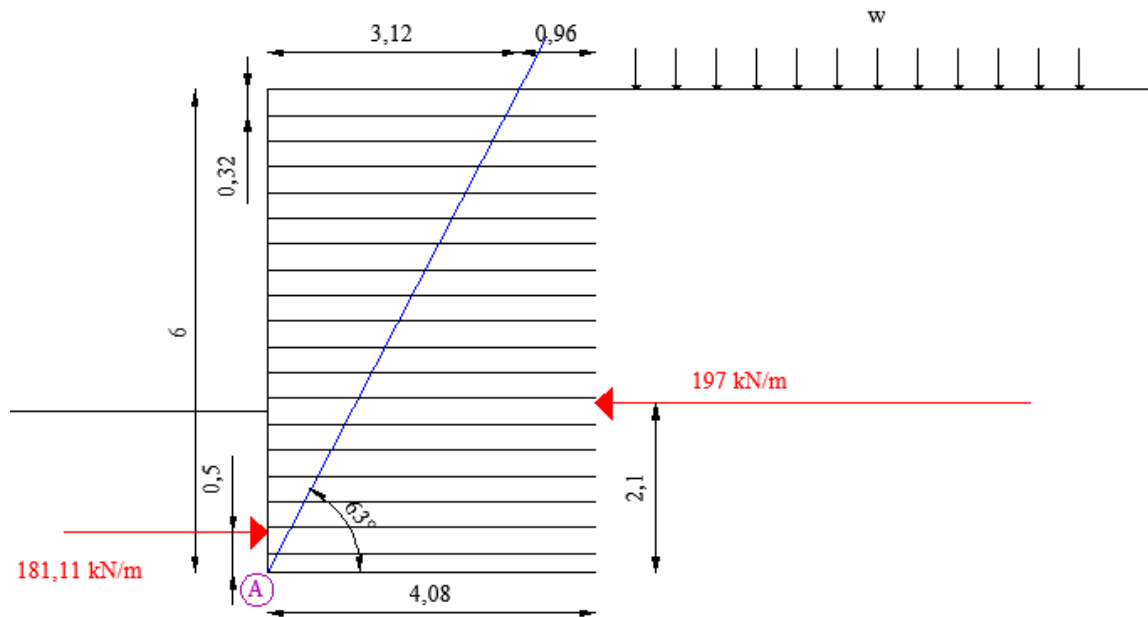


Fig. 3.15 Esquema para la revisión por volteo del muro de tierra reforzada respecto al punto A.

Tabla 3.6 Cálculo del momento resistente.

Áreas	Área (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	W (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento resistente (kN/m · m)
1	24,48	16,68	408,3264	2,04	832,985856
		$E_p$	181,11	0,5	90,555
		Total	589,4364	Total	923,540856

El momento actuante es

$$\Sigma M_o = E_A \times \bar{y} = 197 \text{ kN/m} \times 2,1\text{m} = 413,7 \text{ kN/m} \cdot \text{m} \quad (3.90)$$

El factor de seguridad del muro es

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = \frac{923,54 \text{ kN/m} \cdot \text{m}}{413,7 \text{ kN/m} \cdot \text{m}} = 2,23 \quad (3.91)$$

El factor de seguridad se encuentra por arriba del 2 recomendado.

### 3.2.1.2.2 REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE SU BASE

La fuerza resistente por unidad de longitud del muro es:

$$\Sigma F_R' = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p \quad (3.92)$$

$$\Sigma F_R' = [(408,33 \text{ kN/m}) \times \tan 23^\circ] + [4\text{m} \times 31,39 \text{ kN/m}^2] + 181,11 \text{ kN/m} \quad (3.93)$$

$$\Sigma F_R' = 173,33 \text{ kN/m} + 125,56 \text{ kN/m} + 181,11 \text{ kN/m} = 480 \text{ kN/m} \quad (3.94)$$

La fuerza actuante es el empuje activo calculado.

$$\Sigma F_d = 197,05 \text{ kN/m} \quad (3.95)$$

El factor de seguridad queda entonces como,

$$F.S. = \frac{\Sigma F_R'}{\Sigma F_d} = \frac{480 \text{ kN/m}}{197,05 \text{ kN/m}} = 2,44 \quad (3.96)$$

El factor de seguridad obtenido es mayor que el mínimo requerido de 1,5.

### 3.2.1.2.3 REVISIÓN DE FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

Para determinar la excentricidad,

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{923,54 \text{ kN/m} \cdot \text{m} - 413,7 \text{ kN/m} \cdot \text{m}}{408,33 \text{ kN/m}} = 1,25 \text{ m} \quad (3.97)$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{4,08 \text{ m}}{2} - 1,25 \text{ m} = 0,79 \text{ m} \quad (3.98)$$

$$\frac{B}{6} = \frac{4,08 \text{ m}}{6} = 0,68 \text{ m} \quad (3.99)$$

La excentricidad es mayor que B/6, lo que nos indica que existirán tensiones.

Ahora calculamos las presiones en la punta y en el talón de la base del muro.

$$q_{\text{m}á\text{x}} = q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (3.100)$$

$$q_{\text{m}á\text{x}} = q_{\text{punta}} = \frac{408,33 \text{ kN/m}}{4,08 \text{ m}} \left( 1 + \frac{6 \times 0,79 \text{ m}}{4,08 \text{ m}} \right) = 216,35 \text{ kN/m}^2 \quad (3.101)$$

$$q_{\text{m}í\text{n}} = q_{\text{talón}} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (3.102)$$

$$q_{\text{m}í\text{n}} = q_{\text{talón}} = \frac{408,33 \text{ kN/m}}{4,08 \text{ m}} \left( 1 - \frac{6 \times 0,79 \text{ m}}{4,08 \text{ m}} \right) = -16,19 \text{ kN/m}^2 \quad (3.103)$$

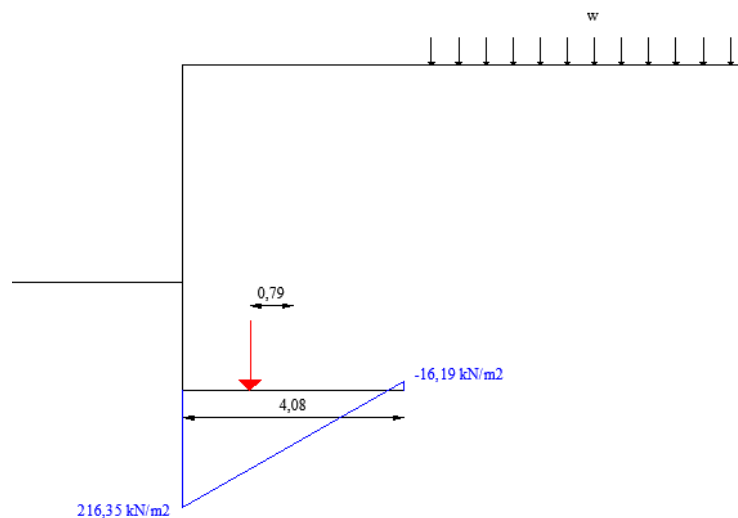


Fig. 3.16 Diagrama de presiones en el suelo del muro de suelo mecánicamente estabilizado.

La capacidad de carga se calcula con la fórmula general de Terzaghi (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 2010).

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.104)$$

En este caso se revisa como falla local el problema por lo que los valores de la cohesión y el ángulo de fricción interna se reducen.

$$c' = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} (31,39 \text{ kN/m}^2) = 20,93 \text{ kN/m}^2 \quad (3.105)$$

$$\text{tg}\phi' = \frac{2}{3} \text{tg}\phi = \frac{2}{3} \text{tg}23^\circ = 0,283 \quad (3.106)$$

$$\phi' = 15,8^\circ \quad (3.107)$$

Los factores de capacidad de carga son:

$$N_c = 13$$

$$N_q = 5$$

$$N_\gamma = 2,5$$

$$q_u = (20,93 \text{ kN/m}^2 \times 13) + (15,5 \text{ kN/m}^3 \times 2\text{m} \times 5) + \frac{1}{2} \left\{ \left( 15,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} - 9,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \times 4,08\text{m} \times 2,5 \right\} = 456,11 \text{ kN/m}^2 \quad (3.108)$$

El factor de seguridad se determina con la siguiente expresión.

$$F.S. = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \quad (3.109)$$

$$F.S. = \frac{456,11 \text{ kN/m}^2}{216,35 \text{ kN/m}^2} = 2,11 \quad (3.110)$$

El factor de seguridad obtenido es menor que el mínimo recomendado de 3, aun así tenemos el doble valor de capacidad de carga última que de esfuerzo máximo

inducido por el muro. Así que en este caso aceptaremos este factor de seguridad como favorable, ya que lo que podríamos esperar más que una falla por capacidad de carga, sería un asentamiento y a continuación se puede observar que los asentamientos no son considerables; el muro de tierra reforzada con geosintéticos puede absorberlos.

### 3.2.1.3 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

Seguiremos un procedimiento análogo al caso del muro de mampostería. Se utiliza la Teoría de la Elasticidad para determinar los asentamientos inmediatos.

$$\Delta H = qB \frac{1-\nu^2}{E} \left( I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F \quad (3.108)$$

Los factores de influencia son los dados por Steinbrenner,

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[ M \ln \frac{(1+\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} + \ln \frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}} \right] \quad (3.109)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left( \frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}} \right) \quad (3.110)$$

Donde,

$$M = \frac{L}{B} \quad (3.111)$$

$$N = \frac{H}{B} \quad (3.112)$$

El factor de influencia de profundidad  $I_F$ , se obtiene de Fox (Bowles, 1987).

Las propiedades elásticas del suelo son las siguientes:

$$\nu = 0,4$$

$$E = 1\,450 \text{ t/m}^2 = 14\,224,5 \text{ kN/m}^2$$

Las consideraciones del problema son:

$$B = 4,08 \text{ m (ancho del muro)}$$

$$D = 2 \text{ m (profundidad)}$$

$$L = 10 \text{ m (longitud del muro)}$$

$$H = 15 \text{ m (espesor del estrato)}$$

Para determinar la distribución de esfuerzo en el suelo utilizamos la fórmula de Boussinesq para áreas rectangulares.

$$\Delta\sigma_z = w_0 \cdot w \quad (3.113)$$

Donde

$$w_0 = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right) \quad (3.114)$$

Suponemos la carga repartida  $w$  como el peso del muro entre el área de su base.

$$w = \frac{408,33 \text{ kN/m}}{4,08 \text{ m}} = 100,08 \text{ kN/m}^2 \quad (3.115)$$

La distribución de esfuerzo de acuerdo a la profundidad queda como sigue.

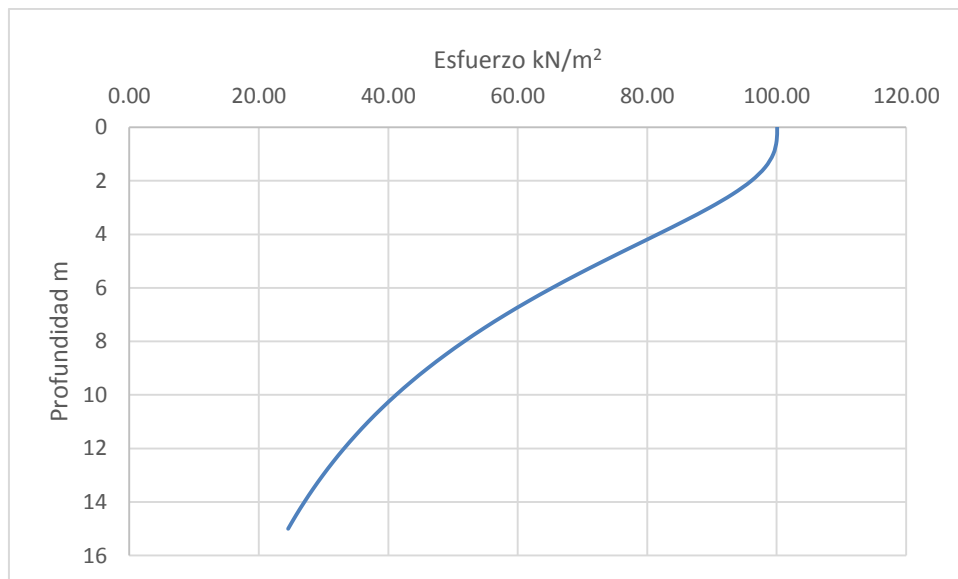


Fig. 3.17 Relación del esfuerzo y la profundidad.

El espesor del estrato considerado es de 15 m, así que lo dividiremos en tres secciones iguales para determinar un incremento de esfuerzo medio.

$$\Delta\sigma_{zp} = \frac{1}{6} (\Delta\sigma_{zs} + 4\Delta\sigma_{zm} + \Delta\sigma_{zi}) \quad (3.116)$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{zp} &= \frac{1}{6} [100,08 \text{ kN/m}^2 + (4 \times 54,82 \text{ kN/m}^2) + 24,53 \text{ kN/m}^2] \\ &= 57,32 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

(3.117)

Tenemos ahora todos los datos para poder calcular el asentamiento elástico.

$$\begin{aligned}\Delta H &= 57,32 \text{ kN/m}^2 \times 4,08 \text{ m} \times \frac{1-0,4^2}{14 \cdot 224,5 \text{ kN/m}^2} \left( 0,506 + \frac{1-(2 \times 0,4)}{1-0,4} 0,086 \right) 0,85 = \\ &0,0054 \text{ m} = 0,54 \text{ cm}\end{aligned}$$

(3.118)

### 3.2.1.4 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

Se determinó que se trata de un suelo preconsolidado y que la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo debido a la sobrecarga, no excede del esfuerzo de preconsolidación. Así utilizamos la siguiente expresión para el cálculo del asentamiento por consolidación aplicable al caso estudiado.

$$\delta_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma_z}{\sigma'_v} \quad (3.119)$$

Para obtener el índice de expansibilidad  $C_s$ , seguimos la correlación empírica expuesta por Skempton (1944).

$$C_s = \frac{1}{4} a \frac{1}{5} C_c = 0,1148 \quad (3.120)$$

$$C_c = 0,009(LL - 10) = 0,459 \quad (3.121)$$

Calculamos el asentamiento por consolidación,

$$\delta_c = \frac{0,1148 \times 15 \text{ m}}{1+1,381} \log \frac{95,16 \text{ kN/m}^2 + 57,32 \text{ kN/m}^2}{95,16 \text{ kN/m}^2} = 0,148 \text{ m} = 14,8 \text{ cm}$$

(3.122)

### 3.2.2 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

Consideramos el empuje activo sísmico calculado previamente en el análisis del muro de mampostería, el cual fue de 149,2 kN/m aplicado a 3,6 m desde la base del muro.

#### 3.2.2.1 REVISIÓN POR VOLTEO

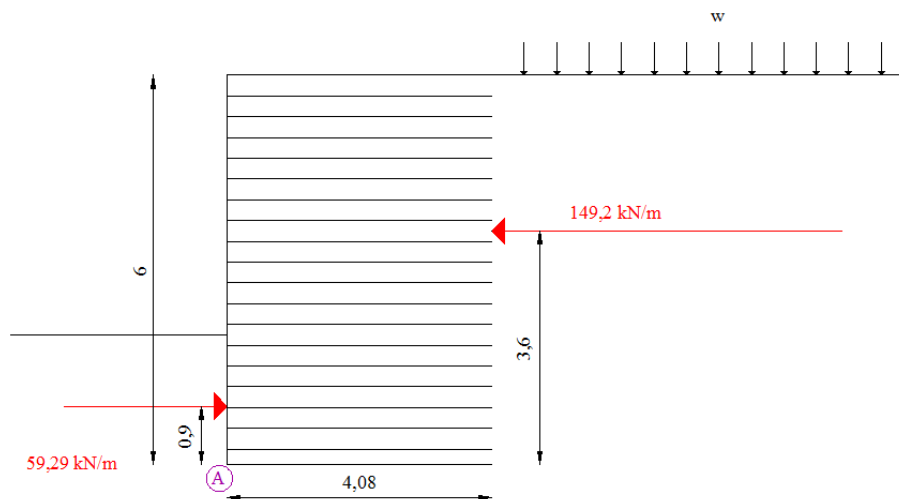


Fig. 3.18 Esquema para la revisión por volteo del muro de suelo mecánicamente estabilizado respecto al punto A con empuje activo sísmico.

Tabla 3.7 Cálculo del momento resistente.

Áreas	Área (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	W (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento resistente (kN/m · m)
1	24,48	16,68	408,3264	2,04	832,985856
		$E_{ps}$	59,29	0,9	53,361
		Total	467,6164	Total	886,346856

El momento actuante es

$$\Sigma M_o = E_{as} \times \bar{y} = 149,2 \text{ kN/m} \times 3,6\text{m} = 537,12 \text{ kN/m} \cdot \text{m} \quad (3.123)$$

El factor de seguridad del muro es

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} = \frac{886,35 \text{ kN/m} \cdot \text{m}}{537,12 \text{ kN/m} \cdot \text{m}} = 1,65 \quad (3.124)$$

El factor de seguridad para condiciones pseudoestáticas cumple con el 1,5 mínimo requerido.

### 3.2.2.2 REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE SU BASE

La fuerza resistente por unidad de longitud del muro es:

$$\Sigma F_R' = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p \quad (3.125)$$

$$\Sigma F_R' = [(408,33 \text{ kN/m}) \times \tan 22,48^\circ] + [4,08\text{m} \times 31,39 \text{ kN/m}^2] + 59,29 \text{ kN/m} \quad (3.126)$$

$$\Sigma F_R' = 168,97 \text{ kN/m} + 128,07 \text{ kN/m} + 59,29 \text{ kN/m} = 356,33 \text{ kN/m} \quad (3.127)$$

La fuerza actuante es el empuje activo sísmico calculado.

$$\Sigma F_d = 149,2 \text{ kN/m} \quad (3.128)$$

El factor de seguridad queda entonces como,

$$F.S. = \frac{\Sigma F_R'}{\Sigma F_d} = \frac{356,33 \text{ kN/m}}{149,2 \text{ kN/m}} = 2,39 \quad (3.129)$$

El factor de seguridad obtenido es mayor que el mínimo requerido de 1,25.

### 3.2.2.3 REVISIÓN DE FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

Para determinar la excentricidad,

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{886,35 \text{ kN/m} \cdot \text{m} - 537,12 \text{ kN/m} \cdot \text{m}}{408,33 \text{ kN/m}} = 0,86\text{m} \quad (3.130)$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{4,08\text{m}}{2} - 0,86\text{m} = 1,18\text{m} \quad (3.131)$$

$$\frac{B}{6} = \frac{4,08m}{6} = 0,68m \quad (3.132)$$

La excentricidad es mayor que B/6.

Ahora calculamos las presiones en la punta y en el talón de la base del muro.

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (3.133)$$

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{408,33kN/m}{4,08m} \left(1 + \frac{6 \times 1,18m}{4,08m}\right) = 273,75 kN/m^2 \quad (3.134)$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (3.135)$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{408,33kN/m}{4,08m} \left(1 - \frac{6 \times 1,18m}{4,08m}\right) = -73,59 kN/m^2 \quad (3.136)$$

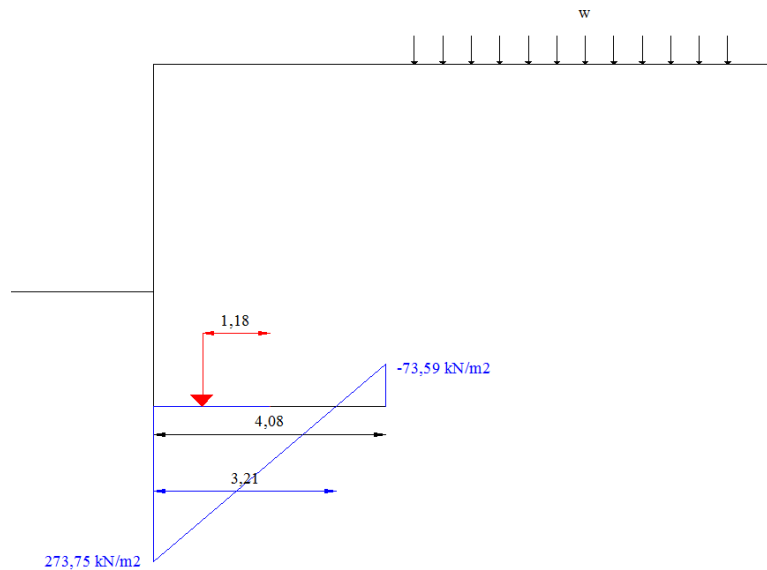


Fig. 3.19 Diagrama de presiones en el suelo del muro de suelo mecánicamente estabilizado.

La capacidad de carga última se determinó con la ecuación de Terzaghi en la condición estática.

El factor de seguridad para la condición pseudoestática queda como sigue.

$$F.S. = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} \quad (3.137)$$

$$F.S. = \frac{456,11 \text{ kN/m}^2}{273,75 \text{ kN/m}^2} = 1,67$$

(3.138)

El factor de seguridad obtenido es mayor que el mínimo recomendado de 2,25. Aquí tenemos la misma situación que se presentó en la revisión del factor de seguridad por capacidad de carga para la condición estática y se toman las mismas consideraciones.

### 3.3 RESUMEN DE FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS

A continuación se presenta una tabla a manera de resumen para visualizar más fácilmente y comparar los factores de seguridad obtenidos en cada situación analizada.

Tabla 3.8 Resumen de factores de seguridad

Estabilidad	Muro de mampostería		Muro de tierra reforzada con geosintéticos		Factor de seguridad mínimo recomendado	
	Estática	Pseudo-estática	Estática	Pseudo-estática	Estática	Pseudo-estática
Volteo	2,24	1,66	2,23	1,65	2	1,5
Deslizamiento	2,30	2,2	2,44	2,39	1,5	1,125
Capacidad de carga	2*	1,5*	2,11	1,67	3	2,25

\*Factores de seguridad con pilotes de fricción.

De la misma manera en la siguiente tabla se enuncian los asentamientos esperados en cada caso.

Tabla 3.9 Resumen de asentamientos

Asentamientos	Muro de mampostería	Muro de tierra reforzada con geosintéticos
Inmediatos (cm)	0,27	0,54

Consolidación (cm)	15	14,8
--------------------	----	------

## **CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DEL MURO DE TIERRA REFORZADA CON GEOSINTÉTICOS MEDIANTE PROGRAMAS DE CÓMPUTO.**

En el actual capítulo se realizará la revisión del muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintético que se trató en el Capítulo 3. Se utilizarán los mismos parámetros del suelo, geosintético y condiciones del problema siempre que el programa lo permita.

### **4.1 METODOLOGÍA PARA DISEÑOS DE MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS CON GEOSINTÉTICOS, MUROS CON RELLENO HORIZONTALES DEL INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE.**

Se hace uso de la hoja de cálculo desarrollada por el Instituto Mexicano del Transporte en su publicación técnica No. 382 de los autores Paul Garnica Anguas, Rosemberg Reyes Ramírez y Jesús Gómez Rivera.

#### Geometría del muro mecánicamente estabilizado

Altura = 6 m

L = 7 m

Separación entre capas de refuerzo = 0,30 m

## Propiedades de los suelos

Tabla 4.1 Propiedades de los suelos

Suelo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)
Cimentación o desplante	15,17	31,39	23
Relleno retenido	15,17	31,39	23
Masa de suelo reforzado	16,68	9	35

## Propiedades del geosintético

Tipo de geosintético: geomalla

Los siguientes datos se eligieron tomando en consideración las recomendaciones que contiene la hoja de cálculo.

$$C = 2$$

$$C_i = 0,66 \text{ (factor de interacción)}$$

$$R_c = 1 \text{ (relación de cobertura)}$$

$$\alpha = 0,80$$

$$\rho = 23^\circ \text{ (coeficiente de interacción suelo/refuerzo)}$$

## Cargas aplicadas al muro mecánicamente estabilizado

$$q = 19,62 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Cargas por sismo } A = 0,10$$

Con los datos anteriores el programa nos proporciona los empujes y su respectivo punto de aplicación.

Tabla 4.2 Magnitud y ubicación de empujes.

Fuerza provocada por:	Magnitud (KN/m)	Ubicación (m)
Empuje de relleno retenido	119,63	2,00
Sobrecarga	51,57	3,00
Sismo (Fuerza inercial horizontal)	40,53	3,00
Sismo (Empuje sísmico al 50% de su magnitud)	13,82	3,60

Los factores de seguridad para el análisis de estabilidad externa e interna obtenidos son los siguientes.

- Condición de excentricidad  
 $e = 0,67 \text{ m} < L/6 = 1,17 \text{ m}$  cumple condición de excentricidad
- Condición del factor de seguridad por deslizamiento del muro  
 $FS_{des} = 1,58 > 1,5$  cumple con el factor de seguridad de deslizamiento
- Condición del factor de seguridad por volteo del muro  
 $FS_{vol} = 4,34 > 2,5$  cumple con el factor de seguridad por volteo
- Condición del esfuerzo vertical (Condición de capacidad de carga)  
 $\sigma_v < q_a$  cumple la condición de carga admisible con respecto al esfuerzo vertical aplicado
- Condición de factor de seguridad de la primera capa de refuerzo

$FS_{\text{primer refuerzo}} = 2,86 > 1,5$  cumple con el factor de seguridad de deslizamiento en el primer refuerzo en la primera capa de refuerzo

El programa nos proporciona el diseño final del muro, nótese que las longitudes en cada capa de refuerzo varían.

Tabla 4.3 Diseño por capa del muro mecánicamente estabilizado

Capa No.	Zi (m)	LT (m)	Ttotal (KN/m)
1	0,30	3,97	3,06
2	0,60	3,81	3,46
3	0,90	3,65	3,87
4	1,20	3,50	4,28
5	1,50	3,34	4,68
6	1,80	3,19	5,09
7	2,10	3,03	5,50
8	2,40	2,87	5,90
9	2,70	2,72	6,31
10	3,00	2,56	6,72
11	3,30	2,41	7,12
12	3,60	2,25	7,53
13	3,90	2,09	7,94
14	4,20	1,94	8,35
15	4,50	1,78	8,75
16	4,80	1,62	9,16
17	5,10	1,47	9,57
18	5,40	1,31	9,97
19	5,70	1,16	10,38
20	6,00	1,00	10,79

## 4.2 GEOSOFT PAVCO V3.0

A continuación se usa el programa del proveedor Geosoft Pavco de Mexichem.

Los datos utilizados se presentan tal cual están en el reporte que realiza el programa al finalizar el diseño, así que algunos de ellos son recomendaciones o consideraciones del proveedor.

Tabla 4.4 Parámetros de entrada para estabilidad interna

Angulo de Fricción Interna del suelo a usarse en la construcción del muro:	35,0 °
Fricción entre el suelo a usarse en la construcción del muro y el geosintético:	23,3 °
Cohesión del suelo a usarse en la construcción del muro:	9,0 kPa
Peso Unitario Total del suelo a usarse en la construcción del muro:	16,68 kN/m <sup>3</sup>
Altura del Muro:	6,0 m
Base del Muro:	4,08 m
Inclinación por Encima del Muro	0,0 °
Inclinación de la Cara del Muro	90,0 °
Cargas Uniformes Muro	19,619 kPa
Factor de seguridad global	1,3
Factor de seguridad por daños en la instalación	1,2
Factor de seguridad por fluencia de material Geomalla	2,2
Factor de seguridad por degradación Química-Biológica Geomalla	1
Coficiente de presión de tierras Ka	0,271

Tabla 4.5 Parámetros de entrada para estabilidad externa

Angulo de Fricción Suelo de Fundación:	23,0 °
Cohesión Suelo de Fundación:	31,39 kPa
Peso Unitario Suelo de Fundación:	15,17 kN/m <sup>3</sup>
Angulo de Fricción Suelo a Confinar:	23,0 °
Cohesión Suelo a Confinar:	31,39 kPa
Peso Unitario Suelo a Confinar:	15,17 kN/m <sup>3</sup>
Factor de Seguridad Condición Estática Deslizamiento	1,5
Factor de Seguridad Condición Dinámica Deslizamiento	1,125
Factor de Seguridad Condición Estática Volcamiento	2
Factor de Seguridad Condición Dinámica Volcamiento	1,5
Factor de Seguridad Capacidad Portante	3
Fricción entre el suelo de fundación y el geosintético:	15,0 °
Fricción entre el muro y el suelo a confinar:	20,0 °
Coefficiente de Aceleración Horizontal de Sismo:	0,1
Coefficiente de Aceleración Vertical de Sismo:	0,01
Tipo de suelo de fundación:	Suelo granular
Profundidad de desplante de la cimentación Z:	2,0 m

El diseño del muro que propone el programa se presenta en la siguiente tabla, se puede observar como la longitud en cada capa de refuerzo y separación entre las capas varían.

Tabla 4.6 Diseño del muro con geomalla

Z [m]	Sv Diseño [m]	Sv Calculado [m]	Le mínimo [m]	Lr [m]	L [m]	Lo [m]	L a Usar [m]	Lt [m]	Fs Sv
0,2	0,2	2,713	1	3,019	4,019	1	4,08	5,28	Cumple
0,7	0,5	1,99	1	2,759	3,759	1	4,08	5,58	Cumple
1,2	0,5	1,571	1	2,499	3,499	1	4,08	5,58	Cumple
1,6	0,4	1,345	1	2,29	3,29	1	4,08	5,48	Cumple
2	0,4	1,176	1	2,082	3,082	1	4,08	5,48	Cumple
2,4	0,4	1,044	1	1,874	2,874	1	4,08	5,48	Cumple
2,8	0,4	0,939	1	1,666	2,666	1	4,08	5,48	Cumple
3,2	0,4	0,853	1	1,458	2,458	1	4,08	5,48	Cumple
3,6	0,4	0,782	1	1,249	2,249	1	4,08	5,48	Cumple
3,9	0,3	0,736	1	1,093	2,093	1	4,08	5,38	Cumple
4,2	0,3	0,694	1	0,937	1,937	1	4,08	5,38	Cumple
4,5	0,3	0,658	1	0,781	1,781	1	4,08	5,38	Cumple
4,8	0,3	0,625	1	0,625	1,625	1	4,08	5,38	Cumple
5,1	0,3	0,595	1	0,469	1,469	1	4,08	5,38	Cumple
5,4	0,3	0,568	1	0,312	1,312	1	4,08	5,38	Cumple
5,7	0,3	0,543	1	0,156	1,156	1	4,08	5,38	Cumple
6	0,3	0,52	1	0	1	1	4,08	5,38	Cumple

Con el diseño de muro considerado se presentan los factores de seguridad para cada condición de estabilidad.

Tabla 4.7 Resultados de estabilidad externa

CAPACIDAD PORTANTE	
Sigma Último [kPa]:	1083,149
Sigma Aplicado [kPa]:	216,952
Factor de Seguridad Capacidad Portante Calculado :	4,993
Observación Capacidad Portante:	Cumple
Excentricidad [m]:	0,653
Observación Excentricidad:	Cumple
DESLIZAMIENTO	
Fuerzas Resistentes Condición Estática [kN]:	360,986
Fuerzas Resistentes Condición Dinámica [kN]:	360,986
Fuerzas Actuantes Condición Estática [kN]:	105,897
Fuerzas Actuantes Condición Dinámica [kN]:	183,41
Factor de Seguridad Deslizamiento Condición Estática:	3,409
Observación Deslizamiento Condición Estática:	Cumple
Factor de Seguridad Deslizamiento Condición Dinámica:	1,968
Observación Deslizamiento Condición Dinámica:	Cumple
VOLCAMIENTO	
Momentos Resistentes Condición Estática [kN*m]:	920,879
Momentos Resistentes Condición Dinámica [kN*m]:	920,879
Momentos Actuantes Condición Estática [kN*m]:	243,696
Momentos Actuantes Condición Dinámica [kN*m]:	422,07
Factor de Seguridad Volcamiento Condición Estática:	3,779
Observación Volcamiento Condición Estática:	Cumple
Factor de Seguridad Volcamiento Condición Dinámica:	2,182
Observación Volcamiento Condición Dinámica:	Cumple

Finalmente el programa hace una recomendación del sistema de drenaje a emplear en el muro, así también propone una fachada con vegetación como se indicó capítulos anteriores como “muro ecológico”.

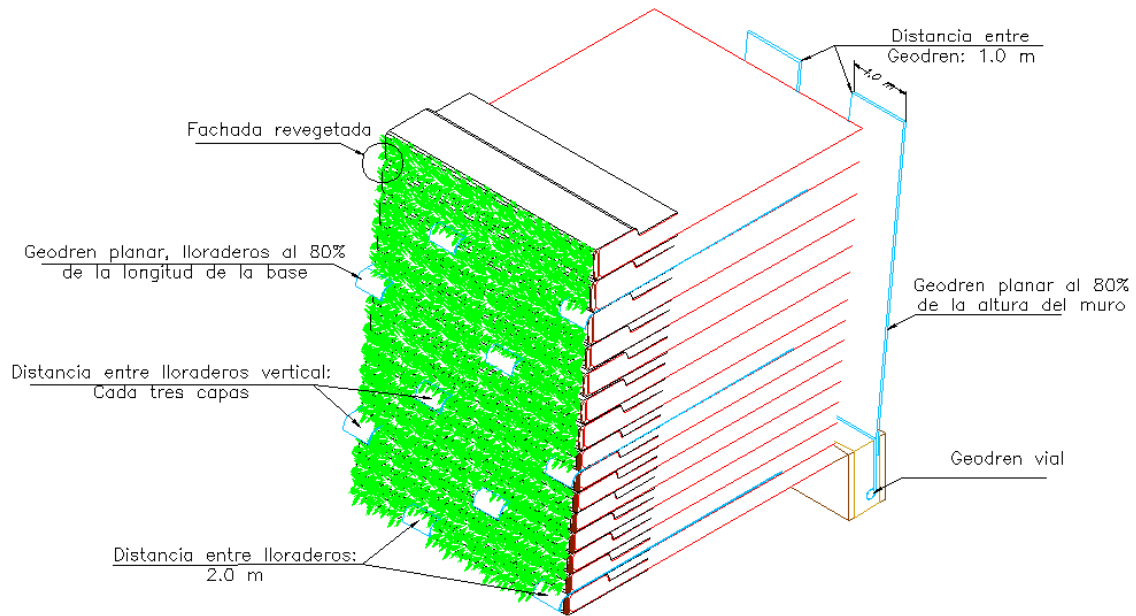


Fig. 4.1 Recomendación de sistema de drenaje y fachada para muro del programa Geosoft Pavco v3.0

## viii. CONCLUSIONES

La ciudad de Córdoba, Veracruz tiene una topografía que hace necesaria la construcción de muros de retención para poder aprovechar la máxima superficie posible, para ello son los muros de mampostería los más usados. En el presente trabajo se analizó un muro de mampostería en condiciones típicas de la zona y se propuso un muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos para la misma situación.

Debido a las propiedades del suelo (cohesivo-friccionante) para realizar el análisis de los empujes se consideraron las condiciones más desfavorables, que se presentan cuando el suelo pierde su cohesión por saturación y se genera un empuje hidrostático. De no haber tenido en cuenta estas condiciones el empuje sería negativo a causa de la cohesión y teóricamente no se requeriría de estructuras de retención. Es por esto que cuando se realizan cortes o excavaciones observamos cierta estabilidad en ellos y nos da la impresión de no requerir muros; pero debemos tener en cuenta que dichos elementos permanecerán así si el grado de saturación del suelo es constante. Cuando aumenta el grado de saturación disminuye la cohesión aparente o incluso desaparece y colapsa la estructura del suelo.

Aunque los suelos de la región (con baja permeabilidad) no son recomendables para relleno de muros de retención se utilizan a menudo por economía. El problema principal radica en que los muros se realizan sin diseño alguno comúnmente o si existe algún diseño no se consideran las condiciones desfavorables que se comentaron en el párrafo anterior, así que las secciones pueden no ser adecuadas al igual que el sistema de drenaje.

Los parámetros mecánicos del suelo analizado son buenos, así la resistencia al deslizamiento y la magnitud de los asentamientos son favorables para el propósito de los muros de retención en ambos casos; sin embargo el factor de seguridad para revisión de la estabilidad por capacidad de carga en el caso del muro de mampostería no era adecuado y se tuvo que recurrir a la propuesta de pilotes de fricción. Esta condición se puede evitar si se garantiza el adecuado drenaje del relleno durante la vida del muro, ya

que el momento actuante incrementa considerablemente y por consiguiente el esfuerzo máximo en la punta del muro.

Debido a que la región no presenta una alta sismicidad, el incremento del empuje sobre los muros no es grande y se satisfacen los requisitos de seguridad con las secciones propuestas. Aunque debemos tener en cuenta que la teoría utilizada para calcular el empuje sísmico es aplicable a suelos friccionantes y sin la existencia de nivel freático.

Para el muro de tierra reforzada con geosintéticos se propone utilizar material de banco (arena limosa) para el suelo reforzado, pero el empuje seguirá siendo del suelo propio del lugar. Los programas de cómputo utilizados para el diseño aquí presentados también consideraron esta situación, sin embargo no incluyen el empuje hidrostático. Así también las condiciones para el cálculo de los empujes, fuerzas involucradas y capacidad de carga difieren de las calculadas de la manera tradicional. Esto debido a que los programas de cómputo toman en cuenta condiciones ideales del problema, en cuanto al suelo utilizado y el drenaje, sin embargo el presente trabajo pretende apegarse a las condiciones reales presentadas en la región. Uno de los programas nos presenta un esquema para realizar el sistema de drenaje más eficiente y aprovecharlo para colocar una fachada cubierta con vegetación en el muro. Considero esta opción muy favorable para que no se genere un empuje hidrostático y por cuestiones de estética, como se indicó en la introducción esta fachada presenta la imagen de un muro verde o ecológico, que siempre puede mejorar cualquier tipo de proyecto.

Al igual en el aspecto económico, los muros de suelo reforzado con geosintéticos pueden originar una reducción de los costos totales de un 30% a 60%, comparados con muros de concreto reforzado (Mexichem, 2013).

De acuerdo con los resultados obtenidos se observa que ambos muros pueden ser aplicables a la zona estudiada, con la salvedad de que en los muros de tierra mecánicamente estabilizada es necesario usar material de banco (suelo grueso); ambos cumplen con las condiciones de seguridad en cada situación analizada. Lo importante aquí es construir un sistema de drenaje suficiente y adecuado, además de realizar el

mantenimiento del mismo para asegurarse de que no se tape con basura o azolve. Y en este sentido la opción presentada por los muros de tierra reforzada con geosintéticos, sobretodo con un tipo de fachada con vegetación, brinda la ventaja de proporcionar un drenaje continuo, además de un aspecto agradable y verde. Esta condición de drenaje se vuelve el problema principal que debemos resolver en la zona, como ya se mencionó por el tipo de suelo y por la cantidad de lluvia que recibe la región.

Otra opción podría ser el uso de un sistema combinado, de muro de mampostería con drenaje a base de geosintéticos (como el sistema presentado en la figura 4.1), ya que el simple uso de tubos (lloraderos) no garantiza un drenaje suficiente. Con esto podemos considerar el reducir las secciones del muro y por consiguiente también de la cimentación, sin comprometer la seguridad de las estructuras vecinas.

Los muros de retención de mampostería debido a su propio peso, drenaje deficiente, condiciones geotécnicas y climatológicas de la región de estudio, podrían necesitar pilotes para garantizar los factores de seguridad recomendados, como quedó manifestado en el caso de estudio presentado. Lo que eleva el costo y dificultades de construcción.

La seguridad es el principal motivo del presente trabajo, ya que la mayor cantidad de proyectos que se construyen en la región estudiada son unidades habitacionales. Garantizar la seguridad de los habitantes así como de su patrimonio es nuestra responsabilidad como ingenieros.

Debemos siempre tener presente las condiciones y problemas predominantes de cualquier lugar, y en base a esto diseñar la propuesta que mejor se adapte a la situación. Sobre todo si tenemos condiciones que no son las ideales o con las que fueron diseñadas las teorías y herramientas de análisis. Debemos tener cautela al seguir las recomendaciones técnicas que sólo se basan en la teoría.

## ix. REFERENCIAS

Afanador García, Nelson; Sanjuán Prada, Yalitzá y Medina Cáceres, David. (2012). Diseño Sísmico de Muros de Contención en Gravedad y Voladizo. Revista Colombiana de Tecnologías de Avanzada. Vol. 2 Núm. 20.

Alva Hurtado, J y Escalaya, M. Muros y Taludes reforzados con Geosintéticos. (2013)Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Sección Post-grado. Lima, Perú. Disponible en: <http://www.igsmexico.org/archivos/muros-taludes.pdf>

Auvinet, G., et. al. (Julio, 1990). Tendencias actuales en el desarrollo y uso de geosintéticos. Simposio sobre Geosintéticos realizado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. en la Ciudad de México, México.

Basudhar, P.K., et al. (2007). Cost Optimization of Reinforced Earth Walls. Springer Science+Business Geotechnical Geological Engineering.

Bowles, J.E. (1988). Foundation Analysis and Design. 4ª edición. McGraw-Hill.

Das, Braja. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México: Thomson Learning.

Das, Braja. (2006). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 5ª Edición. México: Thomson Learning.

Gallegos, H. y Ramírez de Alba, O. (2013)Capítulo 1, Las estructuras de mampostería. (en línea). Cámara Panameña de la Construcción. Disponible en: [www.capac.org/web/portals/0/biblioteca\\_virtual/.../Capitulo%201.pdf](http://www.capac.org/web/portals/0/biblioteca_virtual/.../Capitulo%201.pdf)

Garnica Anguas, Paul; Reyes Ramírez, Rosemberg y Gómez Rivera, Jesús. (2013). Diseño de Muros Reforzados con Geosintéticos. Instituto Mexicano del Transporte. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Publicación Técnica N° 382.

Geo-Productos Mexicanos. (2013). Disponible en:  
<http://www.geoproductos.com.mx/geoweb/definiciones.html>

Geosistemas PAVCO S.A., Mexichem. (2009). Manual de Diseño con Geosintéticos.  
8va edición.

Gobierno del Estado de Veracruz. (2013). Sistema de Información Municipal.  
Cuadernillos Municipales. Córdoba. Disponible en:  
[http://portal.veracruz.gob.mx/pls/portal/docs/page/GobVerSFP/sfpPortlet/sfpPPortletsDifusion/CuadernillosMunicipales/2011\\_2013/cordoba.pdf](http://portal.veracruz.gob.mx/pls/portal/docs/page/GobVerSFP/sfpPortlet/sfpPPortletsDifusion/CuadernillosMunicipales/2011_2013/cordoba.pdf)

Google Earth (2013). Disponible en: [www.earth.google.com](http://www.earth.google.com)

Hoe, Ling et al. (2004). Analyzing Dynamic Behavior of Geosynthetic – Reinforced Soil Retaining Walls. Journal of Engineering Mechanics ASCE.(August).

Jiménez Suárez, Gabriel et al. (2013). Empuje Activo Sísmico de Terrenos con presencia de Boleos. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Río, Veracruz. Noviembre 2013. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Jiménez Suárez, Gabriel. (2013). Apuntes de la clase de Geotecnia II. Maestría en Ingeniería con opción terminal en Geotecnia. Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (2010). Mecánica de suelos, Tomo 2. México: Limusa.

Kramer, Steven L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. New Jersey, USA: Prentice Hall.

Leshchinsky, D. (2009). On Global Equilibrium in Design of Geosynthetic Reinforced Walls. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Marzo. 309-315.

Mexichem Soluciones Integrales. (2013). Capítulo 1 Introducción a los geosintéticos. Disponible en: [http://www.mexichem.com.mx/Sol\\_Integrales/Geosinteticos/pdfs/Manual\\_Disenio\\_8aEdicion/capitulo\\_1\\_Introduccion\\_Geosinteticos.pdf](http://www.mexichem.com.mx/Sol_Integrales/Geosinteticos/pdfs/Manual_Disenio_8aEdicion/capitulo_1_Introduccion_Geosinteticos.pdf)

Peck, Ralph et al. (2011). Ingeniería de Cimentaciones. México: Limusa.

Terzariol, Roberto et al. (2004). Diseño Sísmico de Estructuras de Contención en suelos granulares. Rev. Int. De Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 4 (2)

Shukla, S., Sivakugan, N. y Das, B. (2011). A state-of-the-art review of geosynthetic-reinforced slopes. International Journal of Geotechnical Engineering. 5, 17-32.

Vera Oyarzun, L. A. (2004). Muros de retención de suelos con sistema de tierra armada. Tesis para obtener el Título de Ingeniero Constructor, Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.

Yazdani, Mahmoud et al. Extended Mononobe – Okabe Method for Seismic Design of Retaining Walls. Hindawi Publishing Corporation Journal of Applied Mathematics. Volume 2013.

Zeevaert, Leonardo. (1983). Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Estados Unidos de América: Van Nostrand Reinhold Company Inc.