



UNIVERSIDAD  
DON VASCO, A.C.

# UNIVERSIDAD DON VASCO A. C.

Incorporación No. 8727 - 15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

## Escuela de Ingeniería Civil

### DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN DE TIERRAS A BASE DE MAMPOSTERÍA PARA LA COLONIA ZUMPIMITO EN URUAPAN, MICHOACÁN.

Tesis

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

**Luis Antonio Cortés Magaña**

Asesor:

Ing. Anastacio Blanco Simiano.

Uruapan, Michoacán, 28 de octubre de 2015.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# ÍNDICE

Introducción	
Antecedentes . . . . .	1
Planteamiento del problema . . . . .	3
Objetivo general . . . . .	4
Pregunta de investigación . . . . .	5
Justificación . . . . .	5
Marco de referencia . . . . .	6
Capítulo 1.- Muros de contención	
1.1.- Introducción a los muros de contención . . . . .	7
1.2.- Empujes en muros de contención . . . . .	11
1.3.- Fallas en muros de contención . . . . .	14
1.4.- Efectos de los empujes en los muros de contención . . . . .	18
1.5.-Tipos de muros de retención . . . . .	19
1.6.- Diseño y análisis en muros de contención . . . . .	22
1.7.- Teorías de empuje . . . . .	23

1.7.1.-Teoría de Coulomb . . . . .	23
1.7.2.- Teoría de Rankine en suelos friccionantes . . . . .	25
1.7.3.- Método semiempírico de Terzaghi para el cálculo de empuje contra muro de retención . . . . .	29
1.8.- Pre dimensionamiento de muros de contención . . . . .	37
1.9.- Drenaje en muros de contención . . . . .	43
1.10.- Recomendaciones constructivas en muros de contención . . . . .	45
1.11.- Mantenimiento de muros de contención. . . . .	47
Capítulo 2.- Mecánica de suelos	
2.1.- Globo terrestre y su composición básica. . . . .	48
2.2.- Suelo . . . . .	49
2.2.1.- Formación de los suelos . . . . .	49
2.2.2.- Suelos transportados y suelos residuales . . . . .	50
2.3.- Clasificación de los suelos . . . . .	51
2.3.1.- Fases del suelo . . . . .	52

2.4.- Relaciones fundamentales en los suelos . . . . .	55
2.5.- Pruebas realizadas en la mecánica de suelos . . . . .	58
2.5.1.- Granulometría . . . . .	58
2.5.2.- Plasticidad . . . . .	60
 Capítulo 3.- Resumen ejecutivo de macro y micro localización	
3.1.- Generalidades . . . . .	64
3.2.- Objetivo . . . . .	64
3.3.- Alcance del proyecto. . . . .	65
3.4.- Resumen ejecutivo . . . . .	65
3.4.1.- Entorno geográfico. . . . .	66
3.5.- Macro y micro localización . . . . .	66
3.5.1.- Hidrografía . . . . .	69
3.5.2.- Orografía . . . . .	70
3.5.3.- Clima. . . . .	70
3.5.4.- Principales ecosistemas . . . . .	71

3.5.5.- Uso de suelo	71
3.5.6.- Actividad económica.	71
3.6.- Informe fotográfico	72

#### Capítulo 4.- Metodología

4.1.- Método empleado	76
4.1.1.- Método matemático	77
4.2.- Enfoque de la investigación.	77
4.2.1.- Alcance de la investigación	78
4.3.- Diseño transversal	79
4.4.- Diseño no experimental	79
4.5.- Instrumentos de la recopilación de datos .	80
4.6.- Descripción del proceso de investigación	80

## Capítulo 5.- Cálculo, Análisis e interpretación de resultados

5.1.- Información para proyecto . . . . .	82
5.2.- Datos generales para diseño de muro de contención . . . . .	83
5.3.- Análisis y diseño de muro de mampostería . . . . .	83
5.3.1.- Pre dimensionamiento de muro de contención . . . . .	84
5.4.- Cargas actuantes, análisis y diseño estructural . . . . .	84
5.5.- Cálculo de muro de retención contra volteo . . . . .	87
5.6.- Cálculo de seguridad contra deslizamiento . . . . .	91
5.7.- Revisión por capacidad de carga del suelo. . . . .	94
5.8.- Diseño del drenaje del muro de contención. . . . .	97
5.9.- Generalidades del diseño de muro de contención. . . . .	98
Conclusiones . . . . .	101
Bibliografía . . . . .	104
Anexos	

# INTRODUCCIÓN

## **Antecedentes.**

En el presente trabajo de investigación, habrá de realizarse el diseño de una estructura de contención de tierras a base de mampostería en la colonia Zumpimito, ubicada en Uruapan, Michoacán. Es muy difícil conocer con exactitud cuál fue la primera estructura a base de mampostería para la retención de tierras en la historia, debido a que la construcción a base de mampostería se remota a las primeras civilizaciones como fue el imperio romano, etc.

En conjunto con la civilización, las estructuras de retención han evolucionado en su estudio para diferentes aspectos como es la seguridad, economía y funcionalidad. En los tiempos actuales los muros de contención van ligados al tipo de terreno que se tiene en cuestión y a lo largo de los años se han realizado estudios en los suelos para conocer todas sus características así como su comportamiento y de ello empezar a construir una estructura adecuada para su uso.

En el caso específico del presente trabajo de investigación, se va a diseñar una estructura de contención de tierras a base de mampostería.

Se tratarán dos aspectos fundamentales: el diseño, que es dar dimensiones a la estructura, y el análisis es observar que el diseño esté correcto y someter a la estructura a cualquier acción a la que pueda estar expuesta poniendo dicha estructura en los peores casos que el suelo pueda presentar.

Es importante que la estructura cumpla con todos los requisitos de seguridad posible, y para ello se tiene que llevar un análisis y diseño de manera adecuada.

Al consultar en la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C., se encontraron una gran cantidad de tesis basadas en el diseño de muros de contención, sin embargo no se encuentra que tengan todo en común, puesto que son diseños para cuestiones distintas.

Una de las tesis encontrada tiene como título “DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y DE GRAVEDAD EN PREDIO UBICADO EN EL LIBRAMIENTO ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN”, terminada en el año 2012 y como autor Roberto Ruiz Abarca y su objetivo era diseñar diferentes estructuras de contención de tierras, analizar sus ventajas, y desventajas y elegir la más práctica y viable. Y su conclusión fue que la estructura para su caso en particular es un muro de contención de concreto armado, puesto que resulta más económico que un muro de gravedad.

## **Planteamiento del problema.**

La estructura de cualquier tipo que sea, siempre va a tener una dificultad en su diseño, ya que para cada una de las distintas construcciones surge alguna dificultad.

En el caso especial de este trabajo de investigación, es un muro de retención de tierras en la cual, va a tener una construcción en la parte superior, en la colonia Zumpimito en Uruapan, Michoacán.

Lo que se tiene que analizar al principio de cualquier construcción es el terreno en que se va a construir, y se pretende que toda estructura tenga seguridad razonable. Para la zona que se va a estudiar se tiene un tipo de suelo con muy baja capacidad de carga, y el predio donde se va a realizar dicho diseño, está muy accidentado y con una pendiente prolongada, es un suelo blando por ello se tiene que colocar una estructura que retenga todo el suelo, puesto que se tiene que cuidar el tránsito al borde.

La presente investigación se va a diseñar una estructura de mampostería capaz de soportar cargas y contener el terreno con la pendiente que tiene, para brindar seguridad estructural.

Al tener un estudio y un diseño del muro de contención como es este caso, se puede tener un dato para tomar en cuenta el diseño sobre la colonia dentro del municipio de Uruapan.

Si no se atiende a dicha necesidad, no se va a poder transitar en dicho camino con seguridad, y no se va a poder edificar la estructura en la parte superior, teniendo problemas en un futuro en base a la seguridad estructural.

## **Objetivos.**

### **Objetivo general:**

Diseñar una estructura de contención de tierras a base de mampostería para la colonia Zumpimito en Uruapan, Michoacán.

### **Objetivos particulares:**

A continuación se presentan los objetivos particulares que se planea encontrar con dicha investigación.

1. Describir las características de un muro de contención.
2. Diseñar un muro de contención de tierra a base de mampostería.
3. Dar a conocer los distintos métodos de diseño para una estructura de retención de tierra de mampostería.
4. Determinar las dimensiones del muro.

## **Pregunta de investigación.**

Se tiene como finalidad responder a la siguiente pregunta de investigación:

¿Cómo es el diseño de un muro de contención para la colonia Zumpimito en Uruapan, Michoacán? Así como también atender a las cuestiones como son: ¿Cuáles con las dimensiones que se tiene que dar a dicha estructura?

## **Justificación.**

Debido a la generación y el contexto social en que se vive es de mucha importancia dar a conocer a las personas cuan segura es una estructura donde van a estar, por ello, un diseño de retención es de gran importancia.

La principal razón por la cual se eligió el tema es por la necesidad de dar a conocer un estudio para la zona en cuestión, ya que una estructura de este tipo es de gran aporte tanto como para un camino o una vivienda y el crecimiento demográfico de la población se expande para dicha zona cada vez más rápido.

La propuesta de investigación va a traer diversos beneficios, principalmente la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C. ya que se adicionará una tesis en que tendrán una referencia adicional a las ya existentes para el diseño de muros de contención.

Dentro de la zona de investigación, se tendría un panorama más amplio en cuanto al método de analizar y diseñar una estructura de este tipo, ya que al tenerlo puede servir como una base en cuanto a la construcción de cualquier tipo de edificación.

## **Marco de referencia.**

Se tiene como base la localización de la ciudad de Uruapan, cuyo municipio se encuentra dentro del estado de Michoacán.

Es la segunda ciudad más grande y con mayor cantidad de habitantes después de la capital de dicho estado, así como la segunda ciudad más importante dentro del estado.

Uruapan tiene una extensión territorial de alrededor de 955 km<sup>2</sup> y su principal sistema hidrológico es el río cupatitzio.

Su principal economía se encuentra en el ramo de la agronomía, conociéndose dicha localidad como la capital mundial del aguacate. Michoacán se ubica en el centro occidente dentro de la república mexicana tiene alrededor de 4 millones de habitantes aproximadamente, de acuerdo a estudios en 2010, de los cuales Uruapan representa alrededor de 700 mil habitantes.

El predio donde se pretende diseñar dicha estructura de contención se encuentra alrededor de 500 metros de la salida Uruapan- Lombardía, ubicándolo en cerca del libramiento de la parte oriente de dicha población.

# CAPÍTULO 1

## MUROS DE CONTENCIÓN.

Dentro de este capítulo se van a mencionar diversos temas para dar a conocer los conceptos principales de lo que es un muro de contención, los diversos tipos de muros que se pueden construir, así como también los métodos de diseño y análisis para un muro de contención, los factores que se tienen que tomar en cuenta y sus distintos usos.

### 1.1.- Introducción a los muros de contención.

“Los muros son obras destinadas a la contención de tierras en general. En particular pueden contener granos, agua, etc. Como resulta evidente en los muros que se encuentran a la intemperie, la lluvia se filtra a través de la tierra y entonces el muro pasa a sostener los efectos de empuje dados por la tierra y por el agua, por lo que habrá que tomar en cuenta este factor en cuanto a su cálculo” (Barros; 1974: 11). Como el autor lo menciona, por lo regular los muros están destinados a contener distintos materiales, pero principalmente tierra.

El agua de precipitaciones, es algo que afecta notablemente a los muros de retención, en el caso específico de tierra ya que al entrar el suelo, este se vuelve una masa distinta a su estado seco. Todas las propiedades del suelo cambian con este fenómeno de la madre naturaleza.

Es importante que se tome en cuenta la lluvia, o el agua, ya que al estar un talud contenido, tiene que salir la cantidad de fluido líquido excedido para que se drene y no se pierdan las propiedades del suelo.

Por lo regular, el suelo al cambiar de estado a un estado líquido, incrementa su peso volumétrico, por lo tanto, un muro no va a soportar un exceso de carga para el que no fue diseñado.

De acuerdo con Barros (1974) el uso de muros es muy frecuente en gran parte de las obras de la construcción civil, y es importante que para cada tipo de construcción dichas estructuras lleven un cálculo acorde y funcional. Es importante comentar que en toda estructura civil, se tiene que buscar el beneficio del cliente, o sea, cuidar su estética y sobre todo, mantenerse conforme a un presupuesto dado por el cliente.

Según Barros (1974) existen distintos tipos de muros de contención y las características para lo que son diseñadas son hasta cierto punto diferente por lo que no todas están compuestas de las mismas partes. Toda estructura de contención es para la retención de determinado contenido en la parte interior y para controlar el terreno que se tiene en la parte superior de un cerro por ejemplo, sin embargo las propiedades del lugar de la construcción son distintas en cada caso, por ello los muros de contención pueden ser de tres tipos principalmente: de concreto, concreto armado y de mampostería, y cada uno de ellos tiene un distinto análisis y diseño. A continuación se va a mostrar algunas de las partes de los distintos tipos de muro.

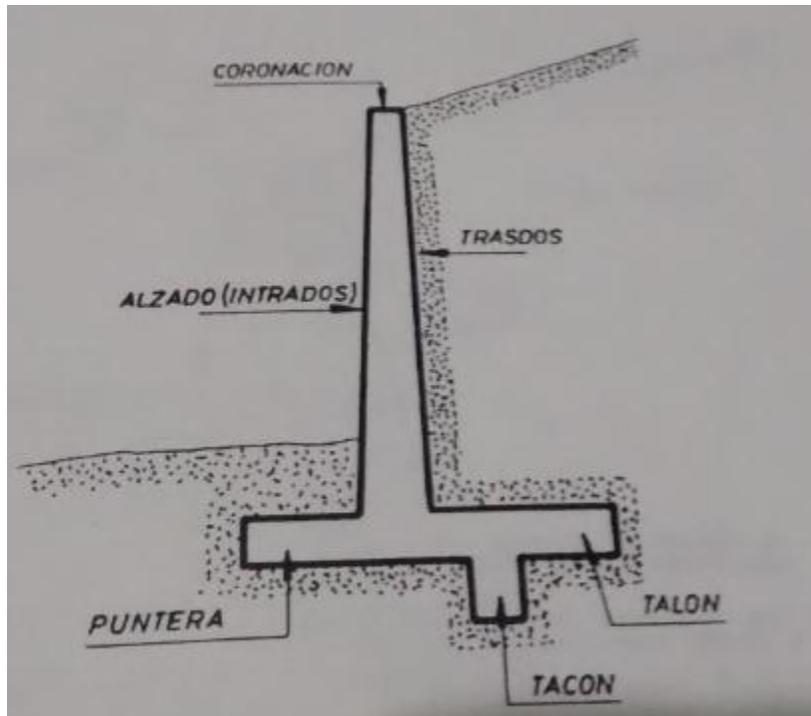


Imagen 1.1.- Muro de contención de concreto armado.

Fuente: Barros; 1974: 12

Dentro de la imagen mostrada se pueden observar las distintas partes por las que está compuesta un muro de contención de concreto armado, es importante comentar que estas partes son solo una referencia a las partes más básicas de un muro de contención de concreto armado. Todo muro de retención que conteniendo una masa de suelo en su interior, debe tener un sistema de drenaje para que el empuje no sea mayor al que pueda resistir la estructura.

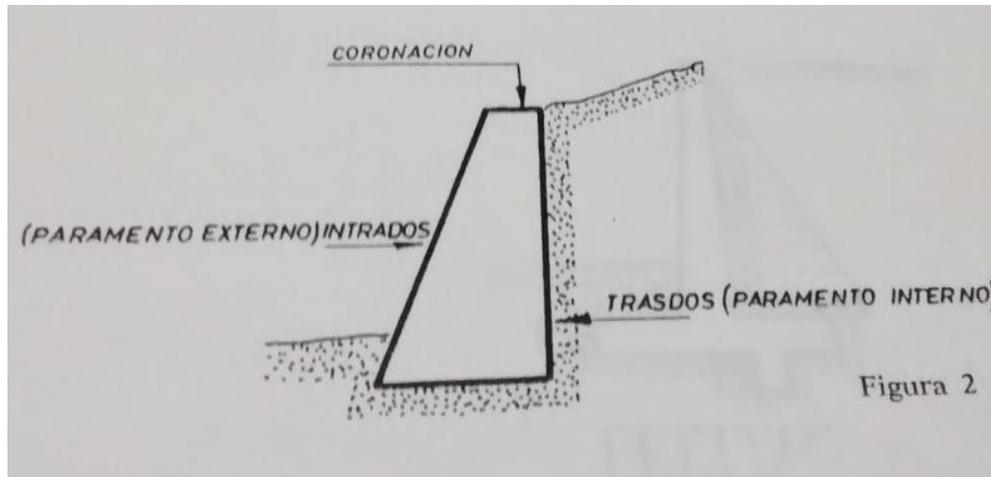


Imagen 1.2.- Partes de un muro de mampostería.

Fuente: Barros; 1974: 13

Como se puede apreciar, los muros de contención de mampostería tienen menos componentes que el de concreto armado, sin embargo esto no tiene un mal funcionamiento, su función y su resistencia pueden ser las mismas, pero las condiciones del proyecto son las que van a regir el diseño de los muros de contención.

Una construcción de mampostería es aquella en que su forma de construcción es de manera manual mediante la colocación de cada uno de los elementos, es importante comentar que la mayoría de los casos, de obras de mampostería son de carácter estructural.

La construcción de muros de contención de mampostería consiste en unir roca haciendo una especie de pared que soporte el material, esta roca en muchos casos va unida con mortero.

## **1.2.- Empujes en muros de contención.**

“Se denomina empuje a la acción que las tierras ejercen sobre el muro. Los empujes pueden ser activos y pasivos.

Empuje activo.- Es el que ejerce la tierra que es sostenida por el muro y que para dicho fin se construye éste.

Empuje pasivo.- El empuje pasivo contrarresta la acción del empuje activo, y que es producido por un terreno que absorbe la acción producida por la estructura.

Como el empuje pasivo puede comenzar a actuar cuando el muro haya sufrido un pequeño corrimiento, se debe tomar en cuenta y observar este fenómeno, cuando en los cálculos se haya contado con dicho empuje para mantener la estabilidad de la estructura proyectada.” (Barros; 1974: 13-14)

Como se puede notar, el autor hace referencia a dos empujes que ejercen sobre el muro de contención.

Dichos empujes son aquellos que son causados por el suelo que contiene dicha estructura. Es relevante saber que los empujes van a ser iguales en el caso de las estructuras que retengan agua, ya que todo fluido ejerce una presión, y a esa presión se le puede llamar empuje.

Como lo menciona el autor Barros (1974) el empuje activo es la fuerza que ejerce el suelo, y es uno de los aspectos fundamentales para el diseño y la resistencia estructural de dicha estructura.

Barros (1974) señala la importancia que tiene dicho empuje, puesto que los estudios del comportamiento de los suelos, habla acerca de las zonas que se ven afectadas cuando se tiene dicho comportamiento, por razones obvias, dependiendo de la zona del proyecto y para ser más preciso, dependiendo del tipo de suelo que se tenga, va a estar ligado al empuje.

Otro factor importante para el caso específico de la retención de suelo cuando se hace un corte en la carretera por ejemplo, es la pendiente que se tenga en donde se pretende poner un muro de contención. Ya que este volumen de suelo puede estar muy inclinado y a su vez va a ser mayor el empuje que se tenga hacia la estructura.

A continuación se explica gráficamente cómo es el comportamiento del empuje pasivo, y como a su vez éste intenta contrarrestar la fuerza producida.

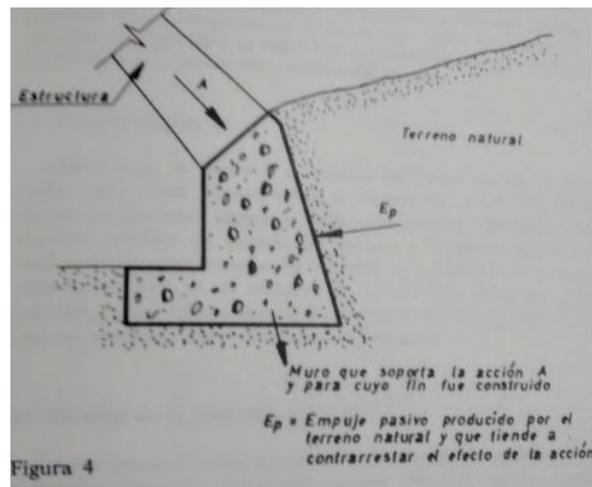


Imagen 1.3.- Empuje pasivo que produce el terreno natural

Fuente: Barros; 1974: 14

Barros (1974) indica que las fuerzas que interactúan en dichas estructuras, son variadas y actúan de manera distinta. Tienen una acción sobre el muro por ello el muro tiene zonas más riesgosas que otras, puesto que en determinadas partes del muro dichas acciones van con más intensidad y se tiene que hacer en esa parte un análisis delicado para evitar cualquier tipo de fallos en el muro.

La manera en que interactúan dichas acciones, se puede mostrar gráficamente de igual manera que con el empuje pasivo.

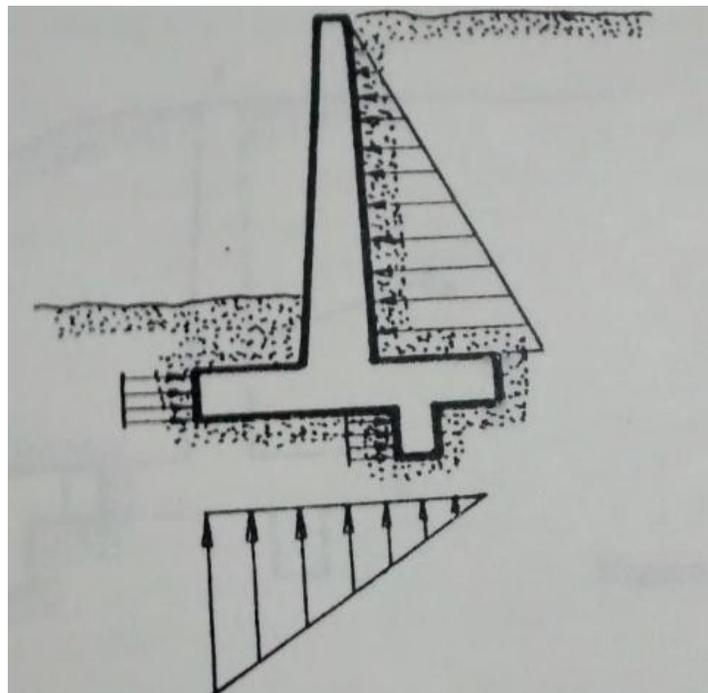


Imagen 1.4.- Fuerzas que interactúan en el muro.

Fuente: Barros; 1974: 15

Se puede observar cómo las fuerzas del suelo van interactuando en una dirección opuesta a la zona en donde va a estar el muro. Por lo tanto, se tiene que

hacer un diseño y análisis adecuado para que la estructura no falle en sus distintos tipos en que esta lo puede hacer.

### **1.3.- Fallas en muros de contención.**

Como anteriormente se mencionó, dentro de dichas estructuras se tienen diversos tipos de falla principales.

Una estructura de este tipo presenta fallas muy específicas y en la construcción de toda estructura de retención, se tienen el mismo tipo de falla.

De acuerdo con Barros (1974) las principales fallas en los muros de contención son las siguientes:

- Falla por deslizamiento, dicha falla es a consecuencia del empuje activo sobre la estructura de retención. En el caso de un muro de concreto armado, si el tacón y la puntera no se encuentran en óptimas condiciones de diseño así como la base en el caso de un muro de mampostería, la estructura tiende a desplazarse ocasionando un deslizamiento sobre la superficie. Dicha falla se puede observar de manera gráfica en la Imagen 1.5.

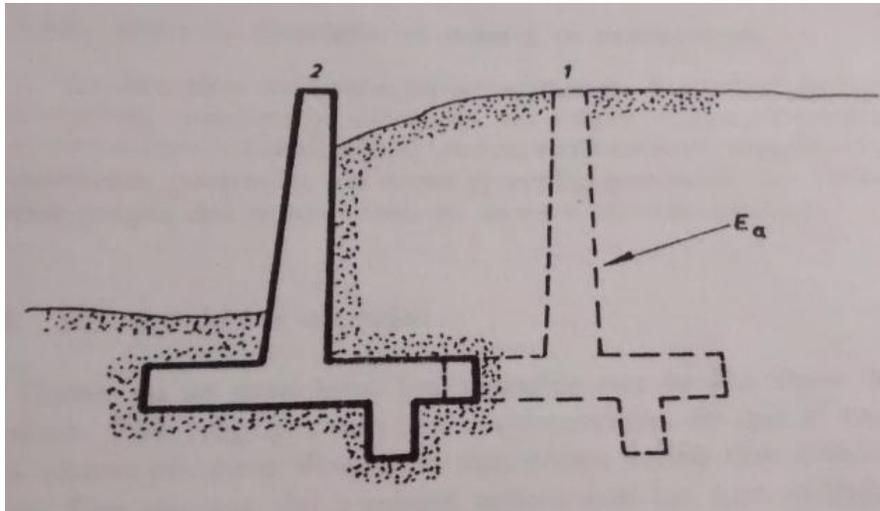


Imagen 1.5.- Falla por deslizamiento en muros de contención.

Fuente: Barros; 1974: 17

- Rotura del alzado, ésta se produce cuando no se calcula de manera adecuada la armadura de la unión del alzado con la base, por ello el momento cortante que se produce en la base produce una ruptura en la parte inferior colapsando así, dicha estructura.

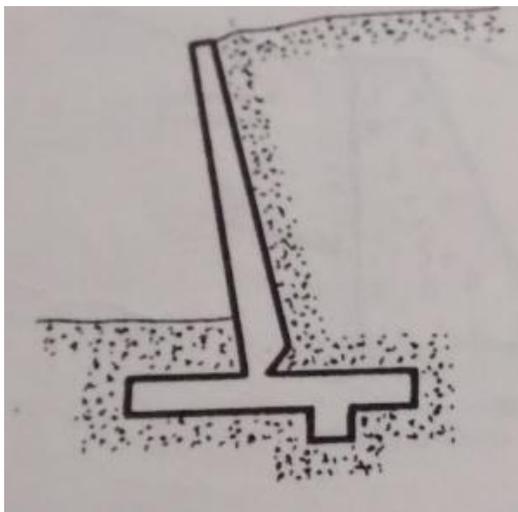


Imagen 1.6.- Rotura del alzado.

Fuente: Barros; 1974: 17

En la imagen mostrada anteriormente, se puede apreciar con mayor certeza cómo es la rotura del alzado.

- Vuelco, es en dicho fallo cuando se ejerce una acción interna sobre el terreno y dicha acción supera la resistencia mecánica del terreno provocando así un vuelco de toda la estructura. Esta falla se puede corregir en su cálculo, haciendo una base apta y observando las características del suelo en que se va a colocar. Esta falla es principalmente un error en el que los constructores no identifica a tiempo el terreno en que va a estar ubicado dicho muro.

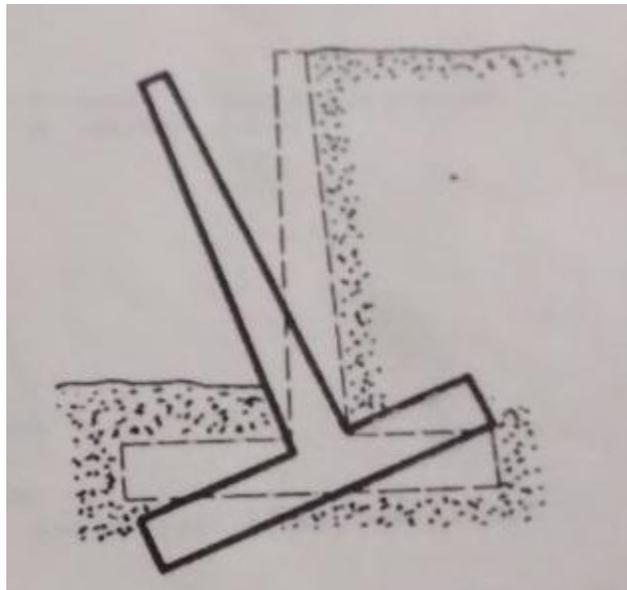


Imagen 1.7.- Falla por vuelco de la estructura.

Fuente: Barros; 1974: 17

Una de las fallas comunes en la construcción de muros de contención es la falla por vuelco, ya que hacen una estructura muy esbelta no sea capaz de poder sostener el volumen a la que está sometida y empuja a la misma.

- Roturas de la puntera y el talón, es en este tipo de falla en que si dichas estructuras no han sido diseñadas conforme al estudio de mecánica de suelos correspondiente, van a aparecer ligeras grietas o rupturas a lo largo del talón y la puntera.

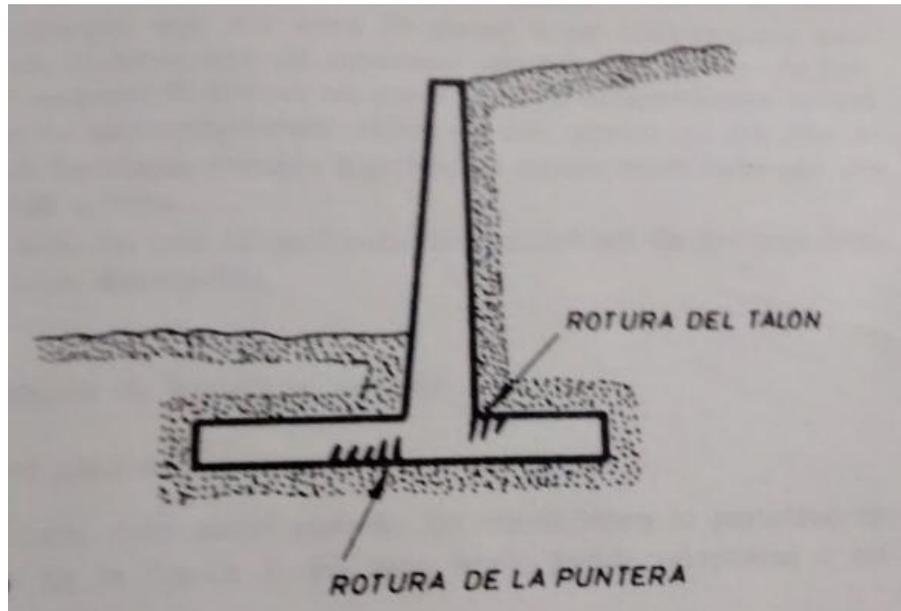


Imagen 1.8.- Falla en la puntera y el talón.

Fuente: Barros; 1974: 18.

- Fallo por deslizamiento profundo del suelo en que se encuentra el muro, esto pasa cuando no se tiene la precaución de observar los estratos del suelo en que este se va a construir, ya que al momento de hacer el muro, por el peso propio de este se hunde al caer en un estrato en que se tenga un material con condiciones mecánicas distintas, en este caso un suelo con menos capacidad de carga por lo tanto este se va a hundir.

#### **1.4.- Efectos de los empujes en los muros de contención.**

Barros (1974) menciona que en teoría, los tipos de empujes que se producen en los muros de contención son dos: el empuje activo y el empuje pasivo. Debido a un mal diseño son los efectos que principalmente causan el colapso o la falla en una estructura de retención.

Las consecuencias que producen ambos efectos son el tipo de falla son distintas, cuando existe un empuje activo se produce una falla distinta a cuando hay un empuje pasivo.

El empuje activo causado por el terreno que se va a contener se hace de manera distinta dependiendo del tipo de suelo. El empuje pasivo tiene un efecto diferente y al igual que el empuje activo va dependiendo del tipo de suelo. Existen casos en el que el suelo se presta para no montar este tipo de estructuras, puesto que a sus características, en estado plástico no van a presentar ningún tipo de falla.

De acuerdo con Juárez (1978) los efectos que se van a ocasionar son distintos, puesto que el peso propio de la estructura y el suelo donde se van a construir tienen un papel fundamental en el cálculo y diseño de la estructura. Es importante mencionar que para todos los cálculos, no siempre se toma en cuenta el empuje pasivo que se produce en un muro de contención.

De acuerdo con Juárez (1978) en una estructura de contención van a actuar fuerzas y presiones, dichos efectos van de acuerdo a estudios del suelo, de la naturaleza y de la estructura propia.

Dichos factores son principalmente los siguientes:

- La presión que ejerce el terreno que se tenga de respaldo en dicho muro de acuerdo a la distribución de presión del suelo y del tipo de suelo.
- Es importante el tipo de suelo a tal magnitud que si no se toman en cuenta las condiciones más desfavorables se puede tener el colapso de la estructura.
- La fuerza de filtración del agua, puesto que al entrar el agua en el suelo, se vuelve un estado completamente distinto a lo que se tiene en el estado seco.
- Las fuerzas sísmicas y de vibración, ya que todo el tránsito produce vibraciones en el muro.
- La acción de las heladas, dichas son en el caso que no se tenga un adecuado y eficiente para la cantidad de agua acumulada por la lluvia debido a la temperatura, el agua acumulada se congela provocando una expansión y provocando un empuje activo sobre el muro. Al hacer un empuje mayor puede provocar el colapso de la estructura.

### **1.5.- Tipos de muros de retención.**

De acuerdo con Barros (1974) un muro se debe construir con formas distintas de acuerdo con el proyectista y también tomando en cuenta los datos expuestos en el terreno.

Los materiales y la forma en que se va a construir un muro varían del terreno directamente, sin embargo, principalmente se pueden tener los siguientes muros de contención:

- a) Muro clásico. El muro clásico es la manera más tradicional de construir un muro de contención. Este muro no por el hecho de ser clásico deja de ser funcional. Es un muro con un diseño básico, funcional. En la construcción de un muro clásico se pueden eliminar distintas partes como el tacón y pasa a ser un distinto muro.
  
- b) Muro carente de puntera. Es un muro fácil en su edificación y como lo indica su nombre, no tiene puntera. Dicha solución estructural es recomendable cuando no se tiene un completo dominio ante el terreno, la existencia de conducciones, etc. Una gran ventaja que tiene dicho muro es que cara a su estabilización es la gravitación sobre el talón en el suelo que se está actuando. Los estudios que se realizan son los mismos para el vuelco y el deslizamiento, así como los de rotura.
  
- c) Muro carente de talón. En la mayoría de los casos este muro se adopta cuando la existencia de roca prohíbe penetrar el terreno y socavarlo. En este tipo de muro se tiene una ventaja que por su forma geométrica, ayuda a soportar el efecto del empuje activo por la cara al vuelco y la existencia de la puntera. Se puede apreciar este muro en la siguiente figura:

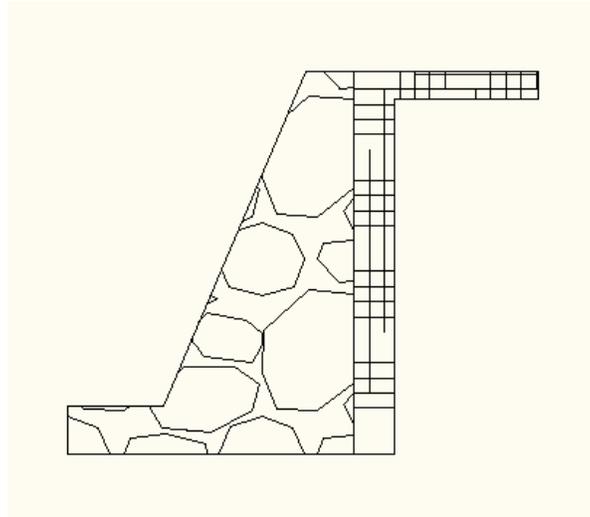


Imagen 1.9.- Muro de contención carente de puntera.

Fuente: Propia

- d) Muros con contrafuertes. Estas estructuras suelen hacerse armados y sin armar dependiendo de las necesidades del espacio principalmente. Estas estructuras también son usadas cuando se están rehabilitando estructuras de contención. Se pueden observar gráficamente de la siguiente manera.

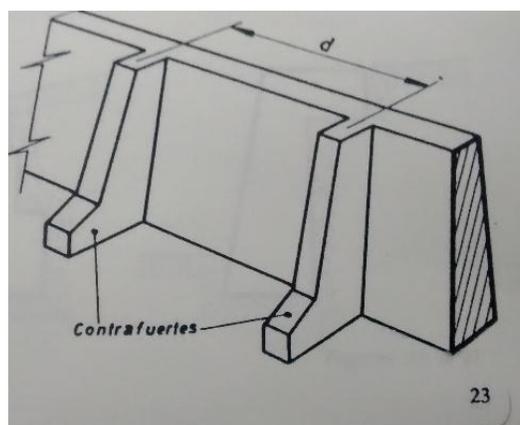


Imagen 1.10.- Muro con contrafuertes

Fuente: Barros; 1974: 23

El autor recalca también que a pesar de los tipos de estructura previamente comentados, existen otras estructuras a base de concreto armado, así como también de mampostería y la decisión de cuál va a ser su diseño esta previamente observada por el constructor puesto que dependiendo del tipo de suelo que se tenga, la estructura que va a soportar y el tipo de carga accidental, viva y muerta va a ser distinto.

### **1.6.- Diseño y análisis en muros de contención.**

El diseño y el análisis de un muro de contención van efectuados por una serie de pasos que se deben seguir, algunas de las recomendaciones que se deben seguir son las siguientes:

1. Determinar el tipo de estructura que se va a contener, y observar qué edificaciones cercanas o de borde están.
2. Observar el tipo de suelo que se tiene.
3. Checar que datos son los que se tienen.
4. Dar un pre dimensionamiento cada una de las partes que se tiene, y a su vez elegir un método que este sustentado para así mismo poder dar el visto bueno a la construcción de dicho muro.
5. Tener un levantamiento topográfico que cuente con los perfiles del terreno, para poder conocer de manera precisa las condiciones en las que se va a trabajar.

Cabe mencionar que estas son únicamente recomendaciones para el análisis y cálculo de un muro de contención. El estudio que se tiene que hacer y que debe

estar con una base matemáticamente firme es por medio de métodos y estos va dependiendo a los datos que se tenga para poder trabajar.

Los métodos que se emplean para el cálculo y diseño de los muros de contención tienen un sustento numérico y teórico.

### **1.7.- Teorías de empuje.**

En dichas teorías, se obtienen de diversos estudios realizados para poder dar un sustento práctico. En las teorías que se van a explicar a continuación, se tienen que conocer todos los datos del terreno que se va a construir, así como todos los factores naturales como la hidrografía del terreno, precipitaciones, etc.

#### **1.7.1.- Teoría de Coulomb.**

“Esta teoría supone la existencia de un plano de rotura. Es por tanto una teoría de rotura que supone la existencia de una superficie de deslizamiento del terreno. Figura 1.1.

*$\omega$  = ángulo del talud normal.*

*$Ea$  = Reacción del muro al empuje activo de las tierras.*

*$Rt$  = Resultante de las reacciones del terreno a la acción que da por el volumen ABC*

*$p$  = Peso del volumen ABC.*

*$\theta$  = Ángulo de rozamiento entre parámetros y terreno.*

La teoría de Coulomb supone que el empuje activo es producido por el macizo ABC, como consecuencia de ello dicho macizo gravitará con una fuerza  $P$  que es el peso propio de dicho macizo: esta fuerza estará sostenida, equilibrada

por la reacción del terreno  $R_t$  así como por la reacción que el muro ofrece al empuje activo de las tierras  $E_a$ , por lo que se deduce que el sistema de fuerzas estará en equilibrio, por lo tanto la poligonal de las fuerzas será un triángulo. Figura 1.2” (Barros; 1974: 37-38)

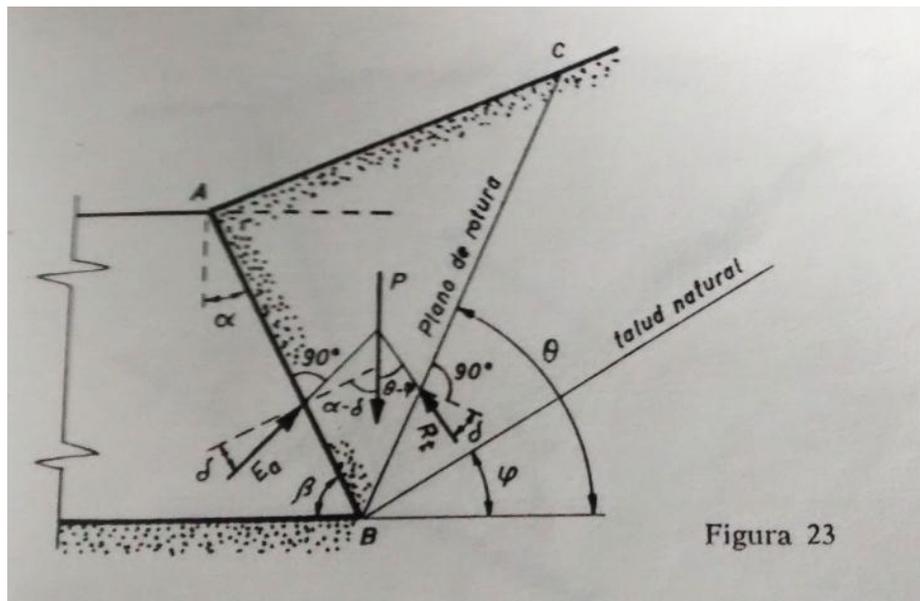


Figura 1.1.- Teoría de coulomb en aplicación de fuerzas en muros de contención.

Fuente: Muros de contención.

Como se puede observar en la figura anterior y en el método previamente explicado, se ve que es un método que requiere diversos tanteos, por lo que se produce una laboriosidad muy complicada y que necesita de bastante tiempo.

Es importante observar en la figura para hacer una advertencia en lo que la mayoría de los muros falla. Como es el ángulo que forma el empuje con la perpendicular al paramento del muro (trasdós) es precisamente el ángulo de

rozamiento entre el terreno y el muro. Este es el principal problema en los muros de mampostería.

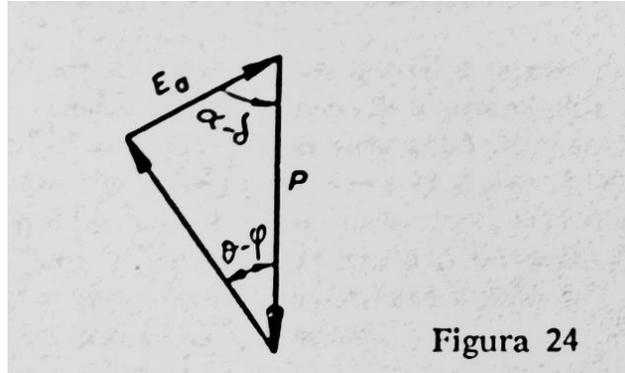


Figura 1.2.- Poligonal de las fuerzas en equilibrio.

Fuente: Muros de contención.

En base a lo anterior plasmado, este es el triángulo que se forma en el teorema de Coulomb, es ahí cuando se pone en equilibrio la estructura.

### 1.7.2.- Teoría de Rankine en suelos friccionantes.

“Considérese un elemento de una altura  $dz$  situado a una profundidad  $z$  en el interior de un semiespacio de suelo en “reposo” (es decir sin que se permita ningún desplazamiento a partir de un estado natural, que es lo sucesivo se entenderá por “reposo” en este capítulo): sea la frontera del semiespacio horizontal. En tales condiciones la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es:

$$p_v = \gamma z$$

Donde  $\gamma$  es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre en medio.” (Juárez; 1978: 71)

Siguiendo con Juárez (1978), es un método donde se considera un elemento en reposo, en este caso particular, así se le considera a la masa de suelo que valla a sostener dicho muro de contención. La manera en que actúan dichos esfuerzos, se pueden ilustrar gráficamente como en la siguiente figura:

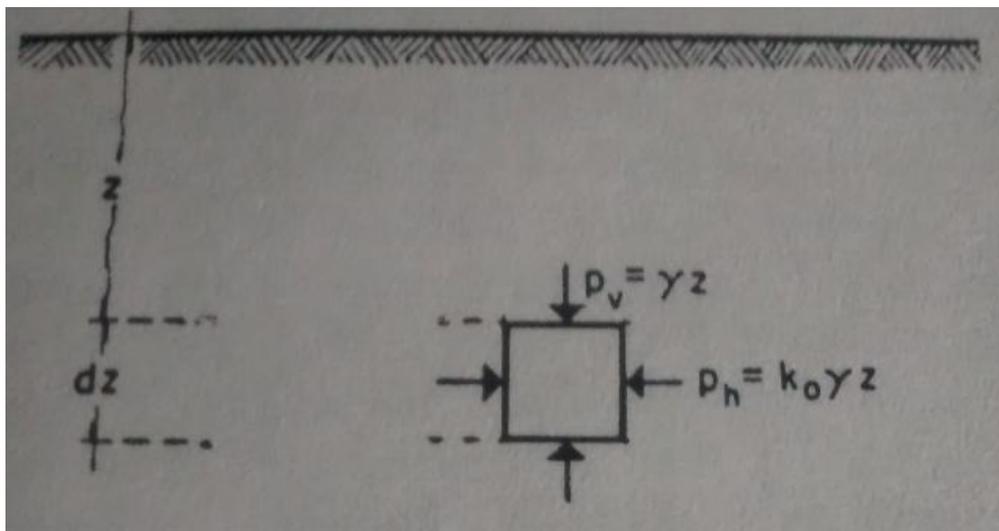


Figura 1.3.- Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo.

Fuente: Juárez Badillo; 1978: 71

La teoría de Rankine en la que se está especificando el autor, es para suelos únicamente friccionantes, en un estado plástico de equilibrio.

De acuerdo con Juárez (1978) bajo la presión que se tiene de manera vertical, el suelo se presiona lateralmente originando así, un esfuerzo horizontal ( $p_h$ ) y que por medio de datos experimentales es directamente proporcional a  $p_v$ .

$$p_h = K_o \gamma z$$

En donde  $p_h$ , se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo y sus valores han sido obtenidos experimentalmente en estudios y en la práctica.

En el caso de la teoría de Rankine para suelos friccionantes, hace referencia al tipo de suelo que se está estudiando y a sus distintas cualidades. Una manera más rápida y eficaz de conocer el tipo de suelo que va a estar usando para esta teoría, es que cuando te entregan un estudio de mecánica de suelos en el caso de la construcción de un muro de contención, viene con las propiedades y se tiene que observar los siguientes datos que se van a definir en el Capítulo 2 del presente trabajo de investigación. Los datos son los siguientes:

Para suelos friccionantes:

- $C=0$
- $\phi \neq 0$

Esta es una manera rápida para poder identificar cuando los datos arrojados en el campo y en el estudio de mecánica de suelos son el caso de un suelo friccionantes.

Juárez (1978) demuestra que si se representa en el diagrama de Mohr el círculo correspondiente al estado de esfuerzos previamente en que no se representa ningún tipo de falla.

Respecto a las condiciones del estado del suelo en reposo, se puede llegar a la falla de dos distintas maneras:

1. Disminuir el esfuerzo horizontal, de tal manera que el vertical esté constante de esta manera se llega al segundo círculo de falla y con un esfuerzo principal menor que  $\sigma_3 = K_A \gamma z$ , en el que  $K_A =$  Coeficiente de presión activa de tierras; nótese que este esfuerzo  $\sigma_3$ , corresponde a la presión que se ejerce de manera horizontal, ya que por hipótesis el esfuerzo principal más grande corresponde a  $\gamma z$ .
2. Tomar el esfuerzo  $\gamma z$  como el principal menor, aumentando de esta manera la presión horizontal hasta llegar a un valor  $K_p \gamma z$ , tal que el círculo se tangente a la línea de falla. El valor  $K_p$ , recibe el nombre de coeficiente de presión pasiva de tierras.

La demostración que hace el autor en el círculo de Mohr, se puede observar en la siguiente figura.

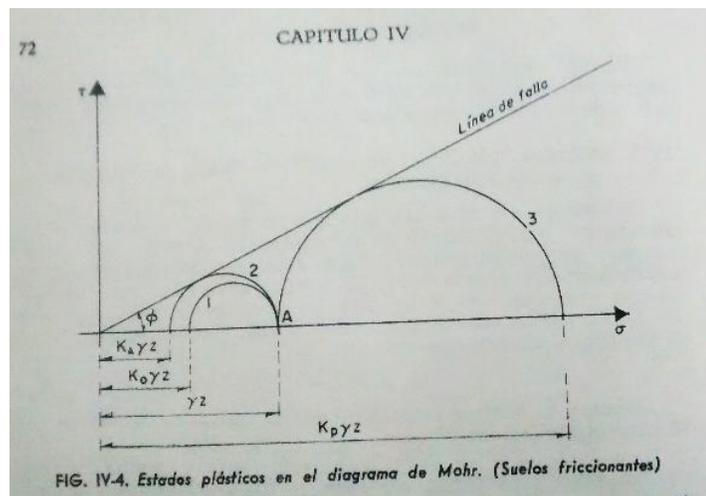


Figura 1.4.- Estados plásticos en el círculo de Mohr en suelos friccionantes.

Fuente: Juárez; 1978: 73

Siguiendo con Juárez (1978) las fórmulas y lo que se quiere obtener principalmente en todo estudio para muros de contención es el empuje activo y el empuje pasivo que se va a tener.

También es importante mencionar que los empujes en la teoría de la que se está hablando, también se pueden utilizar cuando es el caso de arcillas secas.

Las principales fórmulas usadas en el método de Rankine son las siguientes:

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

$$Ep = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

$$KA = KP = \tan^2 [45 - \phi/2]$$

Para conocer la distancia a la que va a estar aplicado el esfuerzo activo, se toma la distancia total de la altura entre 3 para llegar a 1/3 de la altura total.

### **1.7.3.- Método semiempírico de Terzaghi para el cálculo del empuje contra muro de retención.**

Debido a las complicaciones que tienen las otras teorías para el cálculo del empuje y a los datos que tienen que recopilarse, el Dr. Terzaghi en el cual tomó como principio su gran experiencia, y que en gran parte es el método más seguro, y con un análisis simplificado que el resto de los anteriormente expuestos.

De acuerdo con Juárez (1978) el primer paso para poder llevar a cabo el método es determinar el tipo de material que va a tener el relleno dentro del cual Terzaghi, los clasifica en 5 tipos que son los básicos, o primordiales:

1. Suelo granular grueso, sin finos.
2. Suelo granular grueso con finos limosos.
3. Suelo residual, con bloques de piedra, gravas, arenas finas y finas arcillosas en cantidad que se pueda apreciar.
4. Arcillas plásticas blandas, arcillas limosas o limos orgánicos.
5. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de tal manera que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

Por lo regular, los suelos 4 y 5 no son deseables para el relleno de un muro de contención. En el caso específico del suelo clase 5, se tiene que prevenir estar en estas condiciones a toda costa, ya que al entrar agua en los huecos, provoca esté una expansión de tal magnitud que aumenta una presión más grande pudiendo este colapsar o fallar.

En caso de que no se tenga un principio clave para conocer con qué tipo de suelo se va a trabajar, se tiene que usar la condición más desfavorable para así poder llevar a una construcción segura debido a las condiciones naturales en las que se encuentra, independientemente del suelo que se encuentre.

“El método propuesto cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en lo que se refiere a la geometría del relleno y la condición de cargas.

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

(Juárez ;1978: 101)

Según Juárez (1978) en el método semiempírico de Terzaghi primero se tiene que observar el tipo de terreno en el cual se va a estar actuando, después, observar el proyecto y las condiciones geométricas para así mismo poder dar un valor a distintos factores que van a estar influyendo para su análisis. Observar si va a tener un relleno horizontal, inclinado, etc.

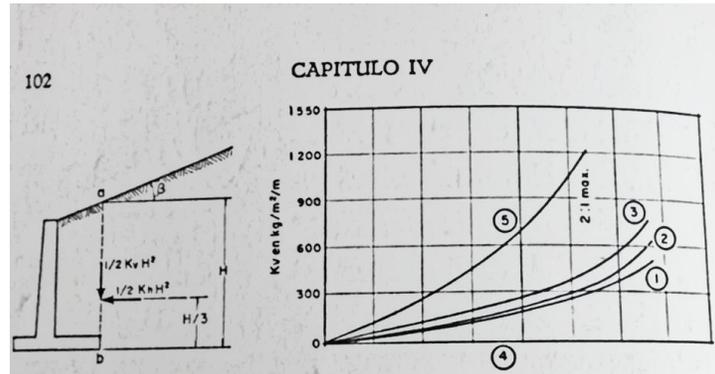
Para el primer caso mencionado previamente, el problema se puede resolver con las siguientes fórmulas:

$$EH = \frac{1}{2}KH H^2$$

$$EV = \frac{1}{2}KV H^2$$

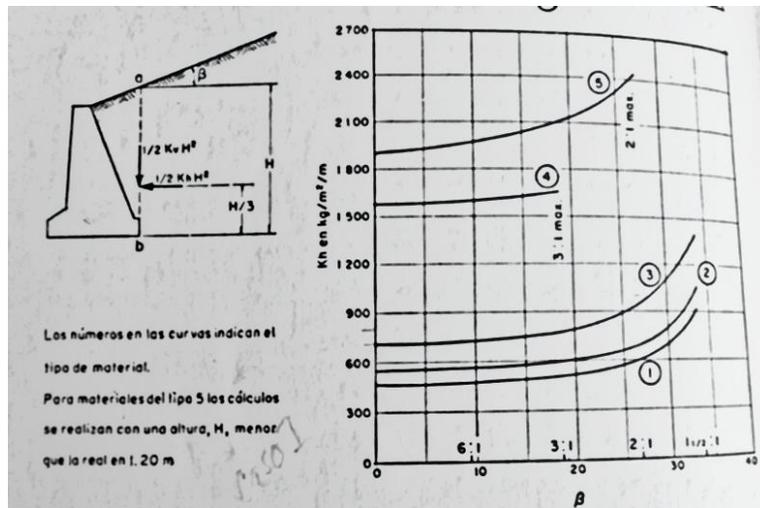
Los valores de  $K_V$  y  $K_H$  son dados en una tabla elaborada por el Dr. Terzaghi y son necesarios para la aplicación de las fórmulas previamente utilizadas

Las gráficas para poder conocer el valor de  $K_H$  Y  $K_V$  son los siguientes:



Gráfica 1.1.-Valores predeterminados para  $K_V$  de Terzaghi.

Fuente: Juárez; 1978: 102



Gráfica 1.2.- Valores predeterminados para  $K_H$  de Terzaghi.

Fuente: Juárez; 1978: 102

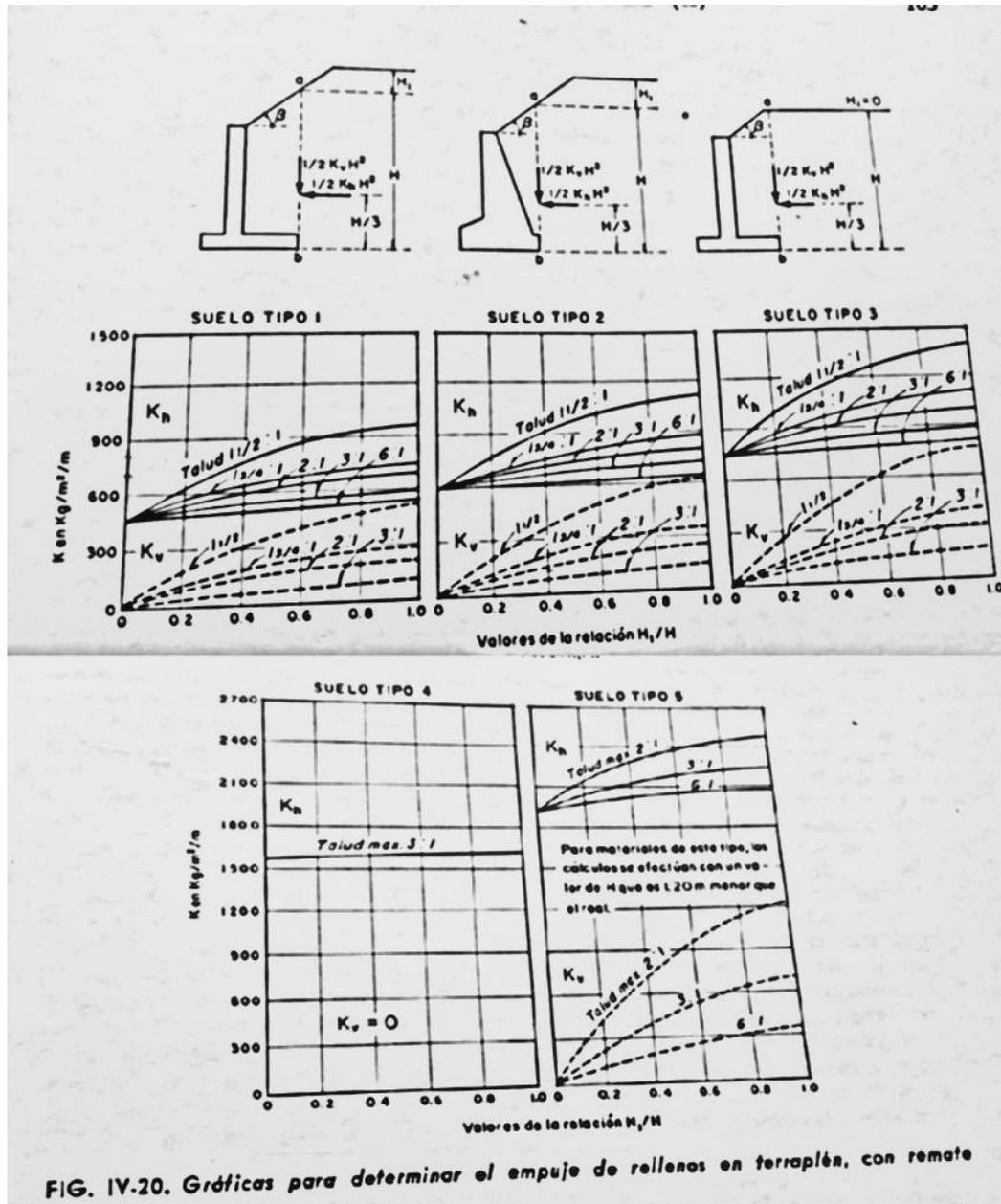
De acuerdo con Juárez (1978) también es importante conocer el valor del empuje por metro lineal a lo largo del muro, por ello Terzaghi dio a conocer, que el valor de la altura es igual a  $H/3$  contado el paño inferior del muro.

En caso de trabajar con el tipo de relleno 5, Terzaghi da la siguiente fórmula para conocer el valor de la altura a la que va a estar aplicada la presión.

$$d' = \frac{1}{3}(H - 1.20)$$

Esta distancia tiene que ir contada desde la parte inferior del muro.

“Cuando el relleno tiene superficie inclinada hasta una cierta altura y después se hace horizontal (caso 2 de los arriba considerados), los valores de  $K_H$  Y  $K_v$  deberán obtenerse de la Fig. 1.16. En la misma figura se muestran las convenciones a que deberán ajustarse las mediciones de las alturas usadas, los puntos y planos de aplicación del empuje, etc. La altura del punto de aplicación, cuando el relleno sea tipo 5, también será dada por la expresión (arriba demostrada), usando en ella el valor  $H-1.20m$ .” (Juárez; 1978: 101)



Gráfica 1.3.- Gráficas para la obtención de datos del caso 2 del método semiempírico de Terzaghi.

Fuente: Juárez; 1978: 103

En el método semiempírico de Terzaghi, el segundo caso muestra las gráficas dependiendo del caso de tipo de suelo que se esté analizando.

Continuando con Juárez (1978) en el 3er. Caso del método semiempírico de Terzaghi habla cuando se tiene una sobrecarga uniformemente distribuida y la superficie sea completamente horizontal.

Para obtener la presión que va a tener dicho empuje en contra del muro se puede obtener de la siguiente manera:

$$\rho = C q$$

En donde q: es el valor de la sobrecarga uniformemente distribuida de acuerdo a las unidades apropiadas, el valor de la cohesión del suelo se obtiene de la siguiente tabla:

<i>Tipo de relleno</i>	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

Tabla 1.1.- Valores de la cohesión del suelo para el tercer caso del método semiempírico de Terzaghi.

Fuente: Juárez; 1978: 104

Juárez (1978) habla acerca del 4to. Caso del método semiempírico de Terzaghi en el cual la superficie del relleno horizontal soporta una carga lineal paralela a la corona y uniforme, también existe la presencia de una carga concentrada, en la cual la fórmula para poder obtener la presión va a ser dada de la siguiente manera:

$$P = Cq'$$

El valor para la cohesión del suelo se puede tomar de igual manera de la tabla 1.1, y el valor de  $q'$  es el valor de la carga lineal uniforme. Se puede observar en la siguiente imagen el método para el cálculo de este caso.

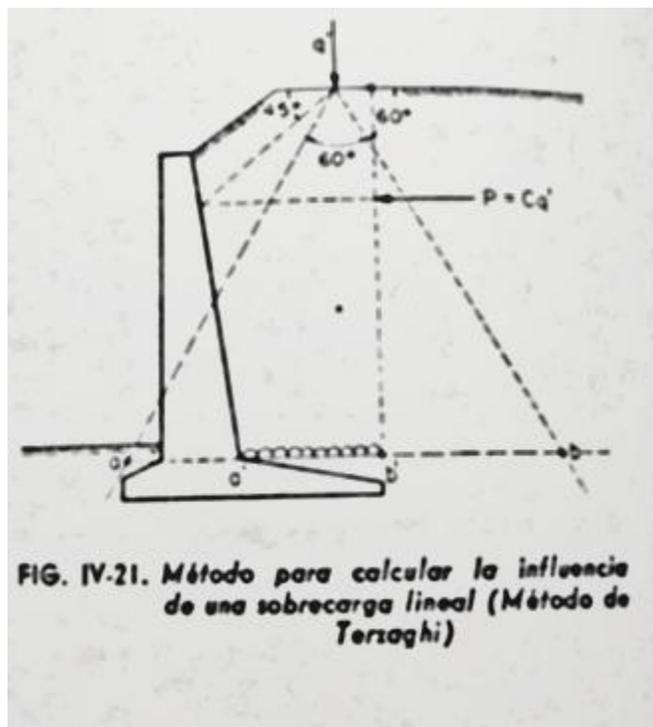


Imagen 1.11.- Caso 4 del método semiempírico de Terzaghi

Fuente: Juárez; 1978: 104

## **1.8.- Pre dimensionamiento de muros de contención.**

Para poder tener una noción de las dimensiones que tiene que llevar un muro de retención para poder empezar a dimensionarlo, se tienen que tomar en cuenta diferentes factores. En la actualidad, existen diversas técnicas y manuales que hablan acerca del pre dimensionamiento de un muro de contención.

De acuerdo con el Manual de Mantenimiento de la CFE (1993) el pre dimensionamiento de los muros es dependiendo del tipo de muro que se tenga. Los tipos de muro, según el Manual de Mantenimiento de la CFE, son 3, y cada uno tiene muy peculiares características. Los tipos de muro son los siguientes:

1. Muro de gravedad.
2. Muro en voladizo (cantiliver).
3. Muro de contrafuertes.

Dependiendo del tipo de muro que se tenga, son las recomendaciones para poder dar un pre dimensionamiento muy cercano al que vaya a ser definitivo.

En el 1er. Caso, las recomendaciones para su pre dimensionamiento son las siguientes:

- Para cuidar la seguridad y economía son apropiados para alturas de 4 o 5 metros.
- Por lo general su sección transversal vertical es trapezoidal y el dimensionamiento transversal horizontal este sometida a esfuerzos de compresión y no de tensión.

- Su diseño se inicia con el pre dimensionamiento de su sección, para posteriormente hacer un análisis contra volcadura y deslizamiento. La estabilidad depende del peso propio del muro, por lo que se tienen que revisar los esfuerzos internos del muro. Y se tiene que tomar en cuenta la longitud unitaria del mismo para poder asegurar que la presión ejercida no se exceda en las partes vulnerables.
- Se tiene que observar la presión ejercida sobre el desplante, dado que no tiene que ser más grande que la del terreno.

Lo previo mencionado se puede observar, entre otro tipo de recomendaciones para el pre dimensionamiento en la siguiente imagen:

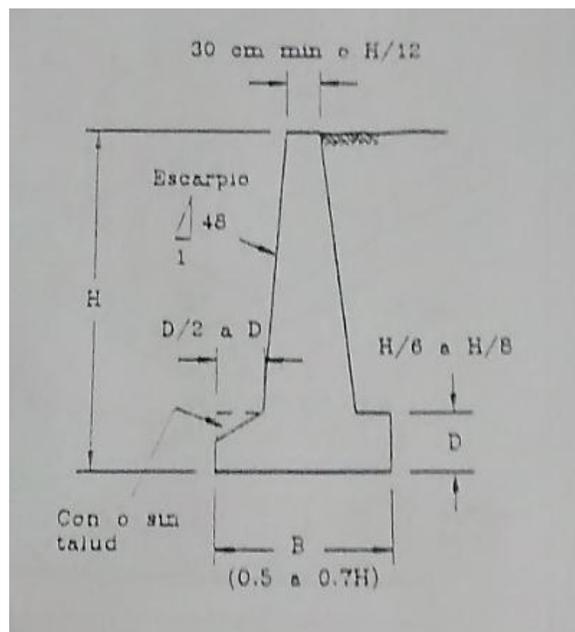


Imagen 1.12.- Pre dimensionamiento de muro de gravedad.

Fuente: Manual de Mantenimiento para Sistemas de Conducción de Centrales Hidroeléctricas CFE; 1993: A.3-9

En el segundo caso del que el autor habla, son diversos los puntos que toca para poder lograr un buen pre dimensionamiento. El 2do. Caso es el muro en voladizo (cantiliver) y sus consideraciones para el pre dimensionamiento son:

- Preferiblemente son usados para una altura entre los 4 y 6 metros, si se habla de un muro más bajo, se tiene que hacer de gravedad.
- Sus componentes principales son: una losa base (zapata) y un alma (muro) de concreto armado. Es importante que en este tipo de estructuras se tome en cuenta satisfacer los efectos de flexión y cortante. Es también de suma importancia tomar en cuenta la presión que esté va a emerger sobre el suelo que vaya a estar cimentado.
- La estabilidad y resistencia se logra mediante el efecto de voladizos individuales entre ellos y el muro.

Se puede apreciar de manera adecuada en la siguiente imagen:

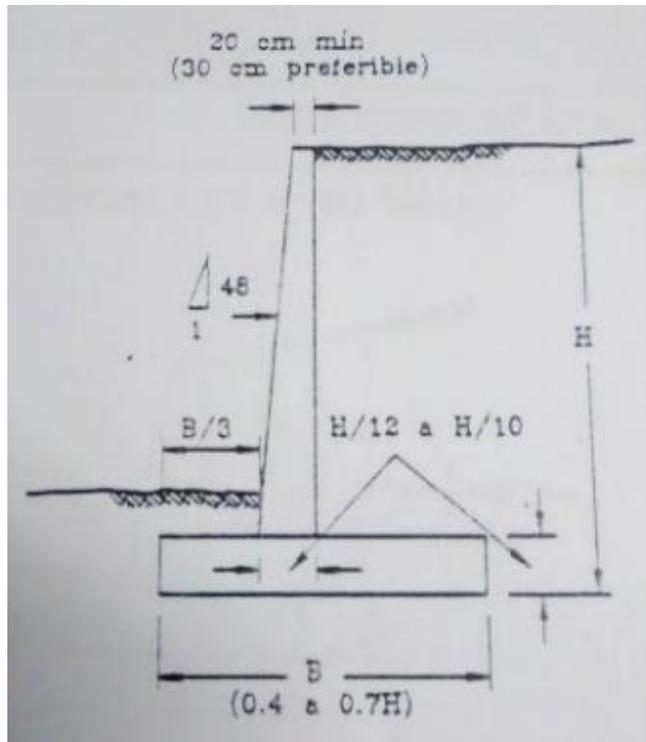


Imagen 1.13.- Pre dimensionamiento de muro en voladizo.

Fuente: Manual de Mantenimiento para Sistemas de Conducción de Centrales Hidroeléctricas CFE; 1993: A.3-9

El tercer caso de los anteriormente tomados es el que lleva un procedimiento distinto, en el aspecto que es un procedimiento más analizado ya que en estas estructuras son muros con contrafuertes. Una de las características principales de este tipo de muros es que su altura para poder analizar va desde los 6 metros de altura en adelante. Los puntos que toca el autor principalmente son los siguientes:

- Los muros con contrafuertes se requieren cuando los esfuerzos producidos obligan a que las dimensiones del muro sean muy

grandes y un refuerzo excesivo, por ello los muros con contrafuertes si no se diseñan de tal modo, no resultan económicos.

- La revisión estructural de los previamente mencionados supone al muro como una viga continua. Por ello, se muestra su análisis en la imagen 1.22, suponiendo un sistema de vigas con franjas unitarias.
- La estabilidad de ellos es determinada de la misma manera que los muros de gravedad, considerando una longitud unitaria entre los contrafuertes.
- Los contrafuertes son más caros, por los conceptos de cimbra, concreto, su armado y mano de obra. La práctica ha demostrado que la separación entre contrafuertes debe ser de  $1/3$  a  $1/2$  entre la altura del muro.
- En ellos se producen momentos de diseño, al igual que los otros, pero con una intensidad de presión mayor que en otros casos.

Se puede observar que no es conveniente la construcción de dichos muros por el gran costo económico que pueden generar, se puede observar su diseño en la figura 1.5

Los muros de contrafuertes, muchas veces se sabe que por la práctica, pueden usar en el caso de muros deteriorados por un exceso de carga o un mal diseño estructural.

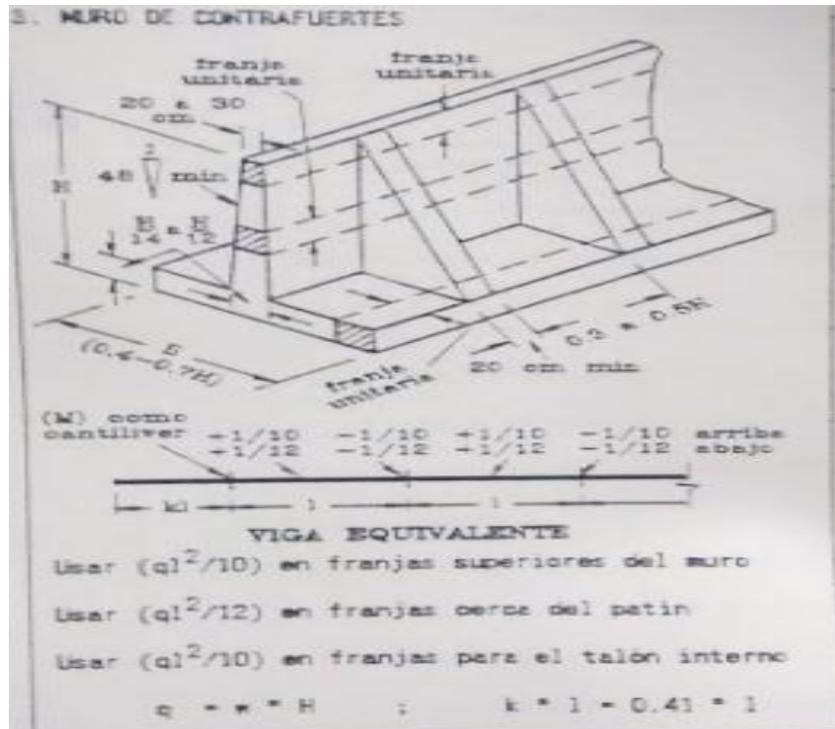


Figura 1.5.- Pre dimensionamiento de muros de contrafuertes.

Fuente: Manual de Mantenimiento para Sistemas de Conducción de Centrales Hidroeléctricas CFE; 1993: A.3-10

En el Manual de Mantenimiento CFE (1993) señalan los dos factores principales y más importantes en el análisis y diseño de cualquier tipo de muro de retención. En ellos mencionan los requerimientos de estabilidad necesarios para que la estructura tenga una seguridad razonable.

Son dos los principales requerimientos de estabilidad:

1. Factor de seguridad contra el deslizamiento:

$$F_{SS} = \frac{\text{Suma de las fuerzas de fricción resistentes}}{\text{suma de las fuerzas horizontales actuantes}} \geq 1.5$$

2. Factor de seguridad contra el volteo:

$$F_{so} = \frac{\text{Suma de los momentos resistentes}}{\text{Suma de los momentos de volteo}} \geq 1.5$$

### **1.9.- Drenaje en muros de contención.**

El drenaje es uno de los puntos principales de seguridad en un muro de contención, ya que en uno de sus casos, van a estar conteniendo al suelo que tengan.

Dicho suelo cambia cuando se tiene agua, todas las propiedades del suelo van cambiando y se expanden, y su peso volumétrico va incrementando. Al tener una carga mayor tienen un esfuerzo mayor y en caso de no ser calculado se puede tener fallas distintas como son agrietamientos, deslizamientos e inclusive un volteo no deseado.

De acuerdo con el Manual de Mantenimiento de la CFE (1993) se tiene que colocar un drenaje adecuado para obtener un correcto funcionamiento de ella. La manera en que debe ser colocado el drenaje de una estructura de retención de suelos son ilustrados en la siguiente figura:

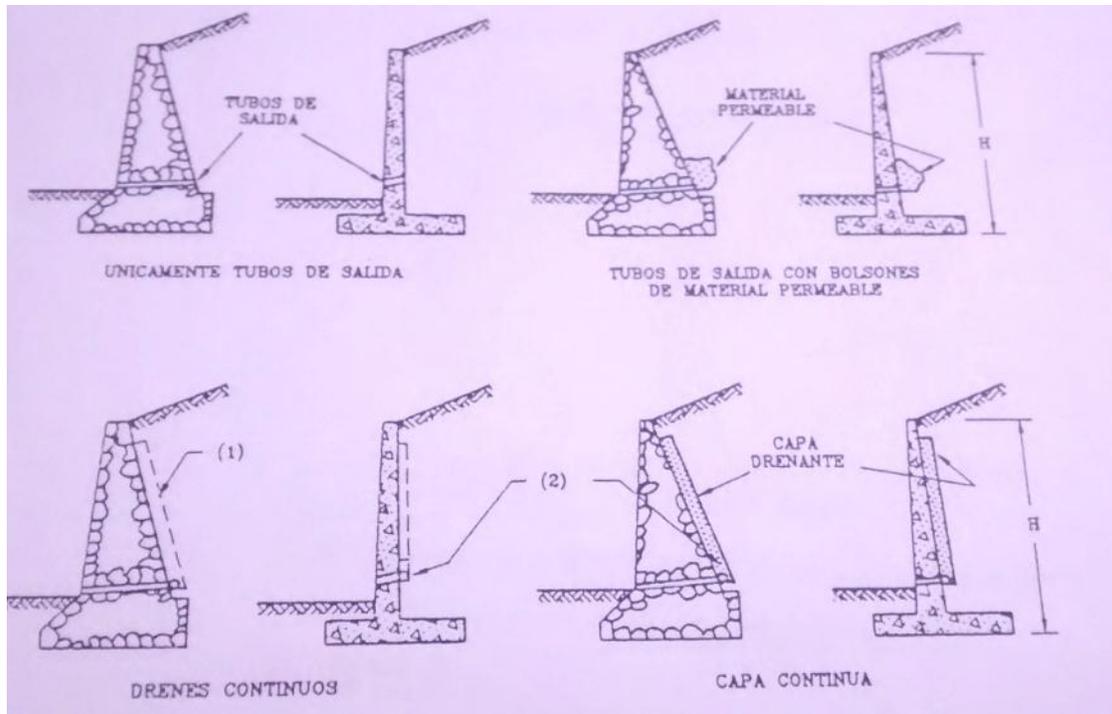


Figura 1.6.- Drenaje en muros de retención.

Fuente: Manual de Mantenimiento para Sistemas de Conducción de Centrales Hidroeléctricas CFE; 1993: 2-23

De acuerdo con la SAGARPA (s/f) dependiendo de la zona de la que se vaya a estar analizando puede tener una precipitación, baja, media o alta.

En el caso de que la precipitación sea media o alta la construcción de drenes debe tener distintas alturas para evitar la acumulación del agua y el diseño o alturas a las que debe ir dicho drenaje van a estar sometidas a dos factores principalmente: la permeabilidad del suelo del relleno y la altura del muro.

En el caso de muros en que se tiene a partir de 2.0 metros de altura se recomienda la construcción de una primera línea de drenes a 0.5 m de distancia de la superficie del suelo y en subsecuente tener una separación de 1.0 m de

distancia entre sí. En el caso de zonas secas o con bajo volumen de precipitación, la separación entre ellos puede ser de 3.0 m o a la mitad.

Según la SAGARPA (s/f) el drenaje, debe tener drenes de PVC o concreto, teniendo como mínimo un diámetro de 3 pulgadas. Y en la parte posterior del muro deben colocarse un filtro de grava para evitar el taponamiento de los drenes por la tierra del relleno.

### **1.10.- Recomendaciones constructivas en muros de contención.**

La construcción de muros de contención, empiezan con un diseño y un análisis a fondo de todos los factores que pueden afectar a dicha estructura, después que se analizó y está completamente dentro de los márgenes de seguridad, economía y presentación en proyecto. Sigue la parte constructiva.

Dentro de la parte constructiva de un muro de contención es donde interviene la experiencia propia de los ingenieros o constructores a cargo.

Sin embargo, al ser ésta una experiencia con que se va adquiriendo a lo largo del tiempo, es importante conocer algunos de los factores básicos que deben ser vistos al momento de la construcción de dichas estructuras.

Distintos órganos dedicados a la construcción y dependencias encargadas del desarrollo de la infraestructura del país como CFE, SCT, SAGARPA, etc. Dan recomendaciones para el momento de la construcción de dichas obras.

De acuerdo con la SAGARPA (s/f) son distintas las recomendaciones que se tiene que hacer. Es importante mencionar que existen distintas

especificaciones de diseño, así como del equipo que se debe emplear para la construcción de muros de contención.

Las especificaciones de diseño de la SAGARPA (s/f) son las siguientes:

- Emplear piedras mayores de 30 cm, las cuales no tengan grietas, fisuras e inclusiones de materiales que hagan perder su resistencia (material arcilloso o betas de cal) y al momento del suministro de material se deben rechazar piedras con cara boleada o redondeada (que tengan forma de bola).
- Los espacios entre las piedras no debe ser mayor a los 2.5 cm, en caso de espacios de 3 cm, debe rellenarse con piedras pequeñas.
- Para la elaboración de  $1\text{m}^3$  de mortero cemento- arena- agua, en proporción de 1:5; se ocupan: 285.5 kg de cemento,  $1.224\text{ m}^3$  de arena y  $0.237\text{m}^3$  de agua.
- Durante el proceso constructivo se tiene que observar que las piedras queden perfectamente “cuatrapeadas” tanto horizontal como verticalmente con la finalidad de un buen amarre y evitar cuarteaduras en las juntas.
- Las piedras más grandes se colocarán en la parte inferior y se deben seleccionar aquellas que posean una forma indicada para ser colocados en ángulos, esquinas y orillas.
- Se deben respetar los niveles e hilos guía, y se tiene que comprobar la verticalidad de la línea por medio de la plomada.
- El material pétreo que se recomienda para la construcción se llama “piedra braza” y se prevé que tenga una cara definida.

- En caso de una pendiente muy inclinada (entre el 5 y el 20%) y el muro pueda deslizarse, así como considerando un empuje por parte del suelo contenido, se debe fabricar un dentellón para evitar el desplazamiento de la estructura.
- Si el muro se va a colocar en un suelo rocoso, se recomienda su anclaje con varilla corrugada de diámetro mínimo de 1 pulgada y deberán estar colocadas a una distancia de 2 metros longitudinalmente.
- Las varillas serán de 1.00 m de longitud; y van a estar ancladas hasta una profundidad de 30 cm en el terreno natural, 20 cm amarradas a la varilla de la base, y los 50 cm restantes estarán colocadas dentro del cuerpo del muro, el resultado de dichas varillas es evitar el fallo de muros por deslizamiento o su volteo.

#### **1.11.- Mantenimiento de muros de contención.**

El mantenimiento de dichas obras de retención es sencillo ya que son obras de mampostería sencillas y que se diseñan para estar expuestas a la intemperie.

De acuerdo con la SAGARPA (s/f) se debe evitar la total proliferación de cualquier material vegetal en la estructura, para ello el método de limpieza es simple ya que se pueden usar métodos sencillos como la utilización de agua a presión y usando los herbicidas necesarios para evitarla.

En caso de fisuras en el muro, se debe sellar con cemento expansivo con un aditivo que garantice la impermeabilidad del mismo.

## CAPÍTULO 2

### MECÁNICA DE SUELOS

Dentro de este capítulo se va a hablar acerca de los distintos estudios de mecánica de suelos que se ejercen dentro de una zona de estudio. Se va a hablar acerca de las pruebas índice y de las pruebas mecánicas que se pueden elaborar en un muestreo, así como también se va a señalar la manera en que se puede elaborar un presupuesto para un muro de contención.

#### **2.1- Globo terrestre y su composición básica.**

Para poder hablar de la formación de los suelos, así como su origen, se extendería todo el contexto hablado, ya que eso pone en el inicio de la formación del globo terrestre.

Dentro de un esquema simple, nuestro planeta tierra, está constituido por un núcleo en el que predominan el hierro y el níquel. Un manto fluido (magma) se encuentra alrededor del núcleo, y envolviendo al manto se encuentra la corteza terrestre, la cual tiene una capa de densidad decreciente hacia la superficie en la que se encuentra formada principalmente por silicatos todo esto de acuerdo a Juárez (2005)

La capa de la corteza tiene un espesor medio de 30 a 40 km en las plataformas continentales constituida principalmente por masas heterogéneas y grandes depresiones ocupadas por mares y océanos.

Según Juárez (2005) dentro de la corteza terrestre tiene lugar una pequeña capa que está formada por la descomposición y disgregación de los últimos niveles, con características diversas en cada sitio, mejor conocido como el suelo. Que con el lleva un estudio en diversos aspectos además de los principios de su estudio como lo es la mecánica de suelos.

## **2.2.- Suelo.**

“Para los fines de esta obra, la palabra Suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.” (Juárez; 2005: 34)

Se puede concluir que el suelo es un material formado por distintas partículas minerales debida a la descomposición de las rocas los cuales pueden estar ocupados o no por agua.

### **2.2.1.- Formación de los suelos.**

Siguiendo con Juárez (2005) son dos los procesos principales que destacan para la formación del suelo y en ambos se debe a la descomposición de las rocas.

Los dos procesos principales de la desintegración de las rocas, dejando estas capas superficiales sobre la corteza terrestre son los siguientes:

1. Desintegración mecánica: dentro de este tipo de formación de suelo, se llegan a formar arenas, cuando mucho limos y en casos especiales arcillas.
  - a. Congelación del agua y cambios de temperatura.
  - b. Esfuerzos tectónicos y efectos telúricos.
  - c. Efectos gravitacionales
2. Descomposición química: esta descomposición es la manera de formación de suelos que ocurre por medio de la presencia de agua, en el caso del análisis de este tipo de suelo creado se vuelven materiales con un comportamiento notorio y en muchos casos, complicado.

### **2.2.2.- Suelos transportados y suelos residuales.**

De acuerdo con Juárez (2005) las dos principales clasificaciones del suelo por su formación son suelos transportados y suelos residuales.

En breve definición se puede comentar que los suelos transportados son aquellos que están formados debido a producto de la alteración de las rocas removidas y no están en su sitio de origen.

Se puede decir que los suelos transportados son aquellos también que por distintos factores de la madre naturaleza (viento, precipitación, glaciares, etc.) son de otro lugar y no del nacimiento de la misma zona.

Por otra parte los suelos residuales son aquellos que están en el sitio donde fueron formados y de acuerdo a su formación no se fueron a otro lado.

En estos casos, son suelos homogéneos en donde se hallan sus mismas características a lo largo de sus estratos.

Se puede notar que la gran diferencia es que un tipo de suelo se encuentra en su lugar de origen (residuales) y otros son de una zona diferente (transportados).

### **2.3.- Clasificación de los suelos.**

Una masa de suelo, por lo regular se puede clasificar de distintas maneras, por su composición química, por sus propiedades mecánicas y un sinfín de características. Sin embargo, se pueden clasificar principalmente por suelos gruesos y suelos finos, en la cual es una clasificación de acuerdo a su tamaño.

Los suelos gruesos tienen un comportamiento mecánico que también es estudiado, sin embargo, es común encontrar suelos finos en construcciones superficiales.

Los suelos finos son derivados de los suelos gruesos, por distintos fenómenos de la naturaleza.

Existe una clasificación global para reconocer el tipo de suelo que se tiene, así como un tipo de material agregado para la construcción, como es el caso del concreto, esta principalmente formado por grava, arena y cemento.

Esta clasificación se puede observar en la siguiente tabla:

<b>NOMBRE</b>	<b>LIMITE DE TAMAÑO</b>
Boleo	305 mm (12 pulg.) o mayores
Canto rodado	76 mm (3 pulg.) a 305 mm (12 pulg.)
Grava gruesa	19 mm (3/4 pulg.) a 76 mm (3 pulg.)
Grava fina	4.76 mm (equivalente al tamiz #4) a 19 mm (3/4 pulg.)
Arena gruesa	2 mm (equivalente al tamiz #10) a 4.76 mm (tamiz #4)
Arena mediana	0.42 mm (equivalente al tamiz #40) a 2 mm (tamiz #10)
Arena fina	0.74 mm ( tamiz #200) a 0.42 mm (tamiz #40)
Finos	Menores al tamiz #200

Tabla 2.1.- Clasificación de tamaños en los suelos.

Fuente: propia

Por otra parte se tiene la definición de suelo grueso que es una estructura simple en las que las partículas se apoyan una sobre otra.

Por suelo fino se entiende que las partículas no pueden ser observadas a simple vista y en su estructura influye de manera determinante las fuerzas electromagnéticas y fuerzas moleculares.

### **2.3.1.- Fases del suelo.**

En este apartado, se va a hacer referencia principalmente de los suelos finos a sus fases para posteriormente poder clasificarlos.

Al momento de clasificarlos, existen distintas pruebas por medio de las cuales serán sometidas, algunas pruebas anuncian resultados índices: conocidas como prueba índice. Y por otra parte, existen pruebas en las cuales nos da un resultado con las propiedades mecánicas del suelo: prueba mecánica.

Las fases del suelo son importante al momento de clasificarlos y son importante mencionarlas.

“En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa solida adsorbida); la líquida por el agua (libre, específicamente), aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.). La capa viscosa del agua adsorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suelen incluirse en esta última, pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado).” (Juárez; 2005: 51)

De acuerdo con Juárez (2005) son tres principales fases las que queda constituida una masa de suelo, en las cuales se pueden encontrar, los tres estados como líquido, sólido y gaseoso.

Para poder obtener los resultados de fase, así como otro tipo de características del suelo, es necesario obtener distintos datos por medio de pruebas índice y mecánicas.

Posteriormente clasificarlas para así mismo poder conocer los datos que se buscan de acuerdo al tipo de proyecto que se esté llevando a cabo.

La manera ilustrada de cómo se encuentra una masa de suelo en relación a su fase se puede observar en la siguiente figura:

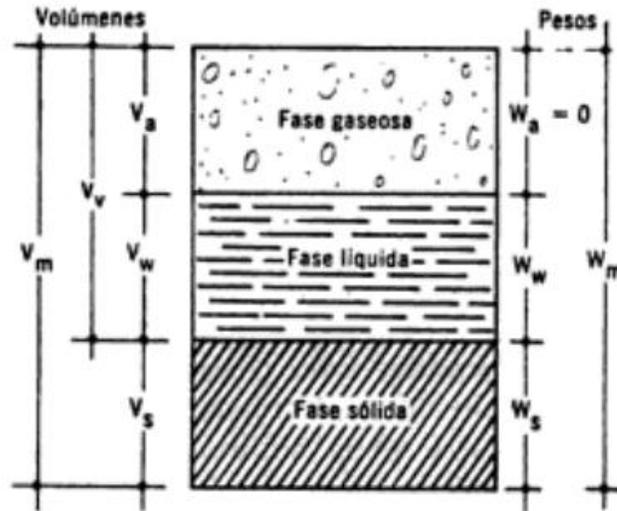


Figura 2.1.- Fases de una masa de suelo.

Fuente: Juárez; 2005: 52

Dentro de la imagen, se pueden observar distinta simbología, en la cual, su interpretación es de la siguiente manera:

- $V_m$  = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).
- $V_s$  = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos).
- $V_v$  = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).
- $V_w$  = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua).
- $V_a$  = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).
- $W_m$  = Peso total de la muestra del suelo (peso de la masa).
- $W_s$  = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos).
- $W_w$  = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua).
- $W_a$  = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en Mecánica de Suelos.

Figura 2.2.- Significado de la simbología.

Fuente: Juárez; 2005: 52

## 2.4.- Relaciones fundamentales en los suelos.

Siguiendo con Juárez (2005) habla acerca de la importancia que debe tener las relaciones que se van a dar a continuación, es importante señalar que dichas relaciones ayuda a tener un manejo comprensible de las propiedades mecánicas del suelo y un dominio completo de su significado y de su sentido físico.

Según Juárez (2005) las relaciones fundamentales son las siguientes:

1. Relación de vacíos ( $e$ ):

$$e = \frac{Vv}{Vs} \quad 0 \leq e \leq \infty$$

Dependiendo del resultado que se obtenga de la relación de vacíos, se pueden tener distintos tipos de suelos como se muestran a continuación:

<b>e</b>	<b>SUELO</b>
0.25	arenas muy compactas
0.85	arena limosa
1	arena fina uniforme
1.2	limo uniforme
6	arcillas muy compresibles
15	arcillas altamente compresibles

Tabla 2.2.- Resultados en relación de vacíos.

Fuente: Propia.

2. Porosidad ( $\eta$ ) :

$$\eta = \left( \frac{Vv}{Vs} \right) \times 100$$

De igual manera, dependiendo de los resultados obtenidos de dicha ecuación, los valores resultantes se puede tener los siguientes tipos de suelo:

$\eta$	MATERIAL
20%	arenas muy compactas
90%	arcillas muy compresibles
100%	Aire

Tabla 2.3.- Resultados conforme a la porosidad.

Fuente: Propia.

3. Grado de saturación ( $G_w$ ):

$$G_w = \left( \frac{V_w}{V_v} \right) \times 100 \quad 0 \leq G_w \leq 100\%$$

$G_w$	SUELO
0%	suelo seco
1-99%	suelo parcialmente saturado
100%	suelo totalmente saturado

Tabla 2.4.- Resultados del grado de saturación.

Fuente: Propia

4. Contenido de agua ( $w$ )

$$W = \left( \frac{W_w}{W_s} \right) \times 100 \quad 0 \leq w \leq 100\%$$

5. Peso específico de la masa del suelo ( $\gamma_m$ ):

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_w}{V_m} = \frac{W_m}{V_m} \quad \text{las unidades en ton/m}^3$$

6. Peso específico de la fase sólida del suelo ( $\gamma_s$ ):

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{las unidades en ton/m}^3$$

7. Peso específico sumergido ( $\gamma'$ ):

$$\gamma' = \frac{W_m}{V_m} - 1 \quad \text{las unidades en ton/m}^3$$

8. Peso específico seco ( $\gamma_d$ ):

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad \text{las unidades en ton/m}^3$$

9. Peso específico relativo ( $S_m$ ):

$$S_m = \frac{W_m}{\gamma_0 V_m} = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} \quad \text{las unidades en ton/m}^3$$

10. Densidad de los sólidos ( $S_s$ ):

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad \text{no tiene unidades}$$

11. Compacidad relativa:

$$C_r = (e_{\max} - e_{\min}) \times 100$$

$$C_v = \left( \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}} \right) \times 100$$

Dentro de lo previamente explicado, se aprecia la gran importancia que se tiene con las relaciones en el suelo.

Todo esto sirve para poder clasificar a los suelos y conocer diversas de sus características.

## **2.5.- Pruebas realizadas en la mecánica de suelos.**

Afirmando con Olivera (2006), las pruebas son las que se mencionan a continuación entre otras aplicadas, se destacan:

### **2.5.1.- Granulometría.**

“La prueba de granulometría de un material sirve para determinar el porcentaje en peso de las partículas de diferentes tamaños que lo forman. Para realizar esta prueba, el material se hace pasar por varios tamices o mallas (Fig. 2.3), se pesan las partículas retenidas en cada tamiz y se encuentra el porcentaje respectivo en relación con el peso seco total, después se calcula el porcentaje que pasa por las mallas.

Las mallas se denominan de dos maneras: la primera indica la separación anterior que hay entre los alambres y se usan para mallas de 7.5 cm (3 pulg.) a 6.4 cm (1/4 de pulg.); la segunda consiste en asignar a las mallas un número que indica la cantidad de alambres o hilos que se tiene en una pulgada y se usa para las mallas del no.4 al no.200, las más utilizadas en suelos; hay otras mallas como la 325 que se usa en los cementos portland.” (Olivera; 2006:98-99)

Las mallas que se utilizan y que menciona el autor son las que se muestran a continuación:



Figura 2.3- Máquina para clasificación granulométrica.

Fuente: es.wikipedia.org; 2014

La prueba de granulometría se puede hacer de manera manual, o en una máquina especial para el ensayo, la cual “agita” los materiales para que se vayan separando.

Siguiendo el texto anterior, es importante conocer la granulometría que tiene el suelo para poder clasificarlo y conocer las propiedades de dicho suelo. La prueba de granulometría sirve de manera práctica y directa en diversas situaciones, para la compactación del terreno para observar de acuerdo al tipo de suelo que se tiene que tipo de compactador es más recomendable.

Por ejemplo, si se tiene un material arcilloso en la parte que se tiene proyectado algún tipo de cimentación o carga que esté sosteniendo una estructura, se tiene que remover o tratar de manera especial, en caso de que se

remueva, se tiene que traer material de banco para elaborar una base más firme, sin embargo el precio se elevaría notablemente, y si no se toma en cuenta al momento del presupuesto es un gasto fuerte teniendo repercusión en la utilidad del encargado de obra.

Siguiendo con Olivera (2006), otra de las pruebas que se realizan a los materiales que se tienen como base es la de plasticidad en la cual dice que:

### **2.5.2.- Plasticidad.**

“Un material tiene plasticidad cuando se remoldea con facilidad sin cambiar su volumen y su resistencia al corte es de  $25 \text{ g/cm}^2$  como mínimo. Por tanto, en la plasticidad pueden intervenir la humedad, el peso volumétrico y la sensibilidad de las partículas del material, principalmente las finas, con respecto al agua y al porcentaje de ellas dentro del total.

Para conocer la sensibilidad de los finos al cambiar sus características de consistencia en presencia del agua, se realizan pruebas de plasticidad como la de límites de Atterberg y la de contracción lineal. Estas pruebas se efectúan sobre la porción de los materiales que pasan por la malla no.40.”(Olivera; 2006:100)

De acuerdo con Olivera (2006) cuando un material tiene plasticidad se hacen dos pruebas principales, la de los límites de Atterberg que es la que indica la humedad, que refiere a la cantidad de agua con respecto al peso de los sólidos. El límite líquido (LL) es la humedad que corresponde al límite entre el estado semilíquido y el plástico, en dicha condición el material tiene la resistencia mínima

al esfuerzo cortante de  $25\text{g/cm}^2$ , por otra parte el límite plástico es la humedad correspondiente al límite entre el estado plástico y el semisólido.

Para situar el material en el límite líquido (LL) se sitúa una porción del material dentro de un mecanismo denominado “copa de Casagrande”, en el cual se dan 25 golpes a una velocidad o revoluciones constantes y se observa como la ranura previamente hecha con otro aparato calibrado denominado “ranurador” se va cerrando, la prueba que menciona se puede apreciar en la siguiente figura:

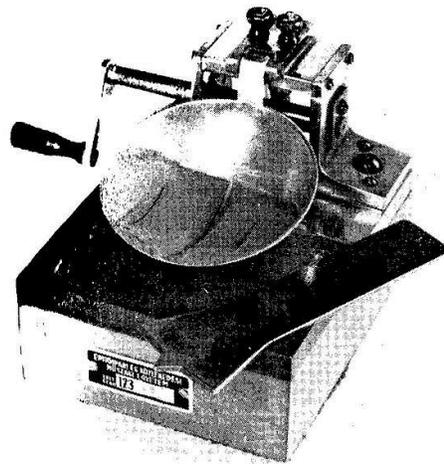


Figura 2.4.- Prueba de límite líquido con la copa de Casagrande.

Fuente: es.wikipedia.org; 2014

De acuerdo con Olivera (2006) se realizan otros tipos de pruebas al terreno, como son el de resistencia y expansión que es para medir los parámetros que hay en los antes mencionados. En ellos se realizan pruebas triaxiales y las realizadas en consolidómetros.

La prueba más usada para poder conocer la resistencia y expansión es la prueba Porter estándar, de la cual se obtiene el peso volumétrico seco máximo y humedad óptima.

Dependiendo de los resultados de las pruebas plásticas y granulométricas, se puede clasificar el terreno de manera adecuada. Y así, poder hacer las pruebas que se requieran. Para poder hacer una correcta compactación en suelos friccionantes se usarán métodos vibratorios, ya que si se trata de un suelo plástico es carga estática o rodillos lisos, o compactación por amasado que es donde entra un tipo de maquinaria conocido como “pata de cabra”.

En la siguiente figura se puede apreciar la tabla de clasificación de suelos en general, dicha tabla conocida como SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de suelos).

DIVISION PRINCIPAL		SIMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACION		
SUELOS DE GRANOS GRISESOS 50% o más es retenido en el tamiz No. 200	GRAVAS 50% o más de la fracción gruesa retenido en el tamiz No. 4	GW	Gravas bien gradadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Mayor que 4 $C_c = \frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{10}}$ Entre 1 y 3 Si los criterios para GW no se cumplen Límites de Atterberg localizados bajo la línea "A" o índice de plasticidad inferior a 4. Límites de Atterberg sobre la línea "A" e índice de plasticidad superior a 7.		
		GP	Gravas y mezclas de gravas y arenas mal gradadas con pocos finos o sin finos			
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava - arena y limo			
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava - arena y arcilla			
	ARENAS Más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz No. 4	GRAVAS CON FINOS	SW	Arenas y arenas gravosas bien gradadas con pocos finos o sin finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Superior a 6 $C_c = \frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{10}}$ Entre 1 y 3 Si no se cumplen los criterios para SW Límites de Atterberg localizados bajo la línea "A" o índice de plasticidad inferior a 4. Límites de Atterberg sobre la línea "A" e índice de plasticidad superior a 7.	
			SP	Arenas y arenas gravosas mal gradadas con pocos finos o sin finos		
		ARENAS LIMPIAS	SM	Arenas limosas, mezclas de arena limo	Para la clasificación de frontera se necesitan símbolos dobles Para los límites de Atterberg localizados en el área sombreada se debe clasificar utilizando símbolos dobles.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		
			ARENAS CON FINOS			
SUELOS DE GRANOS FINOS 50% o más pasa por el tamiz No. 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido de 50% o inferior	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas	<b>GRAFICO DE PLASTICIDAD</b> Para la clasificación de los suelos finos y de la fracción fina de los suelos granulares Los límites de Atterberg situados en el área sombreada corresponden a la clasificación de frontera y requieren símbolos dobles. Ecuación de la línea A: $IP = 0.73(ILL - 20)$		
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla			
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad			
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido superior a 50%	MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos micáceos o de diatomeas limos elásticos			
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas			
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media			
Suelos altamente orgánicos	PT	Turba, estiércol y otros suelos altamente orgánicos	Para la identificación visual y manual, véase ASTM norma D 2488			

Figura 2.5.- Sistema Unificado de Clasificación de suelos. (SUCS)

Fuente: wikivia.org; 2014

Con dicha tabla, al tener distintas de las características después de un estudio de mecánica de suelos, se puede dar una clasificación y poder asignar distintos puntos y datos para el análisis que se vaya a hacer.

## **CAPÍTULO 3**

### **RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN.**

De manera breve, en el presente capítulo se va a hablar de la descripción general de la localización del lugar en que se va a llevar a cabo dicho proyecto de tesis. Se va dar el alcance que tiene dicha investigación, así como también se va a hablar del objetivo que se quiere tener en dicho proyecto.

#### **3.1.- Generalidades.**

A continuación, se va a dar información a detalle de la ubicación del respectivo trabajo de investigación, se quiere dar información clara del lugar en donde va a estar ubicado el predio donde se va a construir dicho muro de contención.

#### **3.2.- Objetivo.**

Dentro de la presente investigación hay distintos objetivos, uno de ellos es obtener la mejor solución constructiva para la retención de tierra mediante muros de contención. Puesto que se pretende que en un futuro no muy lejano se tenga una carga viva en la parte superior del predio en donde va a estar ubicada dicha estructura de retención. Tener las dimensiones con seguridad y economía razonable.

Hasta la fecha no se ha hecho un proyecto constructivo como este, ya que es un nuevo diseño, así como una construcción en proceso.

### **3.3.- Alcance del proyecto.**

En dicho proyecto se va a diseñar una estructura de retención de tierras a base de mampostería, en el cual se tiene previsto conocer las dimensiones del muro, volúmenes de obra, diseño del drenaje, y toda característica de aspecto técnico y constructivo.

Es importante mencionar que también se va a incluir un presupuesto para dicha obra en el cual se van a ver involucrados aspectos como el costo directo, mano de obra, costo indirecto y utilidad.

### **3.4.- Resumen ejecutivo.**

En el apartado a continuación se va a presentar todo tipo de característica en cuanto al poblado del que se va a proyectar dicha tesis, se van a presentar distintas características del área, así como también de la zona precisa donde va a estar ubicado dicha estructura de retención.

La zona de estudio es muy rica en naturaleza. Uruapan, Michoacán, tiene uno de los mejores climas en la república mexicana ya que cuenta con las 4 estaciones durante el año.

En términos generales se considera un clima templado con un suelo limoso arcilloso dependiendo de la zona en la que se encuentre con cantidades de precipitación grandes y ubicado en una zona sísmica y montañosa.

### **3.4.1.- Entorno geográfico.**

Se va a hablar de todas las características posibles de la zona de estudio. Se va a hablar del estado, municipio y de la zona exacta en donde va a estar ubicado la estructura de retención de tierras.

En cuanto a su entorno geográfico, es una tierra muy fértil sísmica y montañosa. Michoacán es en gran medida uno de los estados más ricos en ecosistema dentro de México.

En cuanto a Uruapan, es conocido mundialmente por ser la capital del aguacate, siendo este el 40% exportador de dicha fruta hacia los estados unidos.

### **3.5.- Macro y micro localización.**

El nombre del estado donde van a estar proyectados respectivos muros de contención, es Michoacán de Ocampo. Es uno de los de los 31 estados y con el D.F, conforman las 32 entidades federativas de México.

“Colinda con los estados de Colima y Jalisco al noroeste, al norte con Guanajuato y Querétaro, al este con México, al sureste con el estado de Guerrero y al suroeste con el océano Pacífico. Michoacán tiene una superficie de 59,928 kilómetros cuadrados aproximadamente. La entidad está conformada por 113 municipios y su capital es la ciudad de Morelia, antiguamente llamada Valladolid, que lleva este nombre en honor a José María Morelos y Pavón, héroe de la independencia de México.” (<http://es.wikipedia.org/wiki/Michoac%C3%A1n>)

Las coordenadas precisas del estado de Michoacán son: 19° 10' 07" N 101° 53' 59 " O



Imagen 3.1.- Ubicación del estado de Michoacán en México.

Fuente: Google Maps.

Dentro del estado de Michoacán se encuentra la segunda ciudad más importante del estado, de nombre Uruapan del Progreso.

Uruapan, es una ciudad de clima templado, la segunda más grande e importante del estado de Michoacán. Uruapan está ubicado en las coordenadas: 19° 25' 16" N 102° 03' 47" O

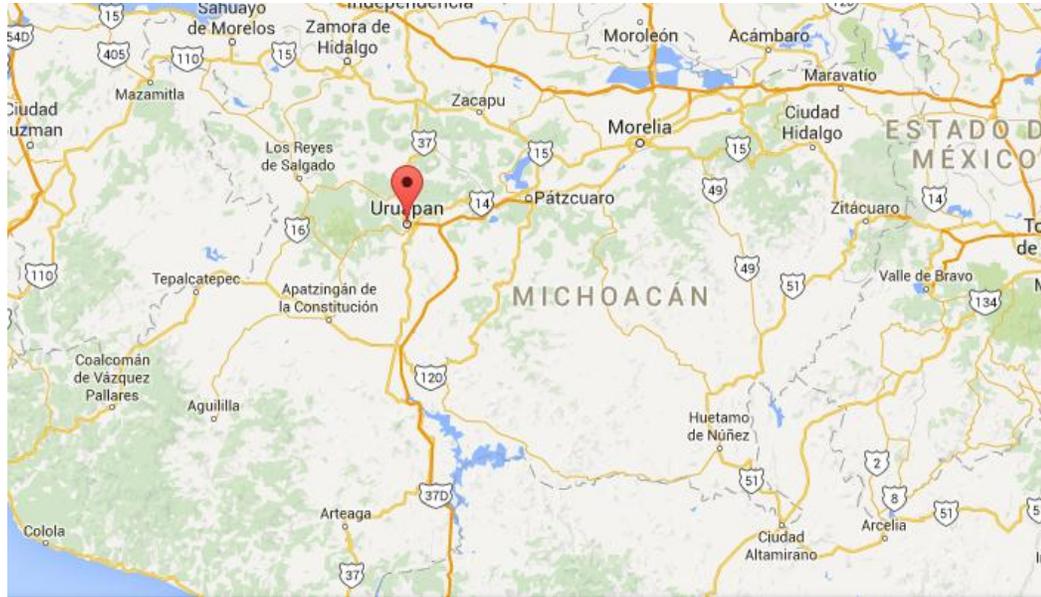


Imagen 3.2.- Ubicación de Uruapan en el estado de Michoacán.

Fuente: Google Maps.

“Uruapan está inmersa en el eje neo volcánico mexicano, al centro-occidente del estado de Michoacán, tiene una extensión territorial total de 954.17 km<sup>2</sup>. Limita con los municipios de Los Reyes, Charapan, Paracho, Nahuatzen, Tingambato, Ziracuaretiro, Taretan, Nuevo Urecho, Gabriel Zamora, Parácuaro, Nuevo Parangaricutiro, Tancítaro y Peribán.”

Los municipios con los que colinda la ciudad son de un clima en promedio parecido, templado.

El presente trabajo de investigación va a estar ubicado en un terreno ubicado en el libramiento oriente, en la calle A Los García s/n, en la colonia Lomas de Zumpimito. Con las coordenadas: 19<sup>0</sup> 22'12.6" al norte y 102<sup>0</sup> 02'54.5" al oeste.

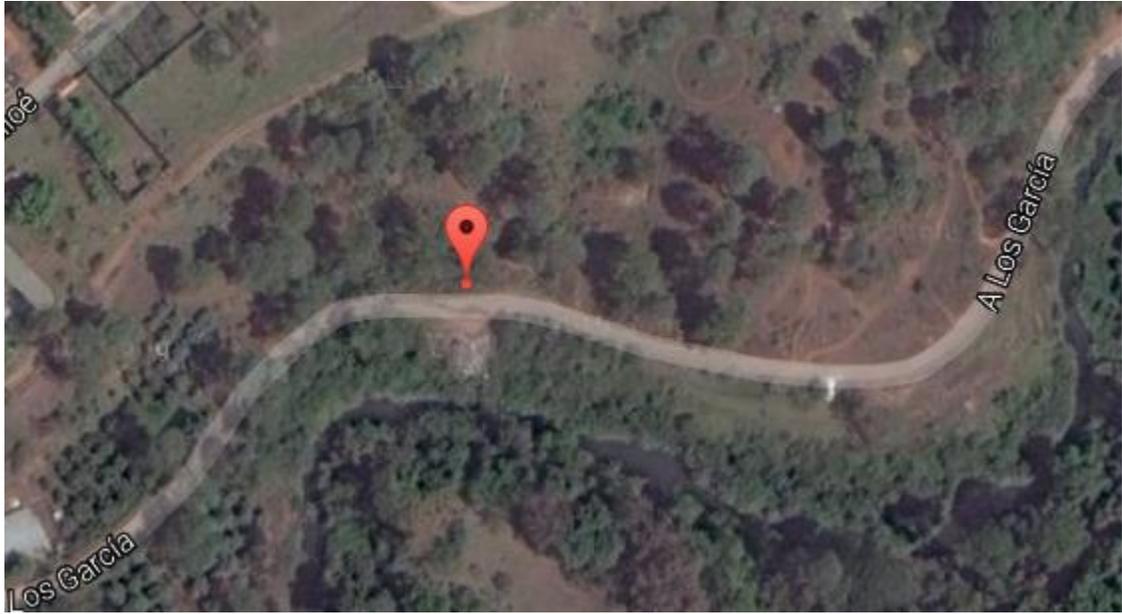


Imagen 3.3.- Predio en el cual se va a llevar a cabo dicho proyecto.

Fuente: Google Maps.

### 3.5.1.- Hidrografía.

Su sistema hidrográfico está integrado por el Río Cupatitzio, el río de Santa Bárbara y la presa de Caltzontzin principalmente. Todos los previamente mencionados son parte de dos regiones hidrográficas, que son el Río Balsas y el río de Tepalcatepec.

El abastecimiento de agua potable mayor en la región es principalmente al del río cupatitzio abasteciendo más del 50% del territorio de Uruapan.

### **3.5.2.- Orografía.**

Los principales accidentes geográficos de la región son el del cerro de La Charanda, el cerro de La Cruz y el cerro de Jicalán. Dicha ciudad no está lejos del volcán más joven del mundo: el volcán Paricutín.

### **3.5.3.- Clima.**

En dicha población se tiene una temperatura distinta en cada zona, se dividen principalmente en tres: la zona norte, centro y sur.

En general se tiene una temperatura templada, pero con registros pluviales mayores en el estado de Michoacán.

“La temperatura media anual del territorio también se encuentra dividida en tres zonas, la zona norte del municipio tiene un rango de 6 a 20 °C, la zona centro y sur tiene un promedio entre 10 y 27 °C, y finalmente dos porciones del extremo sur registran de 14 a 33 °C; el centro del municipio de Uruapan es una de las zonas que registran mayor promedio pluvial anual en el estado de Michoacán, superando los 1500 mm al año, hacia el norte y sur de esta zona el promedio va de 1200 a 1500 mm, y hacia el sur se suceden dos zonas más, donde el promedio es de 1000 a 1200 mm y de 800 a 1000 mm .”

(<http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan>)

#### **3.5.4.- Principales ecosistemas.**

La parte centro y norte de Uruapan, se dedican a la agricultura y se puede notar que la parte restante se encuentra cubierto por bosque y en dicho existe pino y encino. Así como dentro de la localidad también se pueden encontrar parota, cascalote, etc.

En su fauna tiene lugar el coyote, venado, zorrillos, liebres, patos, conejos entre otros.

#### **3.5.5.- Uso de suelo.**

En la actualidad del suelo donde se va a llevar a cabo dicha proyección, es una zona agrícola, en la cual a los alrededores no muy cercanos hay viviendas y huertas de aguacate.

El suelo de la peculiar estructura tiene únicamente arboles distintos y zonas de siembra de aguacate.

#### **3.5.6.- Actividad económica.**

En el municipio la principal actividad económica es la agricultura, en el caso específico de la siembra de aguacate.

Industrialmente hablando, no es una zona desarrollada, sin embargo una gran cantidad del ingreso a la población es por medio de empacadoras nacionales e internacionales de aguacate.

También se tiene por el lado de la agricultura la siembra de café y jitomate.

Por el aspecto turístico, la región tiene distintos centros turísticos como son: la huatapera, el parque nacional Lic. Eduardo Ruiz, fábrica de San Pedro, el mercado de antojitos, la Tzararacua, entre otros.

### **3.6.- Informe fotográfico.**

A continuación se puede observar el predio en el que se tiene en mente edificar el muro de retención de tierras.



Imagen 3.4.- Perfil del predio de estudio, en Uruapan

Fuente: Propia.

Se puede observar que el terreno tiene una pendiente prolongada en la parte superior, sin embargo en el proyecto constructivo, se pretende estabilizar dicho terreno en capas, teniendo así capas de superficies lisas y planas.



Imagen 3.5.- Localización de proyección de muros de retención de tierras.

Fuente: Propia.

Dentro de la imagen 3.5, se puede observar la parte en donde se tiene contemplado el inicio de la construcción, es un muro que va a estar reteniendo el suelo que se tiene en la parte superior, así como también va a estar sosteniendo un peso de cimentación para una construcción que se tiene prevista.

Como se puede observar en la imagen, está la existencia de un camino por el cual pasan distintos móviles agropecuarios en su mayoría, por ello se tiene que brindar seguridad ante posibles fallos en el suelo.



Imagen 3.6.- Ubicación de muros de contención.

Fuente: Propia.

Como se puede observar en la Imagen 3.6, es la parte en la que se pretende colocar dicha estructura de mampostería.



Imagen 3.7.- Identificación visual del tipo de suelo en la zona.

Fuente: Propia.

En la imagen anterior, por distintas características de cada tipo de suelo, se puede tener una noción del tipo de suelo con que se encuentra, se puede también tomar como un ligero marco de referencia al observarla.

## CAPÍTULO 4

### METODOLOGÍA

En el presente capítulo se va a hablar del método que se ejecutó para la realización de la tesis presentada, se mencionará el método empleado, el enfoque, así como también de los instrumentos empleados y el proceso descriptivo de la investigación.

#### **4.1.- Método empleado.**

Para el trabajo de investigación, se empleó el método científico. De acuerdo con Cortés (2004) el método científico se emplea para dar solución a problemas aun no resueltos, en este método se puede mezclar una aplicación teórica, practica, e inclusive practico- teórica.

“La Investigación Científica está encaminada a profundizar el conocimiento de un proceso ya sea teórico, práctico o teórico-práctico, parte del conocimiento científico y lo lleva a la solución de problemas de la sociedad que de una forma u otra no han sido investigados o su investigación se ha conducido en otra dirección.” (Cortés; 2004: 8)

De acuerdo con Cortés (2004) la investigación empleando el método científico, se tiene que analizar la naturaleza que rodea al dicho problema de investigación y observarlos para poder dar la mejor solución a los problemas de la vida cotidiana.

Este tipo de investigación da la respuesta a diversas preguntas de investigación, así como de alguna hipótesis ante algún fenómeno de la naturaleza.

En el caso particular de la presente tesis, se va a resolver mediante el método científico dado que se produce una problemática, conocer el tipo de suelo y hacer el correcto diseño de una estructura que lo contenga.

#### **4.1.1.- Método matemático.**

De acuerdo con Mendieta (2005) en toda investigación en la que estén involucrados los números para poder resolver una pregunta de investigación, así como de afirmar o negar mediante una cantidad numérica se denomina método matemático.

El método matemático es empleado para poder conocer la verdad de cuestiones, importancia, etc. Teniendo una base numérica.

En el caso de la investigación en curso, se tiene claro que se lleva a cabo mediante un método matemático, ya que los datos obtenidos de los estudios realizados, arrojan una cantidad matemática y los factores de seguridad están regidos por un porcentaje numérico.

#### **4.2.- Enfoque de la investigación.**

Para la presente investigación se utilizaron medios numéricos para poder llegar a una conclusión final por ello tiene un enfoque cuantitativo y por el cual se entiende con la siguiente definición:

“Enfoque cuantitativo: toma como centro de su proceso de investigación a las mediciones numéricas, utiliza la observación del proceso en forma de recolección de datos y los analiza para llegar a responder sus preguntas de investigación. Utiliza la recolección, la medición de parámetros, la obtención de frecuencias y estadígrafos de la población que investiga para llegar a probar las Hipótesis establecidas previamente.” (Cortés; 2004: 10)

De acuerdo con Cortés (2004) en este enfoque se utiliza necesariamente el enfoque de este tipo de investigaciones pueden ser medibles mediante la presentación de diversos datos arrojados y son usados en el caso donde las respuestas a los distintos fenómenos pueden dar una solución medible como es el caso del presente trabajo de investigación.

#### **4.2.1.- Alcance de la investigación.**

En la presente, se tiene un alcance descriptivo. Dado a las condiciones que establece previamente el enfoque cuantitativo.

“Los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles importantes de personas, grupos comunidades o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis.” (Cortés; 2004:20)

Las condiciones son la medición, recolección de datos, así como la evaluación del mismo.

El caso del alcance descriptivo, busca determinar las características, propiedades y factores más importantes de un fenómeno para poder someterlo a un diseño y un análisis.

#### **4.3.- Diseño transversal.**

El diseño de la presente tesis, es de tipo transversal descriptiva. Dado a que describe un fenómeno dando una solución de manera matemática en un momento dado.

Para la definición de un diseño transversal encontramos la siguiente: “Recolectan los datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Este tipo de investigaciones es como una fotografía en un momento dado del problema que se está estudiando y puede ser: descriptiva o de correlación, según el problema en estudio.” (Cortés; 2004: 27)

Las hipótesis que se plantean en el presente trabajo de investigación, son de misma manera descriptivas en un tiempo de un fenómeno dado.

#### **4.4.- Diseño no experimental.**

Según Cortés (2004) en el caso de una investigación no experimental, no se manipulan las variables a estudiar, lo que hace este tipo de investigación es observar el fenómeno en el contexto actual para después realizar un análisis, en este tipo de investigaciones, no se construye ninguna situación, sino que se estudian las situaciones dadas.

#### **4.5.- Instrumentos de la recopilación de datos.**

Para la realización correcta del presente proyecto, se utilizaron distintos instrumentos para la obtención de datos requeridos. Se necesitó de una estación total para la obtención de un levantamiento topográfico y la obtención del desnivel y curvas de nivel del terreno.

No se requirió de un estudio de mecánica de suelos, ya que por las condiciones del muro, no se requería. Se usó un método para su diseño en el cual no se requería.

#### **4.6.- Descripción del proceso de investigación.**

Se puede describir el proceso con los siguientes pasos:

1. Visita del terreno para observar la mejor opción de solución.
2. Levantamiento topográfico para la obtención de desniveles del terreno.
3. Elegir el método justificado ideal de la mecánica de suelos para poder hacer un diseño apto.

Para el diseño del muro de contención se hizo por medio del método semi-empírico de Terzaghi, siguiendo las normativas de seguridad de la CFE así como de la SAGARPA.

Una vez obtenidos los perfiles se dio un pre dimensionamiento, y así mismo un análisis y diseño completo del muro de contención.

Para el análisis y el diseño, así como para la cuantificación de los elementos correspondientes se utilizaron herramientas computacionales como son Excel 2013, Word 2013, AutoCAD 2010, estación total.

## CAPÍTULO 5

### CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Dentro del presente apartado, se va a dar una descripción general del proyecto que se tiene en cuestión, así como también se va a analizar y diseñar una estructura de contención de mampostería, de acuerdo al caso que se tenga.

#### **5.1.- Información para el proyecto.**

Para el presente trabajo de investigación, se tiene que respetar un proyecto previamente planeado, en el cual intervienen diversos factores para el diseño y análisis de un muro de contención.

Se planea, de acuerdo al proyecto previamente establecido, la instalación de estructuras de retención, a una altura de un aproximado de 4 a 5 metros, en la que contenga una carga uniformemente repartida en la parte superior.

Se tiene la información de la carga repartida que se va a tener, así como se tiene que hacer un análisis de la carga muerta para el diseño y el análisis de dicha estructura.

Dentro de los estudios realizados para la obtención de distintos datos en el terreno, se tiene un levantamiento topográfico en el cual, se da el perfil del terreno y por consecuente, se tiene la distancia de desnivel del terreno.

Es importante señalar que en la construcción del muro, se va a hacer movimiento de tierras importante y la ubicación en que va a quedar el muro se puede observar en el plano de perfiles y proyecto (anexo 1).

### **5.2.- Datos generales para diseño de muro de contención.**

Para poder hacer un dimensionamiento, así como poder asignar distintos datos, se tienen que aclarar distintos datos para la construcción del muro. Las especificaciones y datos son dados a continuación:

- El muro, tiene una carga a 1 metro de distancia de la corona, uniformemente repartida de 3 ton/m-l.
- Tiene que tener 4 a 5 metros de altura real.
- Dicho muro de retención, va a ser diseñado en mampostería.
- Se va a emplear el método semi empírico de Terzaghi para el cálculo de presiones emergidas.

### **5.3.- Análisis y diseño de muro de mampostería.**

Dentro de este apartado se va a diseñar (dar dimensiones y especificaciones) del muro.

Es importante mencionar que se va a hacer un análisis, siguiendo los protocolos justificados por la CFE, el método semiempírico de Terzaghi y la SAGARPA, así como también se tuvo que analizar el proyecto, y dar un criterio justificado previamente.

### 5.3.1.- Pre dimensionamiento de muro de contención.

De acuerdo al proyecto inicial y las especificaciones de la obra, se tiene que llevar a cabo un pre dimensionamiento, y de acuerdo con la CFE, se hizo el siguiente pre dimensionamiento como se observa en la figura 5.1.

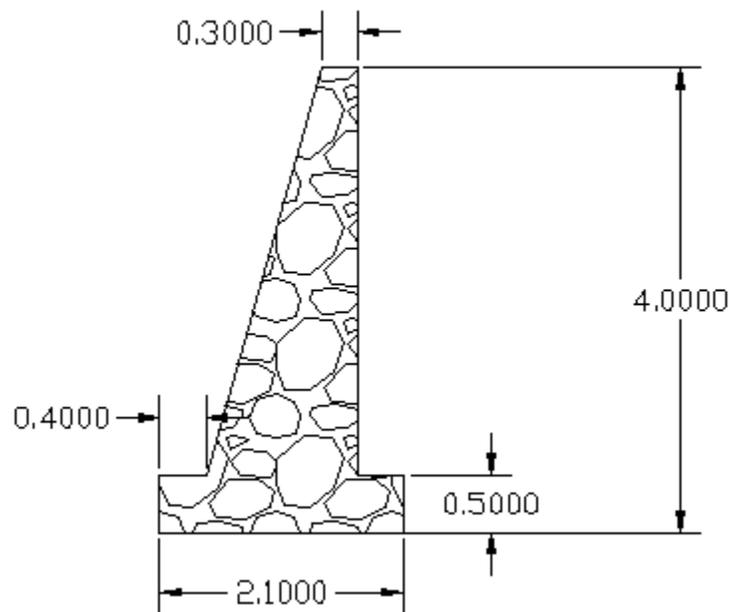


Figura 5.1.- Pre dimensionamiento de muro de contención en metros.

Fuente: Propia.

### 5.4.- Cargas actuantes, análisis y diseño estructural.

Dentro del presente apartado, se va a obtener el análisis y diseño estructural del muro de contención previamente dimensionado por el método semi empírico de Terzaghi. Las cargas se pueden observar de manera ilustrativa, así como un ejemplo del caso que se está revisando.

Es importante tomar en cuenta que a pesar del pre dimensionamiento aplicado, se tiene que tomar un criterio para poder analizar la estructura, por lo que se van a tomar medidas distintas a las del muro pre dimensionado.

Tomando en cuenta las observaciones antes hechas se puede analizar el caso del muro y empezar el diseño. El muro pre dimensionado, con las cargas actuantes y observar los datos a conocer por medio de un análisis se observa en la figura 5.2.

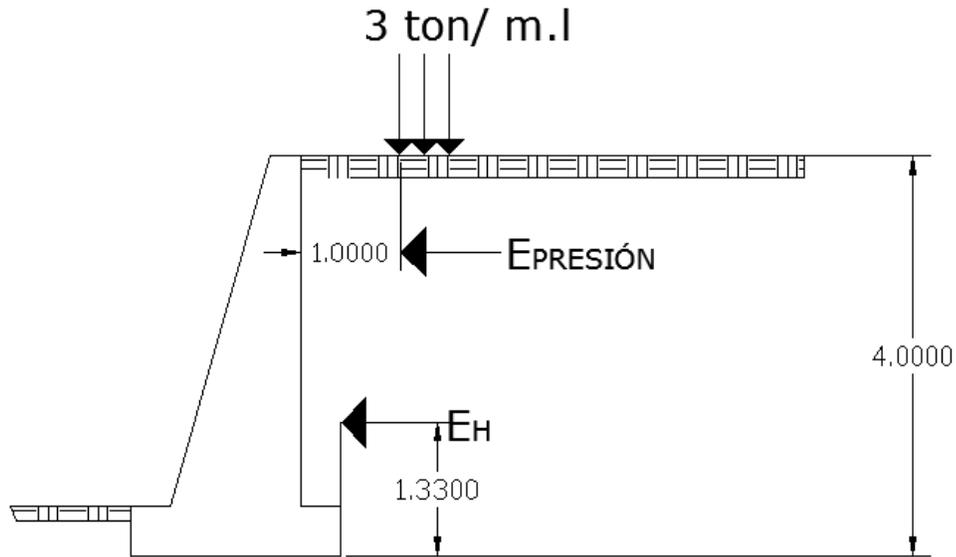


Figura 5.2.- Datos y presiones ejercidas sobre estructura de retención (datos incógnitos para análisis y pre diseño del muro en metros)

Fuente: Propia.

El método semi empírico de Terzaghi, menciona que el valor de  $E_H$  y  $E_V$ , se dan con las siguientes formulas:

$$EH = \frac{1}{2}KH H^2$$

$$EV = \frac{1}{2}KV H^2$$

Dado que no existe un empuje vertical, se obtiene únicamente el empuje horizontal para el caso en particular, y como no es requerido un estudio de mecánica de suelos para poder emplear el método, los valores de KH Y KV se obtienen de las gráficas 1.1 y 1.2 dentro del presente trabajo de investigación.

De acuerdo a la valoración del suelo en que se va a construir dicha estructura, se optó, por obtener las gráficas por el suelo tipo III ya que es el aproximado más cercano a lo que se tiene en campo. De la cual se obtienen los siguientes datos:

$$EH = \frac{1}{2} \left( 700 \frac{kg}{m^2} / m \right) 5^2$$

$$EH = 8750 = 8.75 \text{ toneladas}$$

Una vez obtenido el empuje horizontal, se obtiene la presión, para así mismo poder llegar a la obtención del empuje de la presión y poder tener la fuerza resultante total.

$$p = Cq \therefore p = (0.39) \left( 3 \frac{ton}{ml} \right)$$

$$E \text{ presión} = 1.17 \text{ toneladas}$$

Es importante mencionar que el valor de la cohesión del suelo de igual manera se da en las tablas relacionadas el método semiempírico de Terzaghi (tabla 1.1).

Una vez obtenidos los empujes que se tienen, se hace una suma que nos va a dar un empuje total que se está ejerciendo en la estructura. Y va a estar situado a una tercera parte de la altura total del muro.

Sin embargo, dentro del método, el autor comenta que cuando una carga uniformemente repartida cae dentro de donde va a estar edificada la estructura se tiene que despreciar, por lo tanto la carga de la presión que ejerce la parte superior se desprecia.

$$E_{total} = 8.75 \text{ toneladas; situado a una distancia de } 1.67 \text{ metros}$$

#### **5.5.- Cálculo de muro de retención contra volteo.**

El manual de la CFE, previamente menciona los factores de seguridad que se deben tomar en cuenta para evitar el vuelco en muros de retención.

$$F_{so} = \frac{\text{Suma de los momentos resistentes}}{\text{Suma de los momentos de volteo}} \geq 1.5$$

El momento resistente es aquel que evita el vuelco, y el momento motor, es aquel que lo produce por ello su nombre (momentos de volteo), para poder obtener el momento de volteo (momento motor) es necesario obtener el producto del empuje activo por el brazo de palanca como se observa a continuación:

$$Mm (-) = (8.75)(1.67) = 14.62 \text{ ton} * \text{metro}$$

Para la obtención del momento resistente es necesario conocer a detalle dimensionamiento del muro de contención y posteriormente dividir la estructura en distintas figuras geométricas que se consideren distintos factores para poder obtener el momento total. Se puede observar la geometría del muro a continuación.

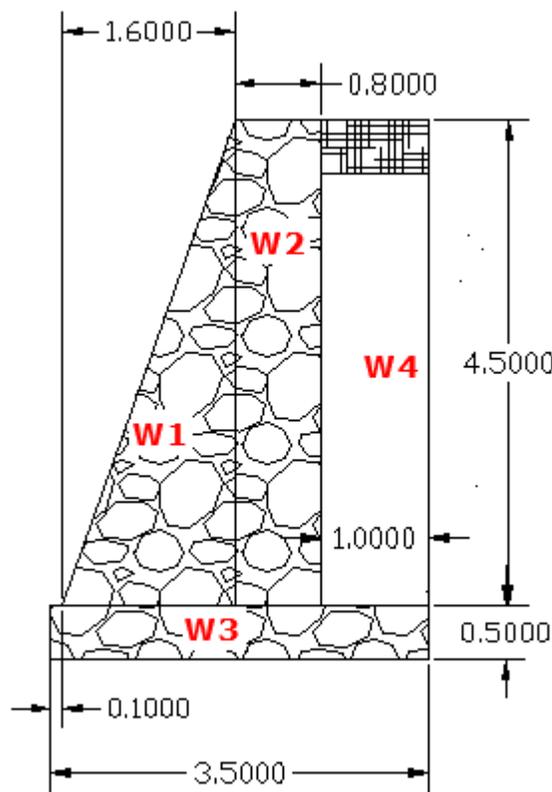


Figura 5.3.- Dimensiones del muro diseñado y división de componentes de la estructura en metros

Fuente: Propia.

Después de haber dividido la estructura en las partes distintas correspondientes con la finalidad de obtener el momento resistente, cada parte va a tener un peso, el cual va a ser multiplicado por su brazo de palanca y así mismo poder obtener un momento.

Posteriormente se va a hacer una sumatoria para conocer el momento total. Para poder obtener el peso, se tiene que seguir una serie de pasos: obtención del área de la figura\* peso volumétrico del material\* cantidad en metros que se tiene que analizar.

El brazo de palanca, es sencillamente la distancia del punto que se encuentra al inicio del muro en que este se apoya en sentido contrario que la volcadura. Al momento de multiplicar ambos se tiene como resultado el momento.

Todo ello para sumar los momentos y tener el momento resistente. Se puede observar el análisis en la siguiente tabla, así como la obtención de resultados.

PARTE	PESO (TON)	BRAZO (M)	MOMENTO (T*M)
W1	9	1.167	10.50
W2	9	2.1	18.90
W3	4.375	1.75	7.66
W4	11.25	3	33.75
<b>total momento resistente</b>			<b>70.81</b>

Tabla 5.1.- Resultantes de la geometría en muro, para la obtención del momento resistente.

Fuente: Propia.

Una vez obtenidos ambos momentos, el resistente y el motor, se hace la sustitución en la fórmula del factor de seguridad como se puede observar a continuación:

$$F_{so} = \frac{\text{Suma de los momentos resistentes}}{\text{Suma de los momentos de volteo}} \geq 1.5$$

Sustituyendo:

$$F_{so} = \frac{70.81}{14.62} = 4.84 \geq 1.5$$

Se puede concluir que el muro pasa por la prueba de volteo.

Es importante mencionar que se tomó en cuenta el suelo tipo III por ser el más desfavorable y se tomó una resistencia de 2.5 ton/m<sup>2</sup> a consideración del constructor en el peso volumétrico de la mampostería y en base a la siguiente tabla 5.3 para poder conocer su ángulo de fricción interna:

Tipo de suelo	Consistencia	Angulo de fricción interna Ø en grados	Peso específico en kg/cm <sup>2</sup>
Arena gruesa o arena con grava	Compacta	40	2250
	suelta	35	1450
Arena media	Compacta	40	2080
	suelta	30	1450
Arena limosa fina o limo arenoso	Compacta	30	2080
	suelta	25	1365
Limo uniforme	Compacta	30	2160
	suelta	25	1365
Arcilla - limo	Suave a mediana	20	1440 - 1920
Arcilla limosa	Suave a mediana	15	1440 - 1920

Tabla 5.2.- Características estándar en suelos.

Fuente: civilgeeks.com;2011

### 5.6.- Cálculo de seguridad contra deslizamiento.

Siguiendo nuevamente los protocolos marcados por la CFE, se tiene que el cálculo de seguridad contra el deslizamiento, se obtiene de la siguiente formula:

$$F_{ss} = \frac{\text{Suma de las fuerzas de fricción resistentes}}{\text{suma de las fuerzas horizontales actuantes}} \geq 1.5$$

En lo que acontece a las fuerzas de fricción resistentes, es la sumatoria de las fuerzas verticales que ejercen una presión hacia el suelo.

Por lo tanto el total de las fuerzas verticales:

$\sum$  Fuerzas verticales = peso en toneladas del muro de contención.

$$F = 9 + 9 + 4.375 + 11.25 = 33.625 \text{ TON}$$

Se emplea una función trigonométrica para poder conocer FR, que es la fuerza de fricción resistente dada por la siguiente ecuación:

$$F = \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)$$

Sustituyendo en la fórmula:

$$F = \tan\left(\frac{2}{3}(30)\right) = 0.3639 \cong 0.364$$

$$FR = 0.364(33.625) = 12.24$$

De esta manera se puede concluir que:

$$F_{ss} = \frac{12.24}{8.75} = 1.40 \leq 1.5$$

Dicho muro de mampostería, no pasa por deslizamiento. Por lo que se proponen nuevas dimensiones:

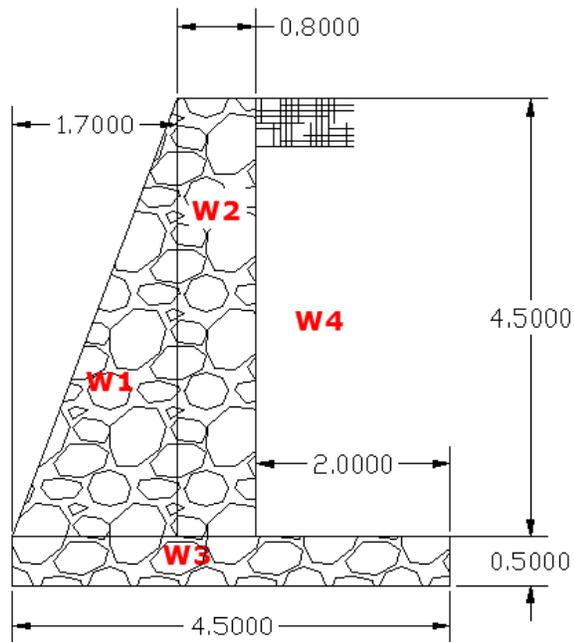


Figura 5.4.- Propuesta de distintas dimensiones de muro de mampostería en metros.

Fuente: Propia

Con las nuevas dimensiones propuestas, cambian los datos de peso y momentos, por lo que la tabla de resultados queda de la siguiente manera:

PARTE	PESO (TON)	BRAZO (M)	MOMENTO (T*M)
W1	9.5625	1.133	10.83
W2	9	2.1	18.90
W3	5.625	2.25	12.66
W4	22.5	3.5	78.75
<b>total momento resistente</b>			<b>121.14</b>

Tabla 5.3.- Peso y momento de la nueva propuesta.

Fuente: Propia

Por lo tanto, al cambiar el peso, brazo de palanca y momento, la ecuación queda de la siguiente manera:

$$F = 9.5625 + 9 + 5.625 + 22.5 = 46.69 \text{ TON}$$

$$F = \tan\left(\frac{2}{3}(30)\right) = 0.3639 \cong 0.364$$

$$FR = 0.364(46.69) = 16.99$$

Por lo tanto:

$$F_{ss} = \frac{16.99}{8.75} = 1.94 \geq 1.5$$

Con esto se puede concluir que dicho muro de mampostería también pasa por el facto de deslizamiento.

### **5.7.- Cálculo de seguridad por capacidad de carga del suelo.**

Dentro del presente apartado se tiene que conocer el tipo de suelo que se está tratando y hacer un análisis en el que se tiene que observar la manera en que el suelo reacciona al peso y a los momentos ejercidos sobre la superficie y el interior del suelo.

Para el análisis se sigue la siguiente formula:

$$\gamma m = \frac{V}{A} \left[ 1 \mp \frac{6e}{B} \right]$$

Donde:

$\gamma m =$  Presión maxima y presión minima que produce el muro de contención

$V = \text{Resultante de las fuerzas verticales}$

$A = \text{Área de la base}$

$e = \text{excentricidad}$

$B = \text{Base del muro de contención}$

Todos los valores previamente descritos, son conocidos a excepción de la excentricidad. Y para ello se tiene la siguiente fórmula:

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2}$$

$$M = \sum MR - M_{Act}$$

Todos los valores que requieren la fórmula para conocer la excentricidad son conocidos por lo que se sustituyen y los resultados quedan de la siguiente manera:

$$Mm (-) = (8.75)(1.67) = 14.62 \text{ ton} * \text{metro}$$

$$M = 123.02 - 14.62 = 108.4$$

$$e = \frac{108.4}{46.69} - \frac{4.5}{2} = 0.08$$

Por lo tanto:

$$\gamma_m = \frac{46.69}{4.5 * 1} \left[ 1 \mp \frac{6(0.08)}{4.5} \right]$$

El siguiente paso, como lo indica la ecuación, se obtienen dos valores, uno positivo y un negativo que forman un diagrama en el que se da una carga de resistencia ante el suelo. Los resultados son los siguientes:

$$\gamma m (+) = 10.37 * (1 + 0.1067) = 11.4765 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma m (-) = 10.37 * (1 - 0.1067) = 9.2635 \text{ ton/m}^2$$

Con los resultados, al ser ambos positivos se puede afirmar que el muro de contención también pasa por capacidad de carga y se puede construir con dichas dimensiones. El diagrama de cómo va a reaccionar el suelo, se puede observar en la siguiente figura:

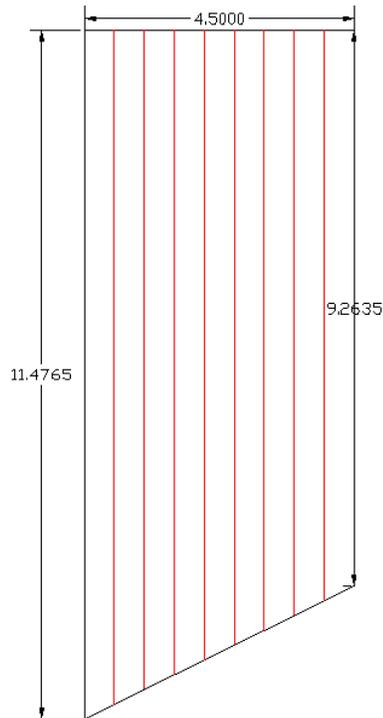


Figura 5.5.- Descarga de momentos al suelo con unidades en  $\text{ton/m}^2$

Fuente: Propia.

## **5.8.- Diseño del drenaje del muro de contención.**

En el diseño de un muro de retención es de suma importancia el drenaje, puesto que en dicho, se acumula agua e incrementa de manera considerable el peso volumétrico del relleno para el que fue diseñado.

No se tiene un cálculo matemático exacto para drenar la cantidad de agua puesto que cada diseño se hace en base a la cantidad de precipitación de cada lugar, pero si se tienen que tomar en cuenta las diversas recomendaciones de las distintas dependencias que han observado y diseñado este tipo de estructuras.

Tomando en cuenta las recomendaciones de la SAGARPA, se va a implementar un drenaje con las siguientes especificaciones:

- 4 drenes iniciando a partir de 0.5 metros de la superficie y la separación a cada metro.
- Se pondrán tubos de PVC con un diámetro de 3 pulgadas.
- En la parte interior del muro se implementa una capa de material granular grueso, con malla para filtraciones posteriores.

El detalle del drenaje para efectos constructivos se pueden observar en el Anexo 2.

### 5.9.- Generalidades del diseño de muro de contención.

En este apartado se pretende dar a conocer todos los aspectos que se analizaron para el diseño. En primer lugar se diseñó dicho muro por las condiciones que el proyecto requiere. El terreno de estudio va a tener cargas vivas y muertas en toda su área.

El movimiento de tierras que se va a realizar es grande ya que se pretende dejar dos capas de muros para tener dos desniveles y aprovechar el área del terreno en su totalidad. Las medidas con las que el muro fue diseñado son las siguientes:

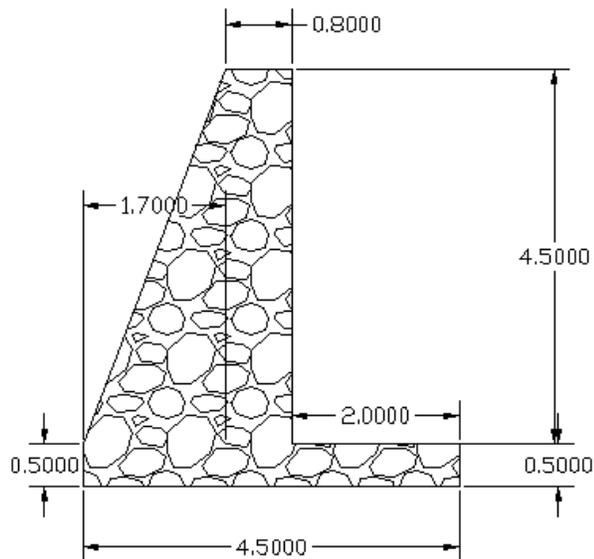


Figura 5.6.- Diseño del muro de contención en donde pasa todas las pruebas de seguridad con unidades en metros.

Fuente: Propia.

Es importante mencionar que dicho muro de contención va a estar enterrado 0.5 metros y este se despreció para tener aún más seguridad por el hecho de no tener un estudio de mecánica de suelos.

La altura real que va a salir del predio son 4.5 metros, y van a ser dos las capas en las que se va a cortar dicho terreno.

Va a tener en la parte superior de la superficie del predio, galeras de pollo vivo, así como también se planea la construcción de galeras de almacenamiento porcino. Lo ideal es dejar una superficie plana en la que se componga la pendiente tan pronunciada que tiene el predio, y evitar un movimiento de tierras inmenso.

La proyección de cómo quedaría el predio sería de la siguiente manera:

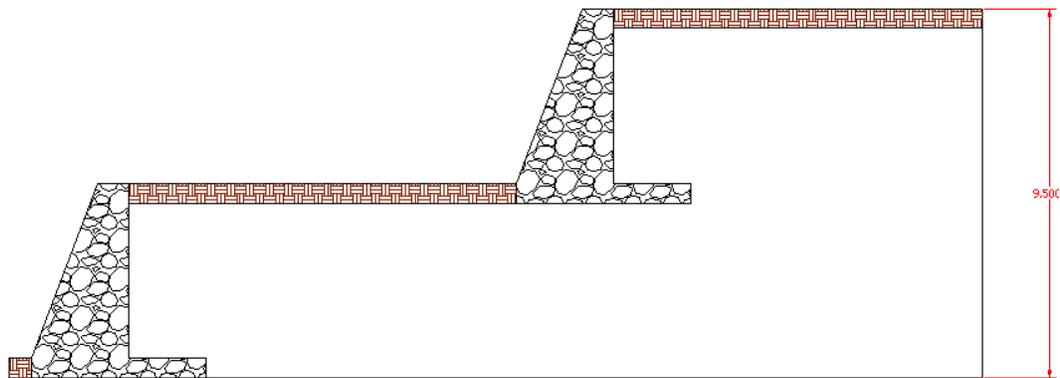


Figura 5.7.- Proyección del predio para la construcción de muros de contención.

Fuente: Propia.

Los planos para conocer el desnivel total y conocer la cantidad de movimiento de tierras que se debe hacer, se pueden apreciar en el anexo 1 y 2.

En cuanto a los cálculos realizados para poder afirmar nuevamente las dimensiones se puede resumir de la siguiente manera:

Al tener el resultado de 4.84 en la prueba de capacidad por volteo, es mayor que el factor marcado por los manuales de la CFE, por lo que al cambiar las dimensiones y hacer un muro más grande dicho resultado también incrementa y no va a tener riesgo de que la estructura falle por volteo.

En el caso del deslizamiento, es lo mismo. Ya que en la factor de seguridad contra volteo se obtuvo un resultado final de 1.94 mayor al factor establecido en los mismos manuales de seguridad.

En cuanto a la capacidad de carga, también es viable la construcción con dichas dimensiones ya que se tiene que cuidar que no salgan valores negativos en la ecuación dada. Al tener únicamente valores positivos nos indica que el suelo puede soportar dicha estructura.

No se va a hundir dicho muro, puesto que la capacidad de carga no sobre pasa los estándares marcados en la zona.

Todo lo antes mencionado para resumir que dicho muro de mampostería se puede construir con las dimensiones dadas en la Figura 5.6 cumpliendo todo requisito de seguridad razonable.

## CONCLUSIONES

Para el presente trabajo de investigación se planteó la pregunta de investigación: ¿Cómo es el diseño de un muro de contención para la colonia Zumpimito en Uruapan, Michoacán?, así como también se pretendía establecer las dimensiones que debe tener dicha estructura.

El diseño de un muro en la colonia debe ser con la mayor seguridad razonable posible en la zona cumpliendo con los requerimientos de volteo, deslizamiento y capacidad de carga

En el presente trabajo de investigación se afirma que una estructura construida con las dimensiones dadas en el Anexo 2 gráficamente, sin embargo las dimensiones son una base de 4.5 metros con 50 cm de altura en la base, una corona de 80 cm y un frente de muro de 1.7 metros, dicho muro pasa todo tipo de requerimiento.

Las dimensiones de la estructura contestaron a una de las preguntas de investigación y en cuanto a el diseño de la estructura, se debe hacer de los materiales que se quiera pero aprobando todos los factores de seguridad.

Es importante señalar que como se pudo observar el papel que el suelo juega en este tipo de análisis es muy importante ya que de él depende la resistencia y las dimensiones que vaya a tener la estructura de mampostería.

El objetivo principal de la investigación fue resuelto de manera satisfactoria, que fue diseñar una estructura de contención de tierra a base de mampostería.

Se pudo apreciar un diseño de mampostería de manera satisfactoria en la colonia de Zumpimito en Uruapan, Michoacán. Se pudo ver como las características difieren entre las colonias de un municipio y cuál es el más factible en cuanto al diseño de la estructura de mampostería.

En cuanto a los objetivos particulares planteados al principio, se pudieron describir todas las características generales de los distintos muros de retención de tierra a base de mampostería, conocer sus partes como es la corona, la base del muro y observar que dependiendo de cada caso es el diseño que se planea y cuál es el más conveniente.

Se dieron a conocer los métodos de diseño como fue en el caso particular, el método semi empírico de Terzaghi que es un método para diseño en el que no se ocupa un estudio de mecánica de suelos. También se dieron a conocer las teorías principales para el diseño y análisis de las estructuras de retención como fue la Teoría de Rankine en suelos friccionantes y la Teoría de Coulomb.

En cuanto a las dimensiones del muro específico se pueden apreciar con mayor detalle en el Anexo 2.

Uno de los hallazgos teóricos relevantes de los que se puede hacer mención, es en la dependencia SAGARPA que hace algunas de las consideraciones más importantes dentro del diseño de un muro como es el drenaje, ya que no existía una normativa general para poder dar un valor mínimo al diámetro del tubo que se va a emplear (3”), así como también hace relevancia

en la calidad del material que se va a utilizar, como la medida mínima de las piedras colocadas en la estructura.

A pesar de la pregunta de investigación fue resuelta, el resultado no fue del todo satisfactorio, ya que se obtuvieron dimensiones en la base grandes que complican el proceso constructivo y provocan un movimiento de tierras mayor.

Gracias a la experiencia anterior se puede concluir que el diseño de un muro de contención se debe diseñar con los materiales que se considere mejor, siempre y cuanto al momento de hacer el análisis, este cumpla con los requerimientos de seguridad y que obviamente depende de cada caso para poder dar una dimensión.

## BIBLIOGRAFÍA

Barros Pena, José. (1974)

Muros de contención.

Ed. ceac, Barcelona, España.

Comisión Federal de Electricidad (1993)

Manual de Mantenimiento para Sistemas de Conducción de Centrales  
Hidroeléctricas

CFE, México.

Cortés Cortés, Manuel E. (2004)

Generalidades sobre metodología de la investigación

Universidad Autónoma del Carmen, México.

Juárez Badillo, Eulalio (1978)

Mecánica de suelos, Tomo II.

Ed. Limusa, México.

Mendieta Alatorre (2005)

Métodos de investigación y manual académico.

Ed. Porrúa, México.

Olivera Bustamante, Fernando (2006)

Estructuración de vías terrestres.

Ed. CECOSA, México.

Secretaría de agricultura, ganadería, desarrollo rural, pesca y alimentación.

Muros de contención.

SAGARPA, México.

## **OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN**

<http://civilgeeks.com/2011/11/30/valores-referenciales-sobre-diferentes-propiedades-de-los-suelos/>

<http://es.wikipedia.org/wiki/Michoac%C3%A1n>

<https://www.google.com.mx/maps/@19.4044658,-102.0809466,13z>

<http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan>

[http://es.wikipedia.org/wiki/Clasificaci%C3%B3n\\_granulom%C3%A9trica#/media/File:PeneiradorMecanico.jpg](http://es.wikipedia.org/wiki/Clasificaci%C3%B3n_granulom%C3%A9trica#/media/File:PeneiradorMecanico.jpg)

[http://es.wikipedia.org/wiki/Cuchara\\_de\\_Casagrande#/media/File:Casagrande\\_2.JPG](http://es.wikipedia.org/wiki/Cuchara_de_Casagrande#/media/File:Casagrande_2.JPG)

[http://www.wikivia.org/wikivia/index.php/Clasificaci%C3%B3n\\_ASTM](http://www.wikivia.org/wikivia/index.php/Clasificaci%C3%B3n_ASTM)

**ANEXOS**



