



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 MURO DE CONTENCIÓN PARA RETENER UN TALUD
PARA UNA CASA HABITACIÓN UBICADO EN LA CALLE PRIVADA
DÍAZ ORDAZ NÚMERO 46, COLONIA POPULAR CAMPESTRE, EN
URUAPAN, MICH.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Ricardo Ramos Aviña

Asesor: Ing. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, a 06 de Febrero del 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.2
Objetivo.3
Pregunta de investigación.3
Justificación.4
Marco de referencia.5

Capítulo 1.- Comportamiento de los suelos y generalidades.

1.1 Concepto de suelos.6
1.1.1 Agentes generadores de suelo.7
1.1.2 Determinación de suelos transportados y residuales.8
1.1.3 Generalidades de arcilla.8
1.2 Determinación volumétrica de los suelos.9
1.2.1 Relación de peso y volumen.10
1.3 Clasificación de suelos.10
1.3.1 Identificación de los suelos.15
1.4 Plasticidad de suelos.17

1.5	Determinación de permeabilidad de los suelos.	.17
1.6	Descripción del Estudio de Mecánica de Suelos.	.18
1.6.1	Determinación de límites.	.18
1.6.2	Determinación granulométrica.	.21
1.6.3	Humedad natural de un suelo.	.23
1.6.4	Densidad de los sólidos.	.24
1.6.5	Compresión Triaxial.	.26
1.6.6	Consolidación Unidimensional.	.29

Capítulo 2.- Muros de contención.

2.1	Definición.	.32
2.2	Tipos y elementos de un muro de contención.	.33
2.3	Empujes que actúan en un muro.	.34
2.4	Empujes de tierras en los muros de contención.	.37
2.5	Tipos de fallas.	.37
2.6	Formas de construir.	.41
2.6.1	Muros de masa en mampostería.	.41
2.6.2	Muros de concreto armado.	.42
2.7	Teoría de los empujes de tierras.	.45
2.7.1	Empuje de tierras en reposo.	.45
2.7.2	Empuje activo de tierras.	.46

2.7.3 Empuje pasivo de tierras.48
2.8 Teorías para calcular un muro de contención.50
2.8.1 Teoría de Coulomb.50
2.8.2 Teoría de Culmann.51
2.8.3 Teoría de Poncelet.52
2.8.4 Método de Rebhan.53
2.8.5 Teoría de Rankine.55
2.9 Drenajes de un muro.58

Capítulo 3.- Resumen de macro y micro localización.

3.1 Generalidades.60
3.1.1 Objetivo.60
3.1.2 Alcance del proyecto.60
3.2 Resumen ejecutivo.61
3.3 Entorno geográfico.61
3.3.1 Macro y micro localización.61
3.3.2 Geología regional y de la zona de estudio.64
3.3.3 Hidrología regional y de la zona de estudio.65
3.3.4 Uso de suelo regional y de la zona de estudio.65

3.3.4.1 Flora y fauna de la región.	.66
3.4 Informe fotográfico.	.67
3.4.1 Problemática.	.67
3.4.2 Estado físico actual.	.67
3.5 Alternativas de solución.	.69
3.5.1 Planteamiento de alternativas.	.69
3.6 Procesos de análisis.	.70
Capítulo 4.- Metodología.	
4.1 Método empleado.	.71
4.1.1 Método matemático.	.72
4.2 Enfoque de la investigación.	.73
4.2.1 Alcance de la investigación.	.74
4.3 Diseño de la investigación.	.75
4.4 Instrumentos de recopilación de datos.	.75
4.5 Descripción del proceso de investigación.	.76
Capítulo 5.- Topografía, Cálculo e Integración de Resultados.	
5.1 Levantamiento topográfico.	.78
5.2 Resultados del estudio de mecánica de suelos.	.81

5.3 Dimensionamiento del muro supuesto.	.84
5.3.1 Cálculo del Empuje Activo según Rankine.	.86
5.3.2 Cálculo del empuje pasivo según Rankine.	.89
5.3.3 Análisis por el factor de seguridad por volteo.	.91
5.3.4 Análisis por el factor de seguridad por deslizamiento.	.91
5.3.5 Capacidad de carga..	.93
5.4 Drenajes y propuesta final del muro.	.95
5.4.1 Propuesta final del muro.	.97
Conclusiones.	.99
Bibliografía.	.104
Anexos.	

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Al muro de contención se le conoce como la estructura capaz de soportar grandes cantidades de tierra o algún otro material, comúnmente se utiliza en las vías terrestres, así como en otras construcciones.

Los muros son obras destinadas a la contención de tierras en general. 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 del empuje dados por la tierra y por el agua, por lo que hay que tener en cuenta este factor en cuanto a su cálculo.

Frecuentemente los muros de contención suelen ser de concreto armado o de mampostería, los muros de mampostería son hechos de piedra brasa no menos de 30 cm y cuidando los espacios entre piedra y piedra que no deban pasar de un rango de 2.5 cm. Estos detalles se deben cuidar por que el fallo de estos puede afectar la resistencia del muro.

Previamente se han encontrado temas similares, en las tesis realizadas en la Universidad Don Vasco por el alumno Roberto Ruiz Abarca, titulada “DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y DE GRAVEDAD EN PREDIO UBICADO EN EL LIBRAMIENTO ORTIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN.” En la cual, se realizó un diseño de un muro de otro tipo similar al que se pretende realizar en este trabajo. Y otra tesis que sirve como antecedente es la elaborada por la alumna Patricia Montserrat Ávila Vigil “DISEÑO DE UN MURO DE

CONTENCIÓN DE GRAVEDAD A BASE DE MAMPOSTERÍA UBICADO EN LA UNIVERSIDAD DON VASCO.” En este caso se realizó un diseño parecido al que se pretende en este trabajo, los dos son muros de contención, pero ubicados en diferentes zonas de esta ciudad al igual que el que se pretende realizar en este trabajo.

Planteamiento del problema.

Frecuentemente en las obras se realizan construcciones para que puedan soportar materiales que no afecten a las estructuras en dicho proceso o que se pretendan realizar. Poseen un talud de algún material cualquiera que se tiene que estabilizar a través de una solución estructural que pueda permitir el soporte de dicho material para una óptima seguridad.

Esta estructura estará sujeta a diferentes dimensiones y características del terreno del cual se pretenda trabajar, esto es posible por un estudio de mecánica de suelos en dicho estudio se obtenga el tipo de suelo en el cual se pretenda trabajar.

Los muros de contención, son hechos de diferente manera ya sea por armado o mampostería y son utilizados en diferentes construcciones. Así mismo se tiende a seleccionar la indicada para dicho proyecto y se puedan analizar las ventajas y desventajas y así obtener un óptimo diseño para el caso en particular.

En el presente trabajo, se plantea una estructura a base de mampostería con un diseño de un muro de contención para retener un talud para una casa habitación, en el cual se pretende realizar un cálculo adecuado para que pueda cumplir con los empujes del talud de dicha estructura y poder obtener los datos o información

suficiente para poder decidir si el proyecto es adecuado o no, basándose en los estudios mencionados anteriormente sobre dicho terreno.

Objetivos.

Objetivo General:

Diseñar una estructura de contención para estabilizar un talud del terreno asegurándose que sea el óptimo para la casa habitación tomando como base sus estudios y características.

Objetivos Particulares:

- 1) Definir el concepto de generación de los suelos.
- 2) Clasificaciones de los suelos.
- 3) Hacer un estudio de mecánica de suelos para su diseño.
- 4) Definiciones de un muro de contención y de que se compone, así como sus características.
- 5) Calcular los empujes de la tierra que actúan sobre el muro y definir como lo afectan.
- 6) Diseñar un muro de mampostería y determinar si la estructura es adecuada para dicho terreno.

Pregunta de investigación.

Con esta tesis se pretende responder a la siguiente pregunta:

¿Cuál sería el diseño un muro de contención que cumpla con las características de un terreno para que sea óptimo para una casa habitación?

Justificación.

Durante mucho tiempo, la construcción y los elementos estructurales han ido evolucionando con la finalidad de mejorar la infraestructura de una ciudad o país. Las construcciones como carreteras, edificios, etc. son un gran ejemplo de la evolución de los problemas que se han presentado con el paso del tiempo, esto un ejemplo de los diseñadores ante los problemas que con el tiempo ha surgido y que les han dado una solución.

Las problemáticas para los diseñadores se presentan día a día, como ya se mencionó, es como trabajar con los taludes de un terreno, así como de una vía terrestre, edificio etc. es por eso el diseño y análisis de un muro de contención para una construcción en proceso. Se tiene que hacer un cálculo óptimo ya que de no ser así surge la probabilidad de sufrir una falla o deslave que en su efecto tendría grandes consecuencias no sólo para las obras sino también por sus grandes masas de tierra y que a su vez son difíciles de manejar.

Se beneficiará no sólo a una familia o propietarios de la casa habitación, sino que también a los terrenos colindantes ya que en un futuro se pueden realizar otros proyectos a su alrededor.

En este trabajo se pretende realizar un cálculo adecuado de un muro de contención que es elaborado de mampostería, aunque existen dos trabajos similares dentro de la Universidad Don Vasco, no todos cuentan con los mismos materiales para su elaboración y por efecto existen diferencias de calcular y diseñar.

Marco de Referencia.

El trabajo se realizará en el terreno ubicado en la calle Privada Díaz Ordaz número 46, Col. Popular Campestre. Esta colonia es de nivel medio superior cuenta con todos los recursos de agua potable, drenaje, teléfono y electricidad, también se encuentra en un lugar céntrico al alcance de escuelas, tiendas, etc.

Uruapan es un municipio de clima templado con una gran biodiversidad y con una gran producción de aguacate que es exportado a diferentes países, por lo que se le conoce como “La capital mundial del aguacate.” Uruapan es el punto medio entre tierra caliente y la meseta Purépecha. Su nombre oficial es Uruapan del Progreso.

La principal actividad agrícola del municipio de Uruapan, es el cultivo del aguacate, que ha sido llamado el oro verde de Michoacán. El gran auge de la producción de aguacate en el estado, el municipio ha exportado aguacate a los Estados Unidos siendo éste el mayor consumidor de la producción Uruapense alcanzando las 300 mil toneladas exportadas al extranjero.

Según los datos arrojados por INEGI la población de Uruapan es de 279.229 habitantes lo que la coloca en la segunda más poblada del estado de Michoacán de Ocampo y a nivel nacional ocupa el puesto 74º de los 2.454 municipios que tiene México. La densidad de población es de un aproximado de 335 habitantes por km².

La población económicamente activa del municipio en el 2005 fue el 33,1% y el desempleo fue de 1,27%, la gente se ocupa en el sector terciario (comercio servicios), con 62,7% del total en 2005, seguido del sector secundario con el 24,56%. El ingreso promedio del municipio en salarios mínimos es de 3,5.

CAPÍTULO 1

COMPORTAMIENTO DE SUELOS Y GENERALIDADES

En este capítulo se explicará brevemente cómo se comporta el suelo, sus generalidades, así como también la clasificación, características de un suelo sin dejar de mencionar peso volumétrico, relación de vacíos y un estudio de mecánica de suelos además saber para qué sirve y en que se utiliza y donde puede servir más un estudio de mecánica de suelos.

1.1 Concepto de suelos.

“Suprayaciendo a la corteza terrestre propiamente dicha, existe una pequeña capa, formada por la disgregación y descomposición de sus últimos niveles; ésta pequeña pátina del Planeta, es el suelo, del cual se trata en la Mecánica de Suelos.”
(Juárez, 2010: 33)

De acuerdo con Juárez (2010), el suelo es un término que se emplea en diferentes campos como en los Agrónomos la palabra suelo es la parte superficial de la corteza terrestre que sustenta vida vegetal y para el Geólogo la palabra suelo es el material intemperizado y con contenido materia orgánica que está cerca de la superficie.

La palabra Suelo en este trabajo es el material terroso que puede ser de un relleno o también arenas parcialmente cementadas. El agua contenida es un factor en un suelo ya que influye en el comportamiento de mecánica de suelos, el agua se puede encontrar en un suelo parcialmente saturado o que haya un acuífero en dicho terreno

esto se considera en un estudio de mecánica de suelos que más adelante se menciona.

1.1.1 Agentes generadores de suelo.

“El resultado de este concurso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelo resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las Eras Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo: sólo le toca manejarlo, tal como la naturaleza se lo presenta.” (Juárez, 2010: 35)

Con base en lo citado, la corteza terrestre en la mayoría del tiempo es atacada por el agua y el aire, esto hace que todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos que son: desintegración mecánica y descomposición química.

La desintegración mecánica es la intemperización de las rocas que son generadas por cambios de temperatura, congelación de aguas, grietas generadas en las rocas, efectos de organismos y plantas. Por estos fenómenos que se mencionan anteriormente es que se llegan a formar las arenas, pocas veces limos ya en casos especiales se llegan a formar arcillas.

Descomposición química, son agentes que atacan las rocas principalmente es el agua, así como también los mecanismos que es la oxidación, hidratación y la carbonatación. Estos fenómenos mencionados suelen combinarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar arcillas en zonas húmedas y cálidas ya que estas son más típicas en las zonas frías que forman arenas o limos un poco más

gruesas. En cambio, en las zonas cálidas los fenómenos de descomposición no son desarrollados es por eso que predominan las arenas.

1.1.2 Determinación de suelos transportados y residuales

“Los productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a suelos llamados residuales.” (Juárez, 2010: 35)

Tomando como base lo señalado los suelos residuales son los que quedan en el sitio después de un fenómeno de la naturaleza ya sea por la lluvia o el aire formando que muchas veces estos se combinan y se produce un arrastre de las colinas o montes ocasionando así los suelos transportados.

Los suelos transportados, son causados por agentes de la naturaleza que pueden ser los glaciares, viento, ríos y corrientes superficiales, estos fenómenos actúan frecuentemente combinándose provocando el arrastre de sedimentos que son depositados en otras zonas y se forman suelos sobre otros estratos sin que hayan tenido una relación directa.

1.1.3 Generalidades de arcilla

Las fuerzas de gravitación predominan sobre cualquier fuerza, es por ello que en los granos gruesos de los suelos todas sus partículas gruesas tienen un comportamiento parecido.

“El comportamiento mecánico e hidráulico de tales suelos está definido por características circunstanciales, tales como la compacidad del depósito y la orientación de sus partículas individuales.” (Juárez, 2010: 41)

Retomando lo dicho por Juárez (2010), en los granos finos acciones de otro tipo ejercen sobre ellos, en estos granos la relación de área y volumen alcanza diferentes valores de consideración esto sucede por el tamaño de grano que es muy pequeño que tiene un grosor menor a dos micras (0.002 mm).

1.2 Determinación volumétrica de los suelos.

Usualmente en los suelos existen tres fases que lo constituyen que es la sólida, la líquida y la gaseosa.

“La fase sólida ésta formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida 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.)” (Juárez, 2010; 51)

Partiendo de lo dicho, la capa viscosa del agua que es absorbida presenta propiedades entre la fase sólida y líquida suele combinarse y se dice que es un suelo totalmente saturado porque todos sus vacíos están ocupados por agua, pero puede desaparecer cuando el suelo es sometido a una evaporación que hace que el suelo quede totalmente seco y suele llamarse (secado).

Otra de las diferencias que suele presentarse en el suelo es cuando la fase líquida y gaseosa suelen combinarse en el volumen de vacíos, ya que en la fase sólida constituye el volumen de los sólidos.

Los suelos totalmente saturados suelen ser los yacientes bajo el nivel freático, algunos suelos pueden contener materia orgánica que algunas veces no son

consideradas en las mediciones de pesos y volúmenes relativos en las tres fases principales, se pueden tomar en cuenta en etapas posteriores del estudio de ciertas propiedades del suelo.

1.2.1 Relación de peso y volumen.

Como indica Juárez (2010), en mecánica de suelos se relaciona el peso de las distintas fases del suelo con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de peso específico, es decir, de la relación entre el peso de la sustancia y su volumen.

El peso específico relativo se puede definir como relación de peso específico de un suelo y peso específico del agua que puede estar más o menos a 4°C, y destilada y debe estar sujeta a una atmósfera de presión.

1.3 Clasificación de suelos.

“Dado el escaso conocimiento que sobre los suelos se tenía, fundándose en criterios puramente descriptivos; nacieron así varios sistemas, de los cuales, son basados en las características granulométricas.” (Juárez, 2010: 149)

Como cita Juárez (2010), un sistema de clasificación debe estar basado en las propiedades mecánicas de un suelo, puesto que esto es fundamental para las aplicaciones en la ingeniería esta base a la vez debe ser cualitativa, ya que este sistema lleva relaciones cuantitativas, de detalle respecto a las propiedades mecánicas.

Este sistema está basado en el de Aeropuertos, se podría decir que casi sería el mismo con algunas modificaciones, este sistema cubre los suelos gruesos y los finos que se distinguen al momento de cribar a través de la malla #200, puesto que las

partículas más gruesas quedadas retenidas en dicha malla y las finas que son menores pasan.

Un suelo puede considerarse grueso si más del 50% de sus partículas quedan retenidas en la malla en cambio si más de la mitad de sus partículas en peso pasan la malla #200 se consideran finos.

Estos suelos se tienen símbolos de cada grupo que se forman con dos letras mayúsculas que son iniciales en el sistema inglés dependiendo el tipo de materia ya sean gravas, arenas o finos, así mismo se les da el símbolo.

- a) Gravas y suelos que predominen. Símbolo genérico G (gravel).
- b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (sand).

Estos materiales son separados al cribarlos en las mallas, las gravas y las arenas son separadas en la malla #4 si más del 50% pasa y queda retenida en la malla #200 se consideran arenas en caso contrario si no pasa el 50% se consideran gravas.

“Los suelos se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduados. Estos llevan un símbolo W, que cuando son combinados con los símbolos genéricos se obtienen grupos como GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Esta materia obtiene el símbolo de M, que al combinarse se obtiene un grupo GP y SP.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Se obtiene un símbolo M, que al combinarse se obtiene un grupo GM y SM.

4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Se obtiene un símbolo C, que al combinarse se obtiene un grupo GC y SC.” (Juárez, 2010: 153)

Con base en lo citado, los grupos mencionados anteriormente se describen más a detalle a continuación con el fin de por identificarlos en campo o en el laboratorio.

Los grupos GW y SW, son suelos bien graduados y limpios y los finos que tienen no afectan en las características de resistencia ni en su drenaje mientras que sus partículas de finos no sean mayores al 5% en peso.

Los grupos GP y SP, estos suelos son mal graduados debido a que no cumplen con los requisitos de graduación, estas son gravas que son depositadas en un lecho de un río que son provenientes de aguas arriba que resultan de una excavación.

Los grupos GM y SM, los finos afectan las características de resistencia esfuerzo-deformación, así como también su drenaje y contienen un más del 12% finos por lo que su índice de plasticidad puede ser nula o media de acuerdo a la carta de plasticidad que corresponde debajo de la línea A.

Los grupos GC y SC, en estos grupos son parecidos a los GM y SM por lo que el porcentaje de finos también es mayor al 12% pero a diferencia de los anteriores estos son de media o alta plasticidad, estos se encuentran sobre la línea A.

A continuación, se muestra una tabla donde se especifica más a detalle los materiales gruesos y sus símbolos, así como sus grupos.

DIVISIONES MAYORES		SIMBOLO DE GRUPO	NOMBRES TIPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION PARA SUELOS GRANULARES		
SUELOS DE GRANO GRUESO (más del 50% del material es mayor en tamaño que el tamiz 200)	GRAVAS (Más de la mitad de la fracción gruesa es mayor que el tamiz No.4)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas, pocos o ningún fino	Cu = $D_{60}/D_{10} > 4$ Cc = $1 < D_{30}^2/D_{10} * D_{60} < 3$		
		GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas arena - grava, pocos o ningún fino	No cumplen todos los requisitos de gradación para GW		
		GM	d / u	Gravas limosas, mezclas grava - arena - limo	Limites de Atterberg por debajo de la Línea A o Ip < 4	A los materiales sobre la Línea A con $4 < Ip < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo.
		GC		Gravas arcillosas, mezclas grava - arena - arcillosas	Limites de Atterberg por encima de la Línea A o Ip > 7	
	ARENAS (Más del 50% de la fracción gruesa es menor que el tamiz No.4)	ARENAS LIMPIAS (Pocos o ningún fino)	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	Cu = $D_{60}/D_{10} > 6$ Cc = $1 < D_{30}^2/D_{10} * D_{60} < 3$	
			SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	No cumplen todos los requisitos de gradación para SW	
ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de finos)		SM	d / u	Arenas limosas, mezclas arena - limo	Limites de Atterberg por debajo de la Línea A o Ip < 4	Si el material está en la zona sombreada con $4 \leq Ip \leq 7$ se considera de frontera y se le asigna doble símbolo
	SC		Arenas arcillosas, mezclas arena - arcilla	Limites de Atterberg por encima de la Línea A o Ip > 7		

Tabla 1.1 suelos gruesos.

(Fuente: www.unilibresoc.edu.co/; 2016)

En los suelos finos existe el caso de sistema de suelos agrupados, que también sus símbolos son formados por dos letras mayúsculas, que son elegidas con el mismo criterio que los gruesos que son:

1. Limos inorgánicos de símbolo genérico M.
2. Arcillas inorgánicas de símbolo genérico C.
3. Limos y arcillas orgánicas de símbolo genérico O.

“En este caso al igual que en los suelos gruesos se subdividen, según el límite líquido que sería en dos grupos. Si un suelo es menor de 50% sería de baja o media compresibilidad y su símbolo genérico sería L, que, al combinarse sería ML, CL y OL. En cambio, si el suelo es mayor al 50% es de alta compresibilidad y su símbolo genérico sería H, y los grupos serían MH, CH, y OH.” (Juárez, 2010: 155)

Partiendo de lo dicho, los grupos mencionados anteriormente se describen más a detalle al igual que en los suelos gruesos, para identificarlos en campo o en el laboratorio y así para poder saber si son de baja o alta compresibilidad de acuerdo a sus símbolos.

Los grupos CL y CH, en estos suelos se pueden encontrar las arcillas inorgánicas que el CL contiene el límite líquido < al 50% y el CH su límite líquido > 50% y corresponde a la zona arriba de la línea A.

Los grupos ML y MH, el límite líquido de estos grupos es parecido a los anteriores solo que en estos quedan comprendidos los limos inorgánicos y limos arcillosos que su límite líquido < 30%.

Los grupos OL y OH, en estos grupos los límites son iguales que los grupos ML y MH, siempre y cuando los orgánicos se encuentren en lugares próximos la línea A.

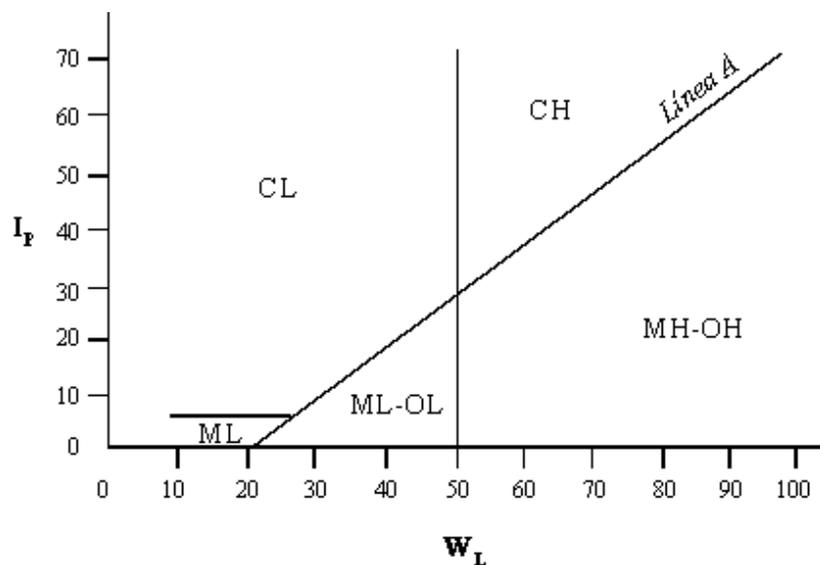


Fig. 1.1 Carta de Plasticidad

(Fuente: www.bing.com/images/search?q/ 2016)

A continuación, se muestra una tabla donde se especifica más a detalle los materiales finos y sus símbolos, así como sus grupos.

DIVISIONES MAYORES	SÍMBOLO DE GRUPO	NOMBRES TÍPICOS		
SUELOS DE GRANO FINO (Más del 50% del material pasa el Tamiz No 200)	Limos y Arcillas (Límite Líquido < 50)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva granulométrica. 2. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción menor que el Tamiz No 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5%: GW, GP, SW, SP Más del 12%: GM, GC, SM, SC De 5 A 12%: Casos de frontera que requieren doble símbolo
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras	
		OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
	Limo y Arcilla (Límite Líquido > 50)	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos	
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas	
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos	
	Suelos Altamente Orgánicos	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos	

Tabla 1.2 suelos finos

(Fuente: www.unilibresoc.edu.co/; 2016)

1.3.1 Identificación de los suelos.

“La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe; naturalmente, según la experiencia que juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.” (Juárez, 2010: 158)

De acuerdo con Juárez (2010), un material grueso se puede identificar en campo en una base visual, esto se realiza con una muestra seca del suelo en una superficie plana para poder identificar en forma aproximada su graduación, forma y composición mineralógica.

En cambio, para identificar los suelos finos en campo se tiene que hacer una investigación de las características de la dilatación, tenacidad y resistencia en estado seco. También puede ayudar el olor y color del suelo es sólo ayuda especialmente en suelos orgánicos.

La prueba de la Dilatación consiste en hacer una pastilla del suelo con cierto contenido de agua para que tenga una consistencia suave, se pone en la palma de la mano y se agita golpeándola con la otra mano después de varios golpes se empieza a notar el agua en la superficie al apretarse con los dedos el agua desaparece hasta que finalmente empieza endurecer hasta que la pastilla se desmorona como un material frágil, al aumentar la presión.

En la Prueba de Tenacidad, se realiza un espécimen de consistencia suave como si fuera una masilla. Este espécimen se rola y se amasa varias veces hasta formar un rollito de 3 mm de diámetro, y se puede observar como aumenta la rigidez del rollito a medida que se acerca al límite plástico, al sobrepasar el límite plástico se parte el rollito en fragmentos y se juntan nuevamente y se amasa entre los dedos hasta el desmoronamiento final.

1.4 Plasticidad de suelos.

En mecánica de suelos la plasticidad se define como la propiedad de un material el cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin un rebote elástico, sin variación volumétrica y sin desmoronarse y agrietarse.

“Por otra parte, en épocas recientes, otras ramas de la ingeniería han desarrollado otra interpretación del concepto plasticidad, fundándose en las características esfuerzo-deformación de los materiales. Cuando un material se sujeta a esfuerzos de tensión uniaxial, su comportamiento mecánico está descrito por su relación esfuerzos-deformaciones.” (Juárez, 2010: 123)

Así mismo, el comportamiento plástico y el elástico se establecen claramente ya que las conclusiones y los criterios del ingeniero ante estas posibilidades son muy diferentes esto comprende dos aspectos básicos: esfuerzos y deformaciones del material y la variación actual de esos esfuerzos.

1.5 Determinación de permeabilidad de los suelos.

Un material puede ser permeable cuando tiene vacíos, estos pueden existir en todos los suelos incluso en las arcillas más compactas y en todos los materiales en general de construcción a excepción de los metálicos.

“La permeabilidad de los suelos tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como lo son, por ejemplo, las excavaciones a cielo abierto en arena bajo agua o la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla blanda bajo el peso de un terraplén.” (Terzaghi, 1973: 46)

Partiendo de lo dicho, la permeabilidad en una arcilla y en un concreto denso son impermeables esto se debe a que el agua que escurre en dichos materiales es muy pequeña que, la superficie expuesta a la intemperie o al aire se evapora totalmente aun así estando la atmósfera húmeda y la superficie que con aspecto de estar seca.

En cambio, con los limos muy finos la permeabilidad es muy baja y esto hace que la variación sea muy pequeña y la presión del agua de sus poros resulta suficiente para que se transforme en una gran cantidad de material en una masa semilíquida.

La Ley de Darcy, indica que cuando el agua circula a través de un material permeable, el escurrimiento se produce a lo largo de caminos que se desvían en forma errática, aunque muy poco, de curvas que se denominan líneas de filtración. Esto quiere decir que, si las líneas de filtración son rectas y paralelas, se dice que la filtración es lineal.

1.6 Descripción del Estudio de Mecánica de Suelos.

El Estudio de Mecánica de Suelos se hace para poder saber la capacidad de carga que resistirá el terreno o en su caso que resiste para poder cimentar dicha estructura ya sea un canal, una casa habitación, un edificio, etc. así mismo se tienen que realizar diferentes pruebas en campo y en laboratorio que en este caso será para un muro de contención y a continuación, se describe brevemente cada una de ellas:

1.6.1 Determinación de límites.

“Las propiedades físicas de los barros o arcillas difieren grandemente de acuerdo con su contenido de agua. Un barro dado podrá comportarse como un líquido,

mostrará comportamiento plástico, o será sumamente rígido, dependiendo únicamente de la capacidad de agua contenida.” (Donald, 1961: 81)

Según Donald (1961), existen tres pruebas de aplicación para determinar los límites e índices de atterberg que en seguida se dará una explicación de cada uno de ellos:

El límite líquido, es cuando una arcilla contiene agua es por eso que una arcilla es líquida, pero puede poseer una resistencia al corte, el esfuerzo escogido es el valor más pequeño que es medido por un procedimiento estándar que es la prueba de la Copa de Casagrande, una arcilla se encuentra en límite líquido si a 25 golpes en el aparato cierra una abertura de ciertas dimensiones conocidas, esta abertura se hace con una cuchilla que se muestra en la imagen 1.1.

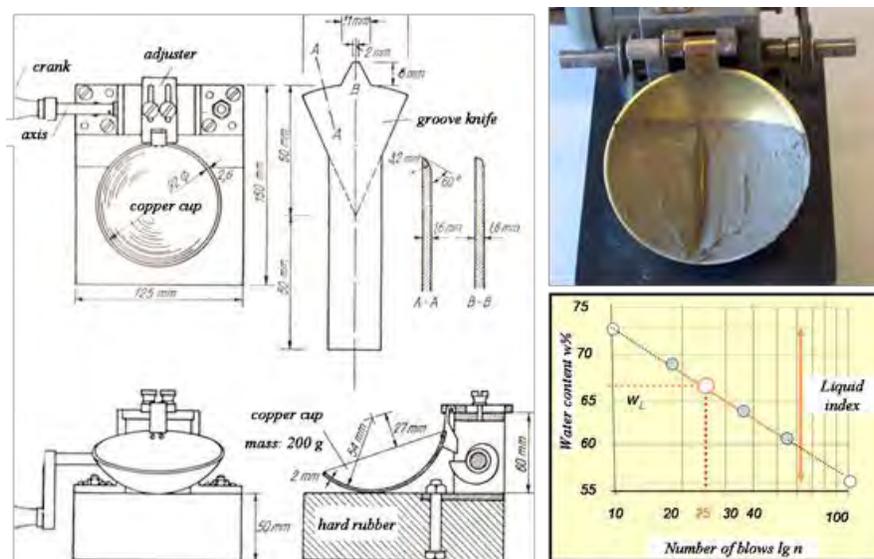


Imagen 1.1 Copa de Casagrande

(Fuente:www.aimil.com/; 2016)

El límite plástico, es cuando el suelo es plástico por su mínima cantidad de agua, esta prueba se hace con el suelo extraído en campo que es con el que se realiza todas las pruebas para dicho estudio, para realizar la prueba se hacen unos rollitos (cordón) de aproximadamente de 3 mm de diámetro en el cual se empieza a demostrar por su bajo contenido de agua, los rollitos se pueden hacer con las manos o en un pedazo de vidrio como se muestra en la imagen 1.2.



Imagen 1.2 cordones para el límite plástico
(Fuente: [www. 4.bp.blogspot.com/](http://www.4.bp.blogspot.com/); 2016)

El límite de contracción, es la mínima cantidad de agua que puede contener en la muestra de arcilla la cual está completamente saturada, cuando la gravedad específica no se conoce, supongamos que se pone una muestra plástica en un recipiente que tiene un peso que ya es medido, esta muestra es secada gradualmente es decir se deja secar durante determinado tiempo hasta que llega a su estado seco.

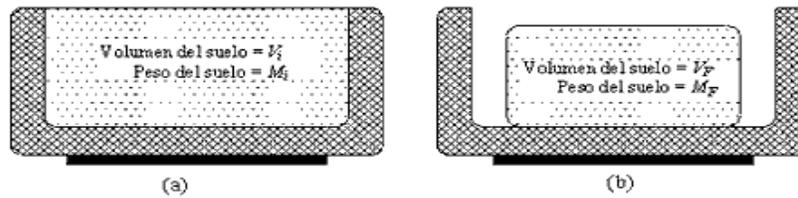


Imagen 1.3 límite de contracción

(Fuente: www.3.bp.blogspot.com/;2016)

1.6.2 Determinación granulométrica.

“Por medio del análisis granulométrico se ha encontrado que la mayoría de los suelos naturales contienen granos de dos o más fracciones. Las características particulares de un suelo compuesto están casi enteramente determinadas por las propiedades de la fracción más fina.” (Terzaghi, 1973: 10)

En los suelos gruesos que son las gravas, son fragmentos de rocas compuestos de varios minerales.

Se extrae una muestra de campo y se pesan aproximadamente de 5 a 10 kilogramos, después de ese material se pesan 3 kilogramos que es el que se pasa por las mallas de los suelos gruesos que se acomodan en forma decreciente para ir dividiendo los diferentes tamaños de gránulos.

De este material extraído en campo también salen lo que son las arenas y los finos que al momento de cribar (esto se puede hacer manual o con una máquina como se indica en la imagen 1.4) el material se va separando en diferentes tipos de gránulos,

se pesan los porcentajes de las diferentes mayas se anotan en la hoja del manual de laboratorio.

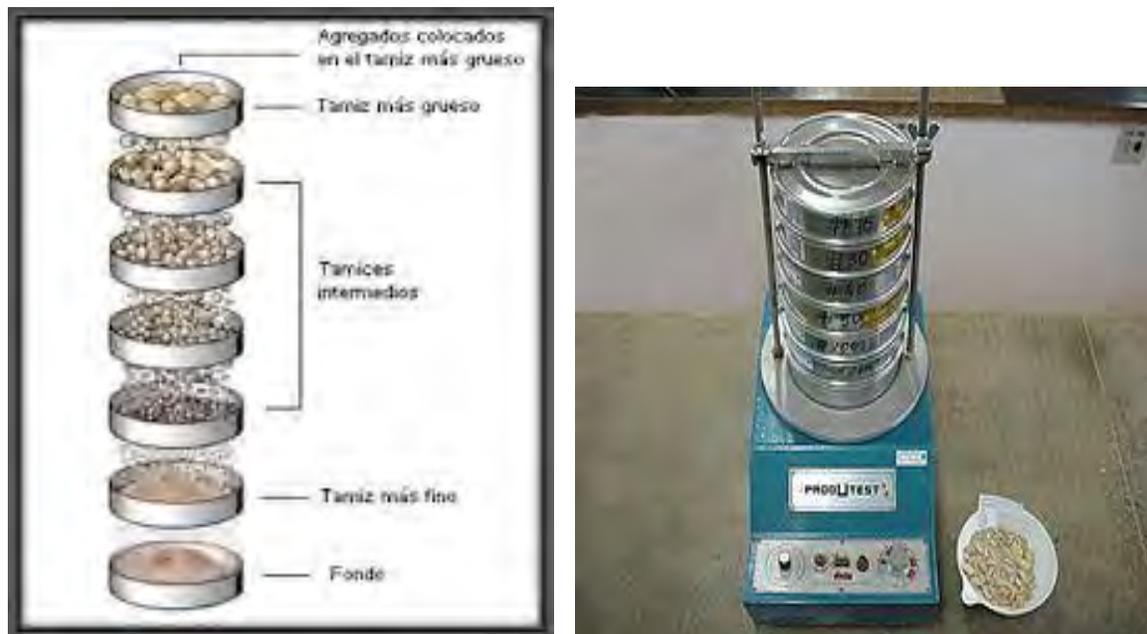


Imagen 1.4 granulometria y difentes mallas

(Fuente: www.bing.com/;2016)

De este material que pasa por la malla No. 4 se obtienen 500 gramos para pasarla por las mallas de los suelos finos, este procedimiento es igual que para suelos gruesos se ponen las mallas en forma decreciente y se criban ya sea manual en la maquina así mismo se separan los gránulos y se pesan y se anotan en la hoja del manual de laboratorio.

En base con lo anterior se hace el análisis de lavado, se realiza tomando un porcentaje de 500 gramos del material que pasa por la malla No. 4 y se coloca en una tara y se satura de agua y se deja en reposo durante 24 horas.

Después de este lapso de tiempo se realiza el lavado en el cual el material saturado se vierte en la malla No. 200, esto se lava con más agua hasta lograr que el agua salga limpia, el material resultante de este lavado se vierte en una tara limpia para cercarlo en una parrilla o en un horno, ya que se haya secado totalmente se vuelve a cribar por las mallas de los suelos finos.

Finalmente, se realiza el cálculo de granulometría que se obtiene los porcentajes de las gravas, arenas y finos. La suma de gravas y finos es la diferencia con respecto al 100% del material para sacar el porcentaje de las arenas y así obtener el tipo de suelo con respecto a la tabla del SUCS a la clasificación de suelos que se explicó anteriormente.

1.6.3 Humedad natural de un suelo.

“Los resultados finales de muchos análisis dependen de su expresión a base de peso seco de suelo. Esto es de importancia debido a que en el suelo el contenido de humedad puede variar ampliamente en función de tiempo mientras que el peso seco es constante a través del tiempo.” (www.uprm.edu/biology, 2016)

El contenido de humedad es el porcentaje de la humedad relativa, el cual es igual a la masa de agua por unidad de masa de suelo seco al horno como cita www.uprm.edu/biology (2016). Que se define como:

$$\% = \frac{m-d}{m} (100)$$

Donde:

m = La masa de suelo húmedo antes del secado.

d = La masa de suelo luego de secado al horno o parrilla eléctrica.

Esta prueba sirve para determinar el estado húmedo de un suelo para así saber su comportamiento, consiste en secar un porcentaje de la muestra ya sea en un horno o en su caso una parrilla eléctrica.

1.6.4 Densidad de los sólidos.

En esta prueba se determina la densidad de los sólidos (S_s) en el suelo. Se obtienen 50 gramos de la muestra de suelo seco y se criba en la malla No. 40 hasta separar el material que una vez hecho esto, se vierte el suelo cribado en un matraz limpio y seco y se le agregan 200 ml. de agua destilada.

Para poder eliminar el aire que se encuentra en el suelo, se pone a baño maría, se pone a calentar una tara (charola) con agua y se coloca el matraz con dicha muestra como se muestra en la imagen 1.5. Con un termómetro se verifica la temperatura varias veces hasta que llegue a los 55° o 60°C . al igual que también se agita un poco el matraz varias veces tapándolo con la mano y después destapándolo para que así el aire salga más rápido.

Ya que haya llegado a ese parámetro y se elimine el aire, se procede a retirar el matraz y se deja enfriar hasta que tenga una temperatura de 20°C . que también se toma la temperatura varias veces para que no se pase de ese rango como se muestra en imagen 1.6.

Una vez obtenidas las lecturas de las temperaturas y del matraz, se localizan dentro de la gráfica de calibración correspondiente y se grafican las coordenadas



Imagen 1.5 Matraz a baño maría.
(Fuente: Propia.)



Imagen 1.6 matraz enfriados sin aire.
(Fuente: Propia.)

tomando como valor en “X” el rango de temperatura y en “Y” el valor de los pesos y si esto es positivo se toma el peso y la temperatura del matraz con agua más el suelo y se anota en el registro.

Una vez realizado esto se hace el cálculo de peso específico relativo de dicha prueba que se obtiene con la siguiente formula:

$$S_s = W_s / (W_s - W_1 + W_2)$$

Donde:

S_s = Peso específico relativo de la muestra.

W_s = Peso seco de la muestra.

W_1 = Peso del matraz + suelo + agua.

W_2 = Peso del matraz con agua hasta la marca de aforo.

1.6.5 Compresión Triaxial.

“La resistencia al corte de un suelo determina factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y empuje de un suelo contra un muro de contención. El conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo.” (Berry, 1972: 181)

Según Berry (1992), las gravas y las arenas son materiales de drenaje libre que pueden fallar en condiciones drenadas, en cambio las arcillas fallan sin ningún drenaje, con drenaje parcial o drenaje completo, esto depende de la velocidad que se le aplique la carga al dicho suelo.

Aunque puede medirse la resistencia al corte no drenado por la aplicación de la fuerza cortante sobre la muestra en pocos minutos, aunque esto puede variar ya que no se tiene un control del drenaje y hace que la resistencia no drenada no represente el valor adecuado.

Es por ello que la resistencia al corte no drenado de un suelo arcilloso es por la prueba que más se utiliza para este método la Compresión Triaxial, y así se pueda tener un control sobre el valor adecuado la resistencia al corte. En la figura 1.2 se muestra la Prueba de Compresión Triaxial.

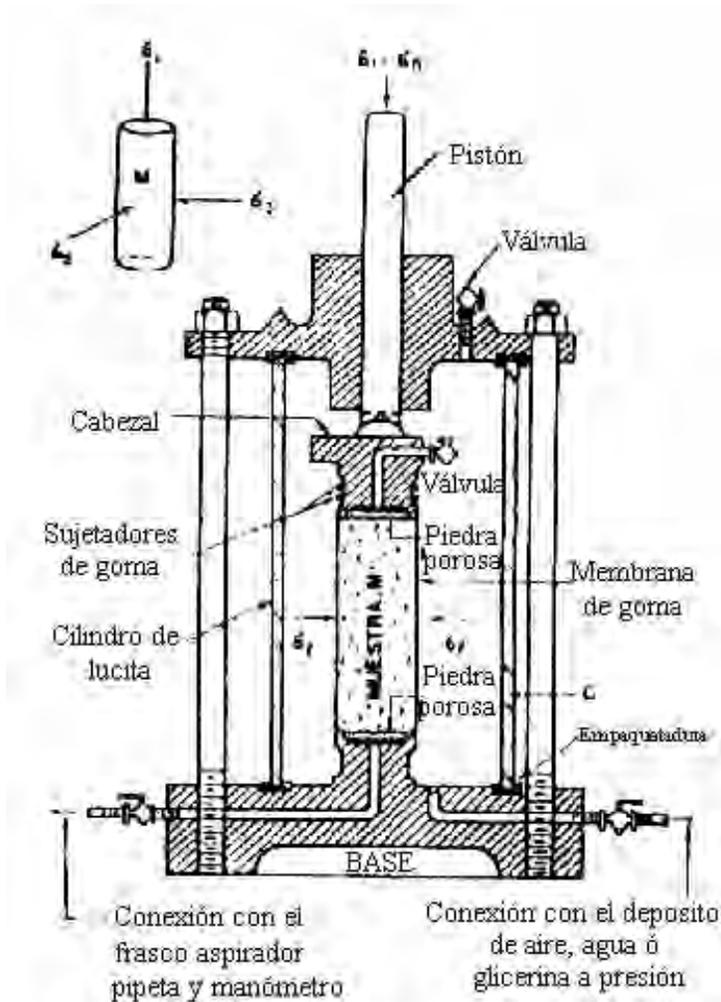


Fig. 1.2 Prueba de Compresión Triaxial

(Fuente: www.bing.com/images/ 2016)

En esta prueba, se realiza dentro de un laboratorio adecuado para poder realizar las probetas de suelo que son de 3.5 cm de diámetro y 9 cm de altura, ya que están litas las probetas se pesan y se anotan los datos.

Una vez realizado lo anterior se envuelven en una membrana de caucho que en este caso sería un preservativo (condón), que se le quita el lubricante con talco para

que no se altere la muestra y se le corta la punta para después colocar la probeta y posteriormente colocarla en la cámara de Compresión Triaxial.

Se coloca el marco de compresión y se introduce el agua en la cámara y se le aplica la presión de confinamiento. Se coloca el micrómetro de deformación en el soporte y se apoya en el marco y se ajusta a cero, hecho esto se le aplica la carga con una velocidad de presión de 1mm/min.

Posteriormente se toma lectura en el micrómetro simultáneamente, después de cierta presión el micrómetro empieza a dar lecturas inferiores a la máxima es cuando la prueba ha fallado y se suspende la carga y se procede a realizar los cálculos, se traza la curva esfuerzo-deformación y los círculos de Mohr, que se muestra en la figura 1.3, que con los resultados nos indican el esfuerzo-deformación y por medio de la capacidad de carga se obtiene la capacidad de carga admisible del suelo.

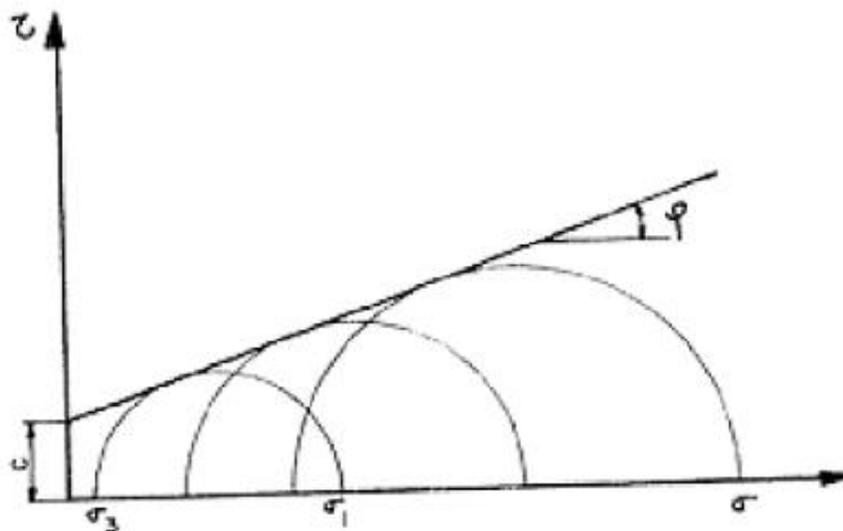


Fig. 1.3 Círculos de Mohr.

(Fuente: ww.bing.com/images/search?q, 2016)

1.6.6 Consolidación Unidimensional.

“Cuando un depósito de suelo se somete a un incremento de esfuerzos totales, por ejemplo, como resultado de la carga aplicada por un edificio o un terraplén, se produce en el suelo un exceso de presión intersticial. Puesto que el agua no puede resistir esfuerzos cortantes, el exceso de presión intersticial se disipa mediante un flujo de agua hacia el exterior.” (Berry, 1972: 130)

Como cita Berry (1972), la disipación del exceso de presión por el agua hacia el exterior se le denomina consolidación que cuenta con dos consecuencias:

1. Tiene una reducción de volumen de poros por lo que llega a una reducción de volumen total del suelo, lo que implica un asentamiento en la superficie del terreno y causa el asentamiento en la estructura.
2. La resistencia al corte aumenta por la disipación del exceso de presión y el esfuerzo efectivo de la masa de suelo es por ello que la resistencia al cortante y la consolidación se relacionan.

La prueba de Consolidación permite ver el decremento de volumen y la velocidad en que se efectúa el decremento, en una muestra de suelo dentro de un anillo que su deformación es nula y sujeta a una carga axial, dicha carga será la máxima que la estructura puede transmitir al suelo como se observa en la fig 1.7

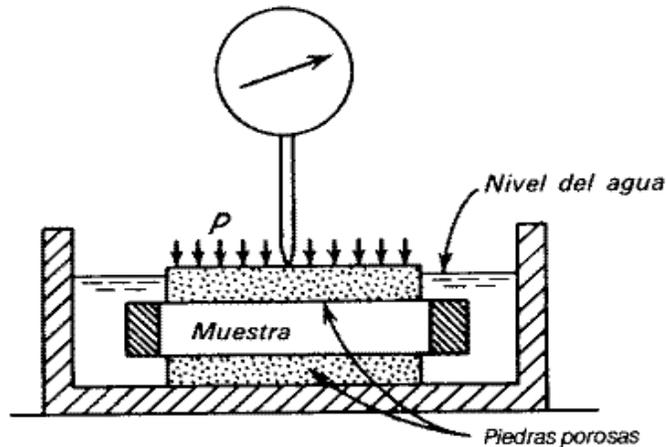


Imagen 1.7 Prueba de Consolidación Unidimensional

(Fuente: 4.bp.blogspot.com/, 2016)

Para realizar esta prueba se toma un anillo del laboratorio y se pesa y se sacan los diámetros y se coloca en la muestra inalterada y se labra hasta que quede a ras del anillo y se pesa el anillo con la muestra, después se le colocan unas piedras especiales que son porosas y un papel filtro para que al momento que se sature con el agua no se salgan los finos o falle antes de tiempo, se coloca dentro de la celda de consolidación. Posteriormente se lleva al marco de carga y se hacen los ajustes como poner el cronómetro en ceros, etc.

Hecho esto se le colocan incrementos de carga cada 8 horas, las lecturas se toman de acuerdo al formato indicado y después de la primera carga se llena de agua la muestra para saturarla y simular lo más crítico de ese suelo. Después de haber terminado de colocarla las cargas indicadas prosigue el proceso de descarga que consiste en ir disminuyendo las cargas que se colocaron.

Se toma el dato de la última carga que se colocó y posteriormente se descarga la prueba con un intervalo de 10 min. tres veces por carga una vez terminado esto se desmonta y se pesa la muestra y se pone a secar, con los datos obtenidos se calcula y se dibuja la curva de compresibilidad como se indica en la gráfica 1.1.



Gráfica 1.1 Curva de Compresibilidad

(Fuente: www.estudiosgeotecnicos.info/wp, 2016)

Como se muestra en la gráfica anterior la curva de compresibilidad es para ver la deformación del suelo ya que esto se toma en cuenta al desplantar una estructura, el suelo se somete a una presión y hace una reducción de volumen de poros y esto hace que haya un asentamiento en dicha estructura.

CAPÍTULO 2

MUROS DE CONTENCIÓN

En el presente capítulo se explicará brevemente la definición de un muro, así como su tipos y elementos de un muro, empujes que provocan el volteo o deslizamiento del mismo, también los tipos de fallas y las formas de cómo se construye como pueden ser los tipos de materiales, drenes etc. para así poder diseñar la estructura para garantizar un óptimo diseño y no presente alguna ruptura o falla el muro.

2.1 Definición.

“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 en 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 de tener en cuenta este factor en cuanto a su cálculo.” (Barros, 1974: 11)

De acuerdo con Barros (1974), los muros son muy frecuentes en obras civiles ya que soportan la carga dinámica y estática de un talud que se pretenda rellenar para cimentar alguna estructura o el rodamiento de algún vehículo.

También son muy comunes en estacionamientos subterráneos don se realiza un estudio de un muro de concreto para que así se pueda realizar dicho estacionamiento, otro de los casos puede ser un edificio para su planta o sótano de dicha estructura.

2.2 Tipos y elementos de un muro de contención.

Según Barros (1974), la construcción de un muro de contención depende de las condiciones del terreno, así como también si es de concreto armado o de concreto en masa, es decir, si es o no de gravedad por lo que puede o no existir la puntera, tacón o talón.

De acuerdo a lo dicho anteriormente, esto depende del proyectista al diseñar el muro de contención ya que puede o no poner la puntera, tacón o talón, en la figura 2.1 se muestran estas definiciones en un muro de concreto armado y en la figura 2.2 se muestra un muro de mampostería.

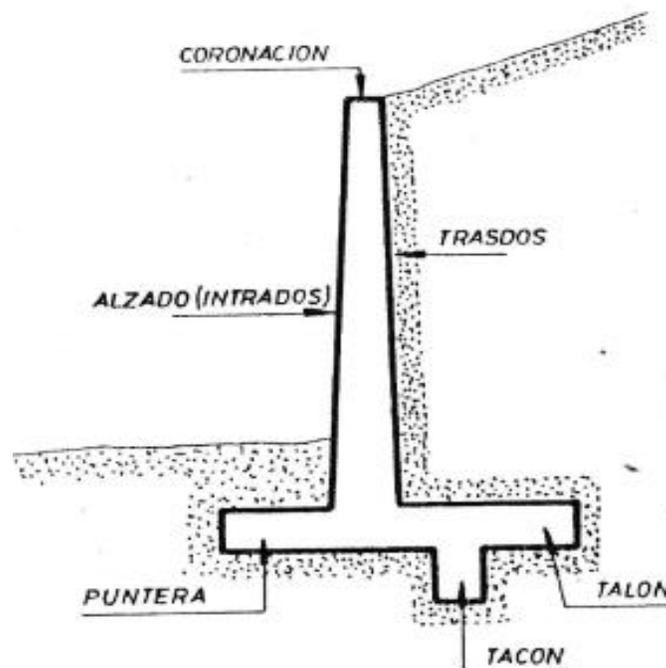


Figura 2.1 Muro de concreto armado.

(Fuente: Barros, 1974: 13)

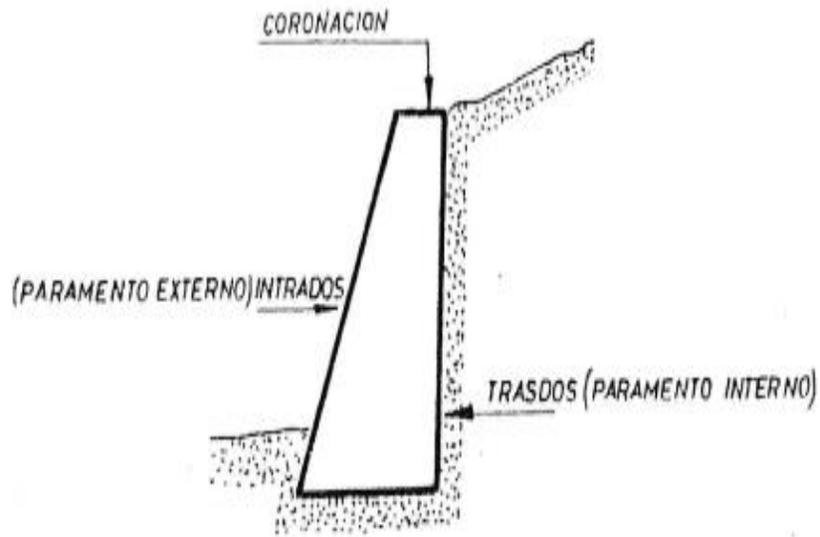


Figura 2.2 Muro de mampostería.

(Fuente: Barros, 1974: 13)

2.3 Empujes que actúan en un muro.

“Se denomina empuje a la acción que las tierras ejercen sobre el muro. Los empujes pueden ser activos y pasivos.” (Barros, 1974: 13)

El empuje activo, es el que se genera en la tierra al momento de desplantar el muro que sería donde está el relleno que se le hace a dicho talud y como cita Barros (1974), el agua se filtra en la tierra y genera un empuje en el muro en la figura 2.3 se muestra más a detalle.

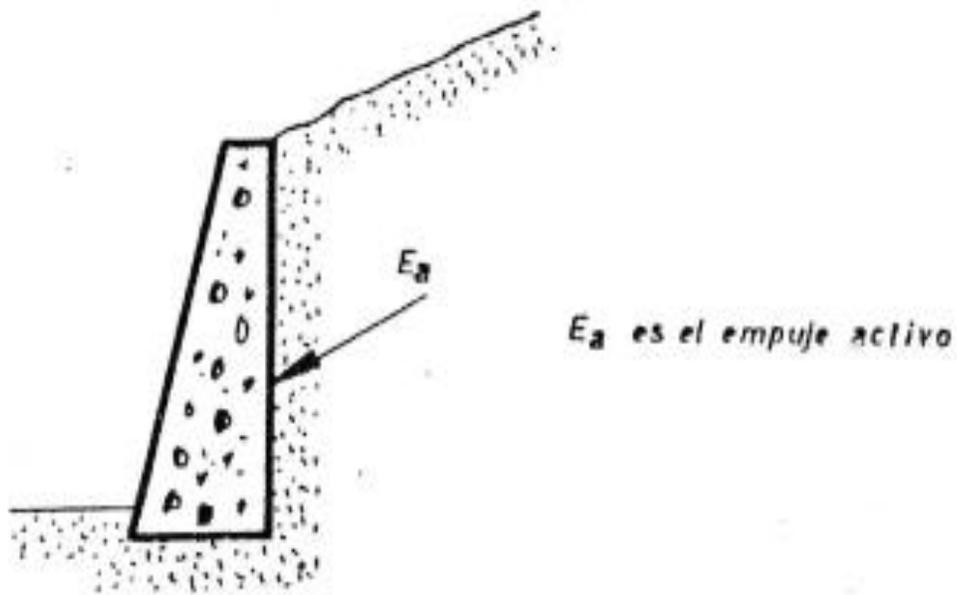


Figura 2.3 Empuje activo.

(Fuente: Barros, 1974: 13)

En cambio, el empuje pasivo es el ejercido en el terreno natural donde está desplantado el muro es el que contrarresta el empuje activo como se muestra en la figura 2.4, el empuje pasivo actúa cuando hay un ligero corrimiento de dicho muro que para ello se toma en cuenta al momento de hacer los cálculos.

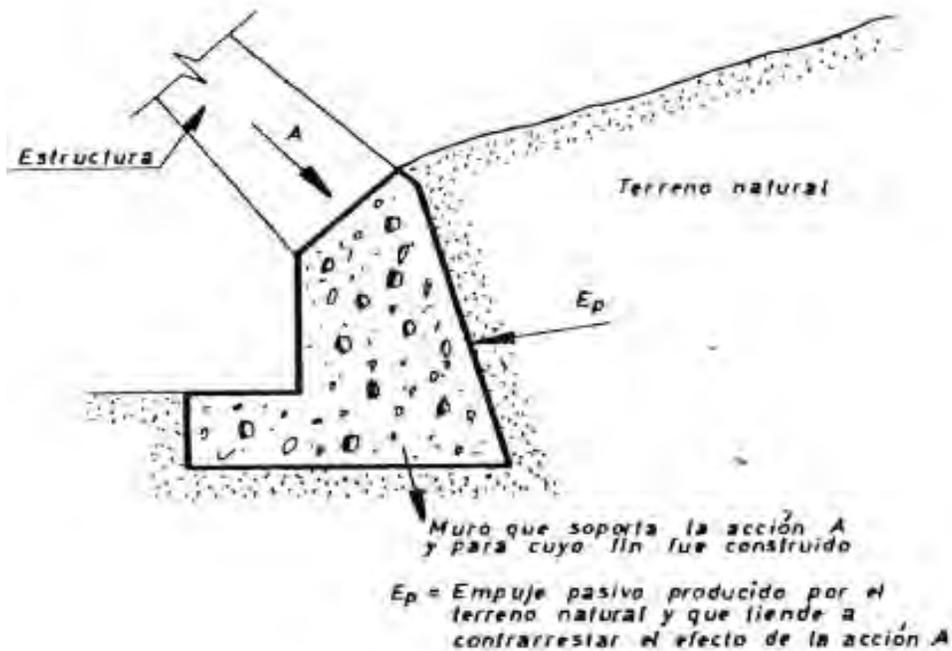


Figura 2.4 Empuje pasivo.

(Fuente: Barros, 1974: 14)

Estos empujes son los más comunes en un muro de contención ya sea de concreto armado o de concreto en masa que sería el de mampostería, estos empujes son importantes para el diseño de un muro que son los que actúan, ya que si se produce un deslizamiento por el empuje activo el empuje pasivo lo contrarresta para que el muro no falle o también para evitar un volteo es por ello que los empujes son las consecuencias en un muro si no se hace un diseño adecuado y estos causen fallos.

2.4 Empujes de tierras en los muros de contención.

“El suelo adyacente al muro, que según sea el caso forma parte de un terraplén o es tierra de relleno, se deposita siempre después de construir el muro y, a medida que se procede a esta operación, el muro sufre alguna deformación bajo el efecto de la presión creada.” (Terzaghi, 1973: 191)

De acuerdo a lo citado, el empuje depende de varios factores como es la naturaleza del suelo, la altura del muro y también de la deformación y el desplazamiento que el mismo muro sufre, en cambio si el muro no se desplaza ni se deforma es por la presión de la tierra que es retenida en el muro y tenga un valor cercano al valor del suelo en reposo.

Es por ello que el muro de contención debe tener un coeficiente de seguridad óptimo respecto a los esfuerzos que emergen del empuje activo y así poder determinar su estabilidad y empujes mayores que puedan suceder.

Aunque la superficie de contacto con el suelo es rugosa en algunos casos se puede determinar lisa para que dé un valor más óptimo con el cálculo. En la realidad no puede haber muros de contención con parámetros totalmente lisos, a pesar de su simplicidad las ecuaciones se utilizan con frecuencia para calcular los empujes contra muros de contención y algunas otras estructuras que pueden ser sometidas al empuje activo de taludes de tierras.

2.5 Tipos de fallas.

" Las fallas que pueden producirse más frecuentemente si no se hace un buen estudio del muro son los que a continuación se presentan:" (Barros, 1974: 15)

1. Deslizamiento: es cuando el empuje activo actúa contra el muro de contención y el dentellón y la puntera no están bien diseñados, así como también la base donde se distribuye la carga del muro tiende a desplazarse y puede que haya una rotura en el dicho muro o en su caso que no tenga dentellón es más probable que tenga deslizamiento como se indica en la figura 2.5

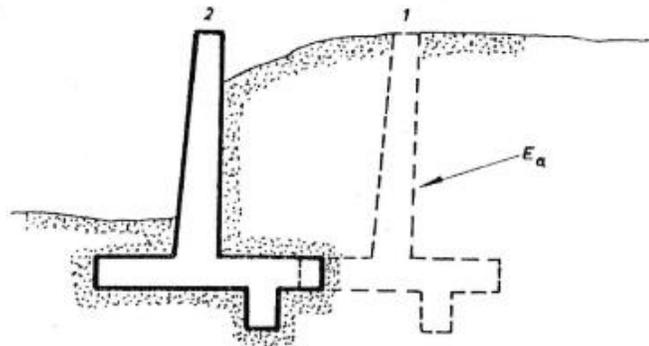


Figura 2.5 Deslizamiento por el empuje activo.

(Fuente: Barros, 1974: 17)

2. Ruptura del alzado: en la sección del muro aparece un momento y un esfuerzo cortante que producen efectos importantes si no se tienen en cuenta, la rotura puede suceder cuando no se hace un óptimo cálculo en la armadura (muro) donde se une el alzado y la base, esto se puede evitar con la colocación adecuada de la armadura para los esfuerzos que resultan del cálculo de los empujes como se indica en la figura 2.6:

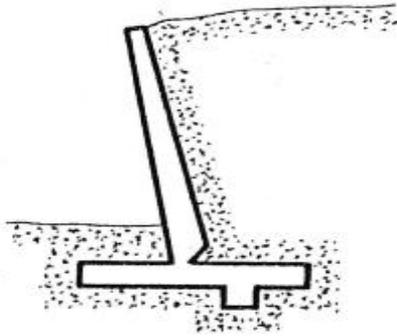


Figura 2.6 Ruptura de alzado.

(Fuente: Barros, 1974: 17)

3. Volteo: es donde la puntera ejerce una acción sobre el terreno, si en dado caso la puntera ejerce una acción intensa mayor a la capacidad de carga del suelo tiende a producir un asiento sobre el terreno y es cuando provoca el vuelco del muro como se indica en la figura 2.7. esto se puede evitar aumentando la puntera para que la presión que ejerce en el suelo se distribuya entre mayor sea la superficie de la puntera menos será su presión ejercida sobre el terreno donde se cimentará el muro.

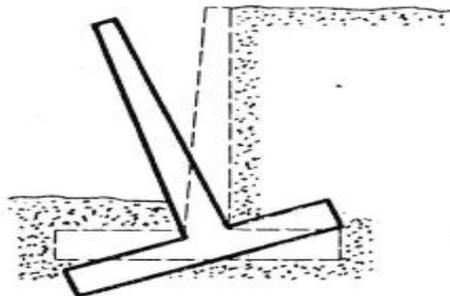


Figura 2.7 Volteo por fallo de la puntera.

(Fuente: Barros, 1974: 17)

4. Puntera y talón: estos elementos son diseñados junto con el muro que componen la base para que el muro distribuya su carga, para ello se tienen que armar de acuerdo a su diseño. En caso de que no los diseñen correctamente puede que haya grietas en esos elementos y tienda a fallar el muro como se indica en la figura 2.8, para evitar esto se debe revisar la obra para que se realice el armado de acuerdo a su diseño y no falle.

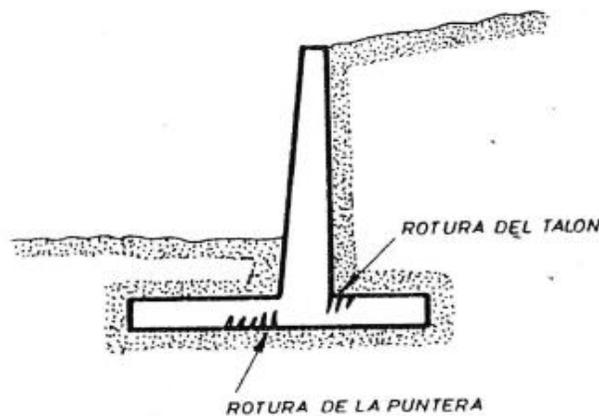


Figura 2.8 Ruptura de talón y puntera

(Fuente: Barros, 1974: 17)

5. Deslizamiento profundo: esto se produce cuando se cree que la capacidad del terreno es uniforme en su profundidad, pero puede que a cierta profundidad disminuya su capacidad de carga y esto produzca una falla en su asentamiento general es por ello que el estudio de mecánica de suelos se tiene que hacer correctamente y así poder determinar la capacidad de carga del suelo.

2.6 Formas de construir.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, los empujes suelen ser de dos tipos: activos y pasivos. Estos empujes son las consecuencias de que un muro llegue a fallar si no está bien diseñado.

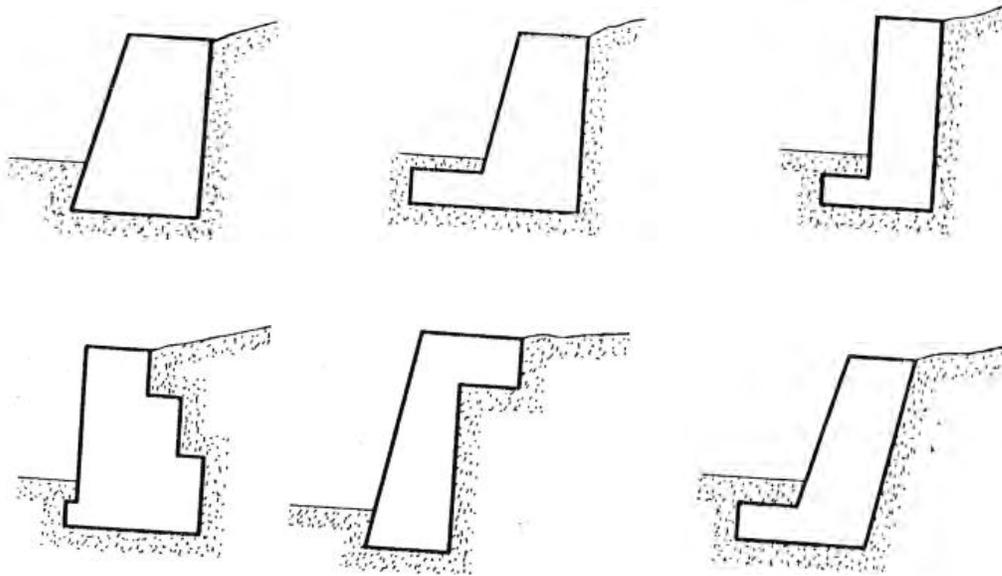
Las formas de construir un muro de mampostería o de concreto armado, sólo pueden darse algunos modelos esto depende del proyectista ya que tiende a diseñar el muro que considere adecuado para cierta obra, que en su caso consiste en el estudio de suelo y el tipo de talud donde se cimentará el muro de contención.

2.6.1 Muros de masa en mampostería.

“En este tipo de muros no se producirán las fallas por rupturas de alzado, puntera y talón por no existir dichos elementos, no obstante, siguen existiendo el vuelco, deslizamiento superficial y deslizamiento profundo, así como el vuelco producido por escasez de peso propio del muro.” (Barros, 1974: 19)

De acuerdo a lo dicho, comúnmente los muros de contención de mampostería la forma más clásica es la trapezoidal, sin embargo, existen varias formas y necesidades constructivas según el proyectista, pero lo más usual es describir las formas más usuales para su cálculo.

En las siguientes figuras se observan las distintas formas de un muro de mampostería ya que todas son trapezoidales, pero tienen algunas diferencias en cuanto a su construcción como ya se mencionó depende del proyectista o el terreno.



Figuras: Muros de mampostería en masa.

(Fuente: Barros, 1974: 25)

2.6.2 Muros de concreto armado.

En los Muros de concreto armado existen diferentes tipos de diseños ya que también dependen mucho de las condiciones del terreno ya que el proyectista debe adaptarse a las condiciones del terreno y así diseñar el muro como los que se mencionan en seguida:

Muro clásico: en este caso el muro puede adoptarse o no el tacón, ya que muchas veces resulta innecesaria su construcción como se indica en la figura 2.9. En este muro puede estar en plena libertad como para realizar obras en la zona de la puntera y también en la zona del talón, pero algunas veces no puede ser posible es por ello que se tienen que realizar algunos otros modelos.

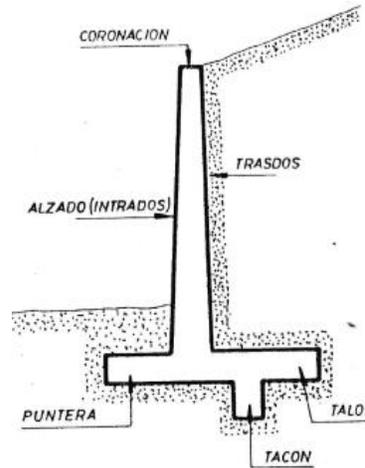


Figura: 2.9 Muro clásico.
 (Fuente: Barros, 1974: 12)

Muro carente de puntera: el muro se caracteriza por carecer de puntera, ya que esto resulta factible cuando no se puede construir ya que no se tiene dominio del terreno aledaño, fábricas, conducciones o alguna otra estructura que no se puede dañar como se muestra en la figura 2.10. Existen algunas ventajas del muro, es que existe la gravitación de las tierras sobre el talón y no permite el vuelco y sus estudios de vuelco deslizamiento etc. Son iguales a los demás muros y no requiere de alguna atención.

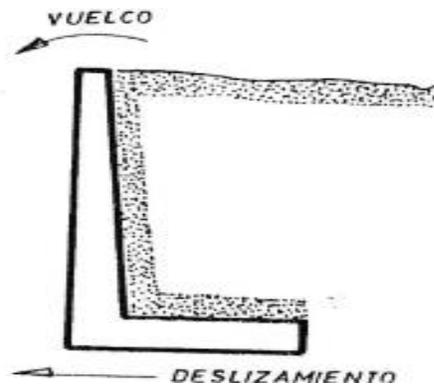


Figura: 2.10 Muro carente de puntera.
 (Fuente: Barros, 1974: 21)

Muro carente de talón: en este caso carece de talón cuando existen rocas en el terreno ya que no se puede socavar el hueco para el talón como se muestra en la figura 2.11. Algunas ventajas de este muro es que existe la puntera y esta actúa a soportar el empuje pasivo que es el que provoca el vuelco de los muros, estos muros mencionados se les llaman muros de ménsulas, ya que sólo se pueden construir máximo de 10m de altura si sobre pasan se construyen contrafuertes.



Figura: 2.11 Muro carente de talón.

(Fuente: Barros, 1974: 22)

Muros con contrafuertes: estos muros se pueden construir armados o sin armar ya que esto depende mucho del muro o el espacio del terreno si son armados pueden resistir sus esfuerzos correspondientes y el contrafuerte se considera como una viga horizontal que está apoyada en los extremos como se indica en la figura 2.12.

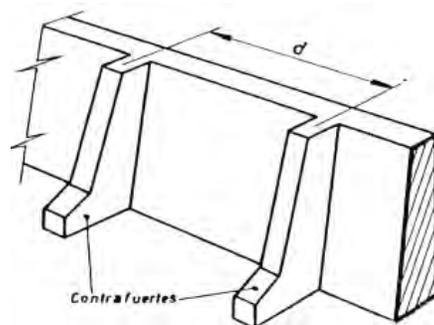


Figura: 2.12 Muro con contrafuertes.

(Fuente: Barros, 1974: 23)

2.7 Teorías de los empujes de tierras.

“La teoría general del empuje de tierras se puede desarrollar partiendo de los esfuerzos en una masa de suelo extremadamente grande y a nivel. El esfuerzo vertical total en una masa de suelos a la profundidad Z es igual al peso de la tierra hasta esa profundidad.” (Sowers, 1993: 416)

Partiendo de lo dicho, los empujes de tierras se pueden desarrollar en empujes de tierras en reposo, empuje activo de tierras y en estado pasivo que en seguida se definirán cada uno de ellos.

2.7.1 Empuje de tierras en reposo

El empuje se puede deformar verticalmente por efecto de las cargas, pero a su vez no se puede expandir lateralmente ya que está confinado con el mismo suelo y bajo las mismas cargas, esto se debe a que el suelo estuviera sometido contra un muro inmóvil y sin fricción que tuviera la misma dimensión sin tener en cuenta la carga vertical.

Según Sowers (1993), el suelo está en equilibrio elástico y los esfuerzos en la dirección lateral se pueden calcular por la relación esfuerzo-deformación del suelo. Los esfuerzos principales están relacionados por:

$$\Delta\sigma_z = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \Delta\sigma_z.$$

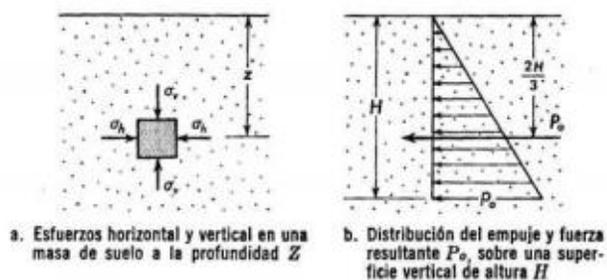


Figura: 2.13 esfuerzos en un elemento de un suelo en profundidad z

(Fuente: Sowers, 1993: 417)

2.7.2 Empuje activo de tierras.

Si al muro que está sin movimiento y sin fricción, que es estar en reposo, se mueve alejándose del suelo, los elementos que están adheridos al muro se podrán expandir lateralmente y su esfuerzo vertical permanece constante pero el esfuerzo lateral o que en su caso es el empuje de tierras tiende a reducir.

“Inicialmente la reducción del esfuerzo es elástica y proporcional a la deformación, pero a medida que la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor aumente, debido a la reducción del esfuerzo lateral, el diámetro de la circunferencia de Mohr crece hasta llegar a tocar la envolvente de falla.” (Sowers, 1993: 419)

De acuerdo con lo citado, el empuje llega alcanzar un mínimo en ese punto, es decir que los esfuerzos ya no son elásticos por que los esfuerzos principales mayor y menor crecen hasta que llegarán a la línea de falla, la masa de suelo que está detrás del muro queda en estado de falla por cortante o en equilibrio plástico, si el muro tiene algún movimiento adicional puede que continúe la falla, pero con un poco de cambio del empuje.

El empuje mínimo horizontal P_A a cualquier profundidad z para arenas y gravas secas, se puede hallar por el diagrama de Mohr en la falla.

$$p_A = \frac{\gamma z}{\tan^2[45 + (\varphi/2)]}$$

$$p_A = \gamma z \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

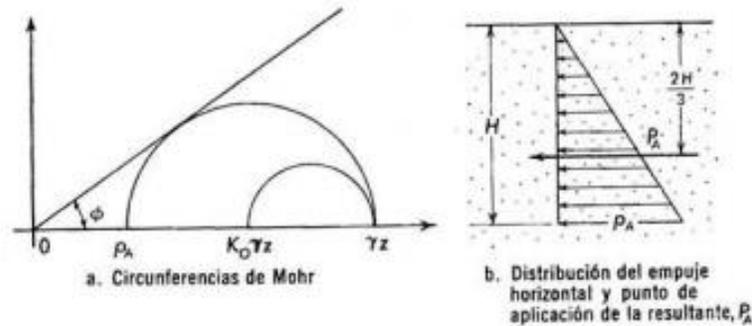


Figura: 2.14 Empujes en suelos no cohesivos, arenas y gravas

(Fuente: Sowers, 1993: 419)

Según Sowers (1993), la expresión $\tan^2(45 - \varphi/2)$ se llama coeficiente de empuje activo de tierras y se representa por el símbolo k_A . El estado de falla por cortante que acompaña al empuje mínimo se llama estado activo. La fuerza o empuje resultante P_A por unidad de longitud de muro, para arena seca, se puede hallar por la expresión de empuje activo o por el área del diagrama de empujes: $P_A = (\gamma H^2 k_A) / 2$ y su línea de acción está en el centroide a la profundidad $2H/3$ como se indica en la figura 2.14.

Sin embargo, en las arcillas cuando son saturadas que muchas veces son en tiempo de lluvias tienden a fallar, estas fallas son causadas por las grietas que son generadas en la altura de $2c/\gamma$. El agua acumulada en las grietas aumenta el empuje horizontal que es el empuje activo en este caso, es por ello que se necesita mayor soporte y por tanto es que falla un muro sin aviso después de unos días de haberse construido. El diagrama de empujes de la figura 2.15 indica que las arcillas están en tensión hasta la profundidad $2c/\gamma$.

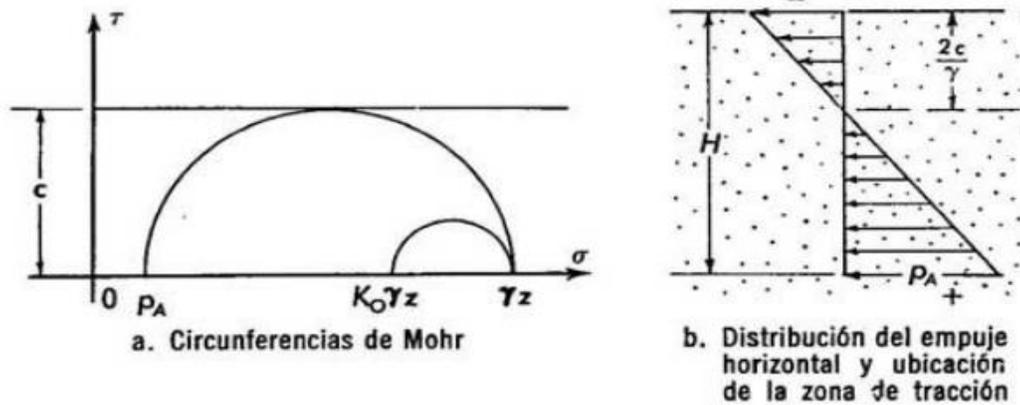


Figura: 2.15 Empuje activo en suelos cohesivos: arcillas sujetas a esfuerzo cortante sin drenaje

(Fuente: Sowers, 1993: 421)

2.7.3 Empuje pasivo de tierras.

Como ya se mencionó anteriormente el empuje pasivo de tierras es el soporte que ocupa un muro para que los esfuerzos que genera el empuje pasivo se contrarresten y no tienda a fallar.

“Las circunferencias de esfuerzos aumentan a la derecha del esfuerzo vertical γz , que ahora es el esfuerzo principal menor. El empuje máximo contra el muro se alcanza cuando se produce la falla por esfuerzo cortante, la que también ocurre en el suelo situando detrás del muro.” (Sowers, 1993: 421)

Es decir que en vez de moverse alejándose del suelo que está soportando se mueve al contrario hacia el suelo para que así no tienda a fallar o aparezcan grietas. Que es para los suelos no cohesivos secos que el empuje se puede encontrar en cualquier profundidad y se halla por el círculo de Mohr que se muestra en la figura 2.16 siendo P_p el empuje pasivo como indica Sowers (1993).

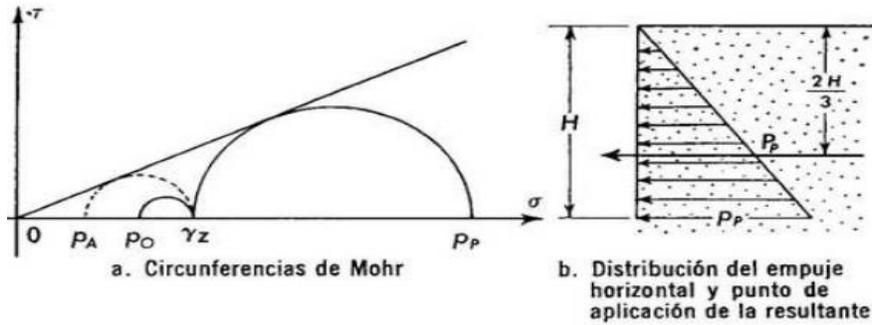


Figura: 2.16 Empuje pasivo en suelos no cohesivos, arenas y gravas

(Fuente: Sowers, 1993: 422)

Según Sowers (1993), la expresión $\tan^2(45 + \phi/2)$ es el coeficiente de empuje pasivo de tierras y se representa por el símbolo k_p . El empuje total por metro de longitud de muro de altura H se halla por el diagrama de empujes que se expresa con la ecuación $P_p = \frac{(\gamma H^2)}{2} k_p$.

Por lo tanto, para arcillas saturadas y que están sometidas a cargas, sin drenaje el empuje pasivo se halla en la circunferencia de Mohr en la figura 2.17. que se expresa con: $P_A = \gamma^z + 2c$. Para la fuerza o empuje total por metro de longitud de un muro se encuentra el diagrama de empujes en dicha figura y se expresa: $P_p = \frac{(\gamma H^2)}{2} + 2cH$.

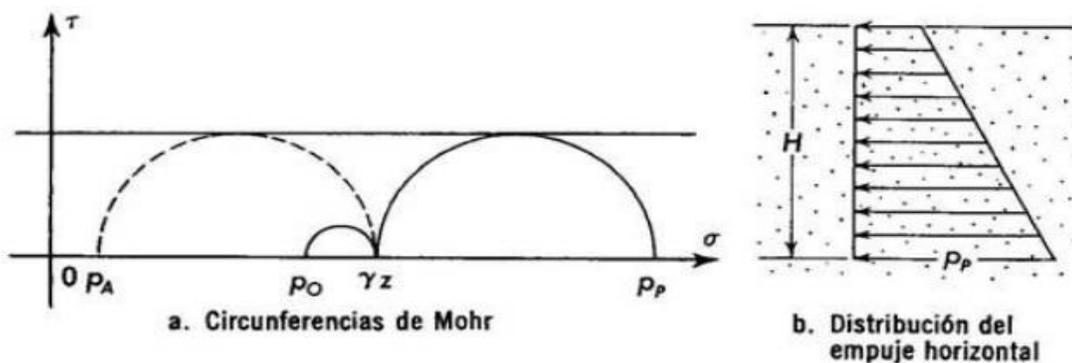


Figura: 2.17 Empuje pasivo en suelos cohesivos saturados: sujetas a esfuerzo cortante sin drenaje

(Fuente: Sowers, 1993: 423)

2.8 Teorías para calcular un muro de contención.

Según Barros (1974), dice que no hay ninguna teoría exacta, por lo general todas se acercan a la realidad y todas dan resultados que son óptimos para poder utilizarlas. Puede haber teorías que son muy exactas, pero poco prácticas por lo que en seguida se mencionarán las teorías más utilizadas para el cálculo de un muro de contención.

2.8.1 Teoría de Coulomb.

“la teoría de Coulomb supone que el empuje activo es el producido por el relleno ABC, como consecuencia de dicho relleno gravitará con una fuerza P que es el peso propio del relleno.” (Barros, 1974: 38)

Partiendo de lo dicho, la fuerza estará equilibrada por las reacciones del terreno R_t así como también por la reacción que el muro ejerce al empuje activo de las tierras, es por ello que el sistema de fuerzas estará en equilibrio para que no haya fallas en el muro. Las magnitudes conocidas son el peso del terreno que es P, y los ángulos de la poligonal se muestran en el gráfico 2.18

Por lo que para conocer estos ángulos se debe conocer el plano de ruptura, ya que el talud natural se puede conocer simplemente al saber la naturaleza del terreno. La línea de ruptura conocida, la teoría de Coulomb dice que el plano BC que pasa por la línea del muro deberá tomarse en cuenta el BC que es el que produce el mayor empuje activo. Esta teoría requiere de varios tanteos de diversos planos hasta encontrar el empuje máximo y es un poco complicado por su laboriosidad y es poco práctico por el tiempo que tarda en realizarse.

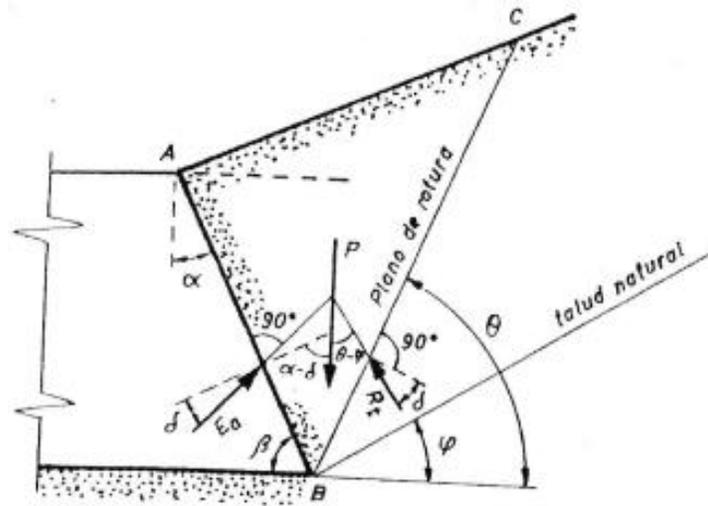


Figura: 2.18 Gráfico de los empujes de Coulomb.

(Fuente: Barros, 1974: 38)

2.8.2 Teoría de Culmann.

“Como ya se indicó la teoría de Coulomb se basa en encontrar un plano de ruptura que dé un empuje máximo, así como un plano de ruptura que dé el empuje pasivo mínimo” (Barros, 1974: 39)

De acuerdo a lo dicho, el empuje activo es el que gravita sobre el muro y para esto se aplica éste, es el empuje pasivo que da la resistencia al terreno hacia a un muro próximo, es decir cuando un muro que soporta una acción y es transmitida al terreno es cuando actúa el empuje pasivo y resiste el deslizamiento.

Según Barros (1974), un método que puede utilizarse en muchos muros de contención y con muchos tipos de sobrecargas es el método de Culmann que encuentra en la figura 2.19, que sigue el siguiente proceso:

1. Define la línea de talud natural como la que partiendo del vértice B del muro que es el punto que está en contacto con el talud, forma un ángulo φ (que es el de rozamiento interno del terreno) con la horizontal.
2. Define la línea de dirección como aquella que pasa por B forma un ángulo $\varphi + \delta$ con el parámetro del muro.

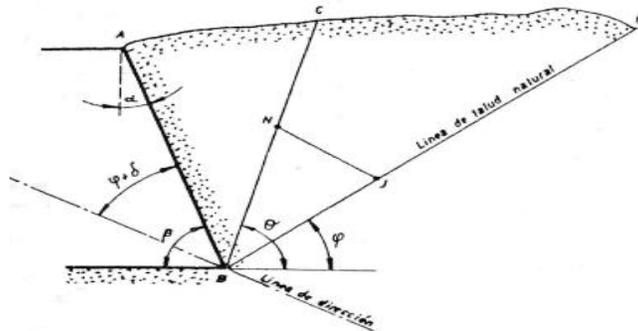


Figura: 2.19 Método de Culmann.

(Fuente: Barros, 1974: 40)

2.8.3 Teoría de Poncelet.

El método de Poncelet es un camino simple para obtener fácilmente el empuje sobre un muro determinado. Este método es similar a los anteriores, los valores $\varphi + \delta$ que son para obtener el plano de deslizamiento y así poder determinar el empuje activo como se muestra en la figura 2.20

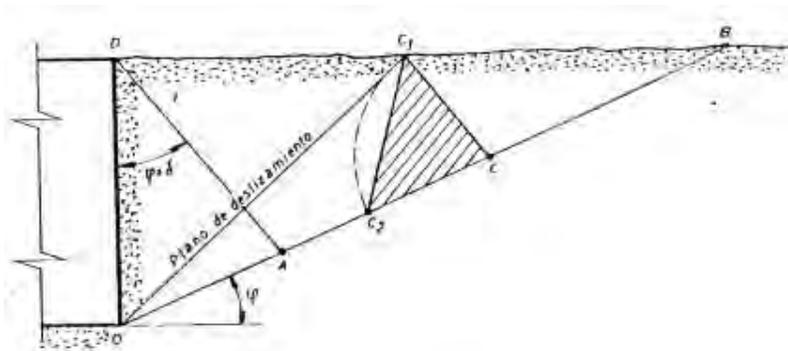


Figura: 2.20 Método de Poncelet.

(Fuente: Barros, 1974: 46)

De acuerdo con Barros (1974), los valores del deslizamiento como ya se mencionó y dados por las características del terreno y dicho muro se trazan las líneas de OB y DA como se muestra en la figura anterior, se forma con la horizontal y con el parámetro del ángulo de $\varphi + \delta + \varphi$.

Una vez obtenido esto se traza el punto C mediante la relación $OC = \sqrt{OA \times OB}$. que esto se debe a la media geométrica de OA y OB siguiendo la figura. Conocido C se traza una paralela a DA para encontrar C₁, una vez hecho esto se une con O para obtener el plano de deslizamiento.

Por último, se obtiene el punto C₂ que se traza sobre la recta de OB a partir de C, el triángulo determinado por C, C₁, C₂ es el que determina el empuje activo de las tierras que están ejerciendo en el muro de contención.

2.8.4 Método de Rebhan.

Según Barros (1974), dice que este método se efectúa un muro que retiene unas tierras y a su vez también una sobrecarga repartida sobre en las tierras como se muestra en la figura 2.21, que para facilitar su cálculo se hace una relación. Dicho esto, digamos que las tierras aumentan una altura h_o sobre la coronación del muro dada por

$$\text{la relación } h_o = \frac{P \text{ tn/m}^2}{\gamma \text{ tn/m}^2}$$

Donde:

P = el peso de la sobrecarga por unidad de superficie.

γ = es el peso específico de las tierras.

h = es la altura a cubrir del muro

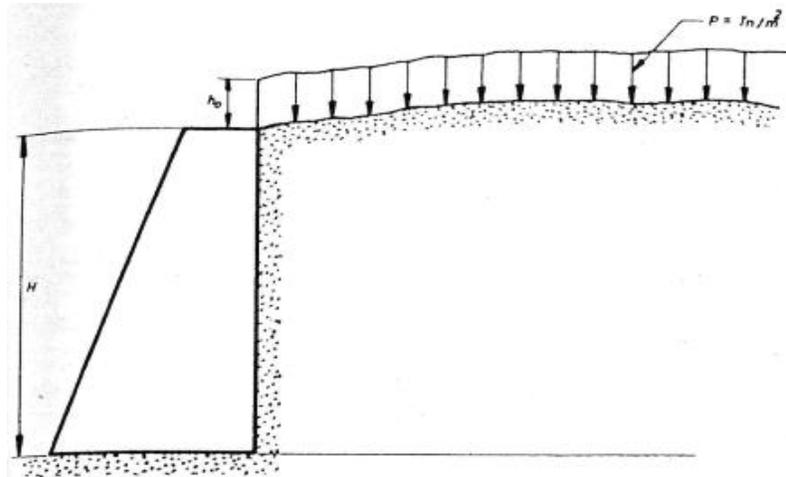


Figura: 2.21 Método de Rebhan.

(Fuente: Barros, 1974: 50)

para este método se tiene que conocer el valor de δ y φ que se construye una línea a partir del punto C cuya inclinación a la horizontal el valor es, ϕ y para el siguiente tramo se traza con respecto al parámetro del muro a partir del punto A con un ángulo de un valor de $\phi + \delta$. posteriormente se traza una línea con cualquier inclinación que corta la superficie del terreno en el punto E y en este punto se traza una paralela con una inclinación de $\phi + \delta$ que corta en D_1 que a la recta definida por una inclinación de Θ_1 se verifica que los triángulos CAE_1 y CE_1D_1 tengan la misma área.

Se obtiene otro valor de la inclinación de la recta Θ_2 la cual corta la superficie del terreno en E_0 y se traza una paralela con una inclinación de $\phi + \delta$ que corta en D_1 . Y se forman nuevos triángulos que son CAE_2 y CE_2D_2 .

Una vez trazada la recta de inclinación Θ_2 que se observa en la figura 4, que $h_3 = h_3$ por lo tanto ya es posible determinar el empuje activo sobre la recta CD.

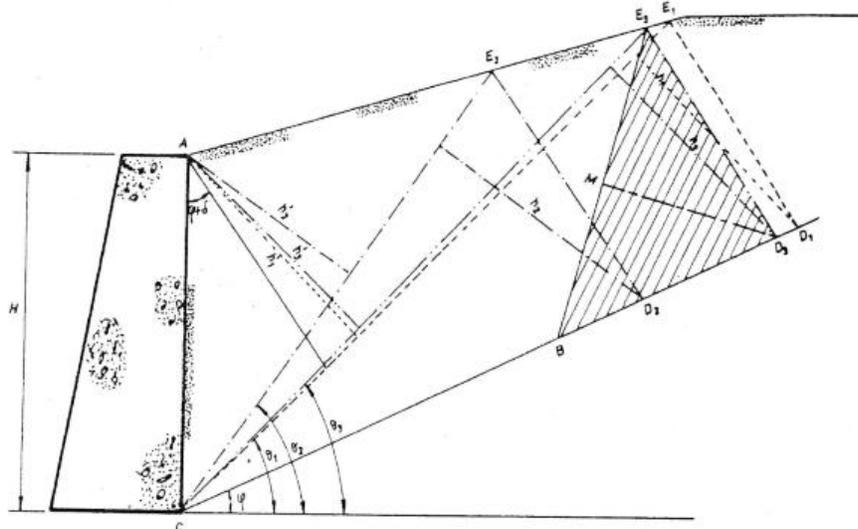


Figura: 2.22 Método de Rebhan.

(Fuente: Barros, 1974: 52)

2.8.5 Teoría de Rankine.

“La fórmula de Rankine da de una forma inmediata el valor del empuje de las tierras sobre un muro cuando este tiene la línea vertical. Por lo que cuando el caso sea este no se dudará en aplicar la teoría de Rankine por su simplicidad.” (Barros, 1974: 55)

Partiendo del dicho, cabe decir que la Teoría de Rankine aplica para calcular el empuje activo como para el empuje pasivo y que esta teoría es la más aceptable para el cálculo de un muro de contención de mampostería ya que es más óptima que las anteriores y se acerca a la realidad.

La fórmula para el empuje activo es la siguiente:

$$E_a = \gamma \frac{H^2}{2} \cos \lambda - \frac{\cos \lambda - \sqrt{\cos^2 \lambda - \cos^2 \phi}}{\cos \lambda + \sqrt{\cos^2 \lambda - \cos^2 \phi}}$$

Por lo tanto, esta fórmula se aplica para un ancho de un metro como se observa en la figura 2.23, el empuje activo se encuentra a una altura de $H/3$ de la base del muro a la superficie del claro a salvar como se muestra en la figura.

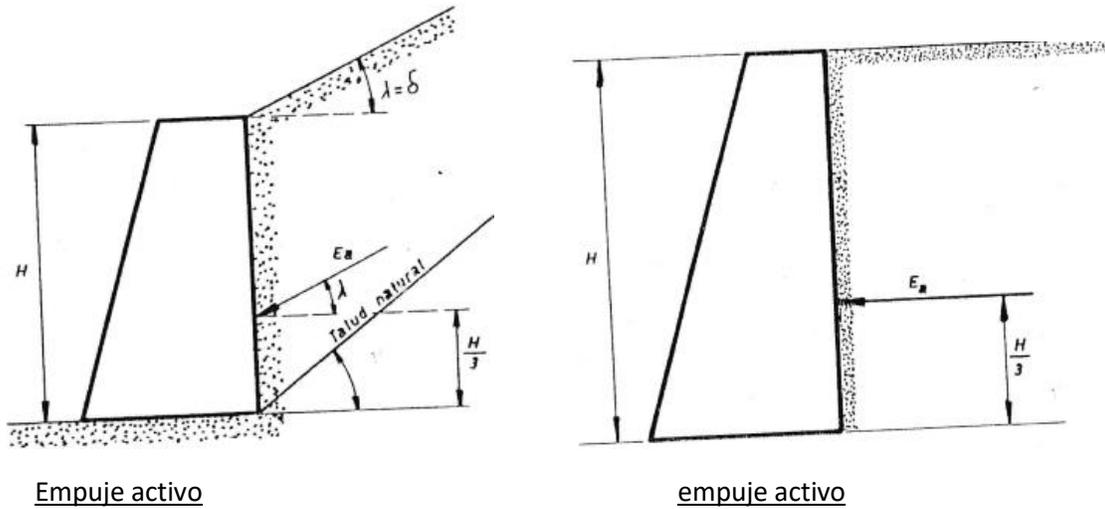


Figura: 2.23 Método de Rankine, empuje activo.

(Fuente: Barros, 1974: 55, 57)

Cuando la superficie del terreno es horizontal y forma un ángulo cero de la horizontal al sustituir $\cos \lambda = \cos 0 = 1$ en la fórmula de Rankine se simplifica la fórmula que es la siguiente:

$$E_a = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Como el terreno es horizontal, el empuje activo se da horizontalmente y a una distancia de $H/3$ de la base a la superficie como se muestra en la figura 2.23

De acuerdo con Barros (1974), el empuje pasivo entra en función cuando el muro de contención sufre un pequeño deslizamiento, sin dejar de mencionar que en el diseño de todo muro se evita el deslizamiento por acción del empuje pasivo tomando en cuenta que por más que sea óptimo su diseño de un muro de contención siempre sufrirá un pequeño deslizamiento sin afectar la estabilidad del muro.

En la figura 2.24 se observa cómo se distribuyen las presiones de las tierras que rodean dicho muro, el empuje activo es de dudosa aplicación y se debe tomar precaución ya que si resulta no tener un desplazamiento suficiente el empuje pasivo no aparece y es el que tiene como función estabilizar el muro evitando el deslizamiento del empuje activo y su ecuación es la siguiente.

$$E_p = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2}$$

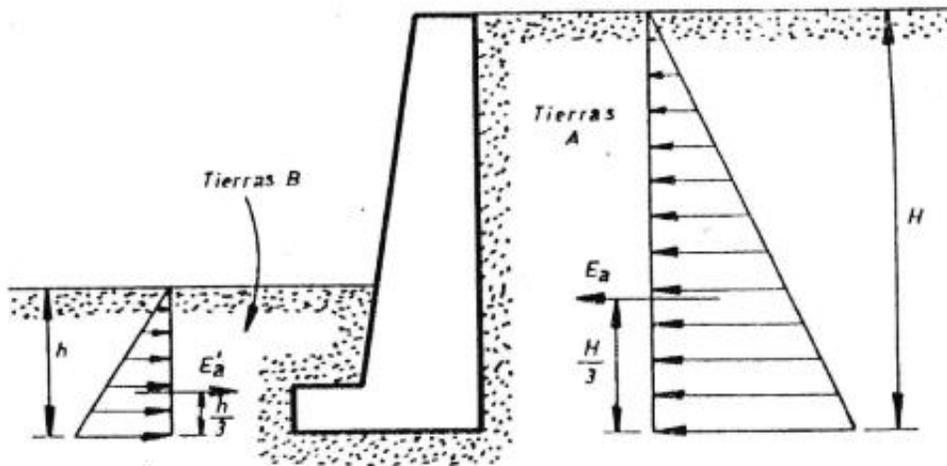


Figura: 2.24 Método de Rankine, empuje pasivo.

(Fuente: Barros, 1974: 55, 59)

2.9 Drenajes de un muro.

En un muro de contención existe el riesgo de que el relleno se llegue a saturar de agua y eso sea un factor para que el muro tenga o llegue a fallar ya que el empuje pasivo aumenta con forme se satura el suelo incluso si es el caso de una estructura donde el muro la sostiene ya que es más su sobrecarga y pueda tener un deslizamiento, fractura o volteo.

Según Sowers (1993), dice que para realizar una obra de un muro de contención se debe mantener seco el material y para esto se aplican cuatro tipos de drenaje como se muestra en la figura 2.25, que son el (a, b, c, d). El agua se drena del relleno dejando unos huecos con tubos de PVC que es lo más usual para un dren (a). estos huecos deben estar espaciados en ambas direcciones de 1.50 a 2.00 m y deben tener un diámetro mínimo de 10 cm, para que se pueda drenar fácilmente y colocados a tresbolillo.

Para unas arenas gruesas, se coloca unas paladas de grava en la entrada del hueco para que actúe como filtro, para que impida que se tape el dren con la arena y finos que tenga (b), aunque algunas veces los drenes tienen una desventaja por descargar el agua en la base del muro donde las presiones son mayores.

Uno de los drenajes mejor, pero a la vez más caro, es colocar un tubo de PVC perforado a cada 15 o 20 cm de diámetro que se colocan paralelos al muro en la base del mismo en una zanja de filtración (c), y se colocan registros en los extremos del tubo para su drenaje y limpieza.

Para suelos de baja compresibilidad, como las arenas limosas y limos, se debe hacer una obra más elaborada que los anteriores que consiste en poner una capa de material filtro en sobre el talud para que así filtre todo el relleno (d).

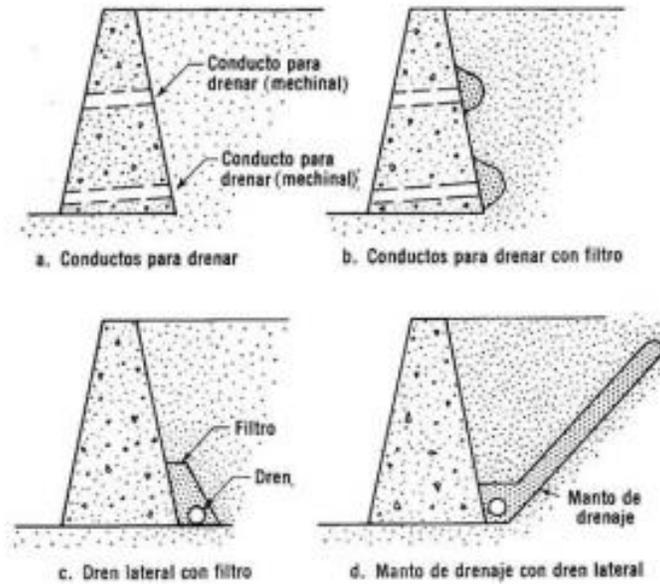


Figura: 2.25 Drenes para los rellenos de los muros de contención.

(Fuente: Sowers, 1993: 435)

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se mencionará la macro y micro localización, así como también la geología de la región del proyecto sin dejar de mencionar algunas otras características del sitio e informe fotográfico.

3.1 Generalidades.

En este capítulo se especifican a detalle los datos necesarios para la localización del proyecto, así como también las características del entorno del mismo. Con la finalidad de que la persona que quiera saber el sitio tenga una visión clara del lugar donde se trabaja.

3.1.1 Objetivo.

Diseñar un muro de contención para estabilizar un talud de un terreno asegurándose que sea el óptimo para la casa habitación tomando como base sus estudios y características del mismo.

3.1.2 Alcance del proyecto.

En el presente proyecto se realizará un levantamiento topográfico el cual ayuda a saber las condiciones del terreno donde se cimentará el muro y poder ubicar el mismo, hecho esto se procede a realizar un estudio de mecánica de suelos que ayuda a saber las condiciones del suelo y capacidad de carga que tiende a soportar el mismo, para así poder diseñar el muro de contención y calcular los factores de seguridad que el mismo debe cumplir para poder afirmar o negar que el muro es el óptimo para

estabilizar el talud del terreno una vez cumplido se procede al diseño de los drenes del muro y propuesta final del mismo.

3.2 Resumen ejecutivo.

Como se dijo anteriormente, se realizó un levantamiento topográfico para saber el perfil del talud y ubicar el muro, así como también un estudio de mecánica de suelos que fue realizado en el laboratorio de la Universidad Don Vasco, hecho esto se realizaron los cálculos necesarios para dicho muro y fueran los óptimos.

3.3 Entorno geográfico.

En el presente capítulo se tratará todo lo referente a la geología de la región y la hidrología de la misma, así como también el uso del suelo teniéndose una visión más clara del entorno donde se presenta el proyecto.

3.3.1 Macro y micro localización.

La macro localización de la ciudad de Uruapan se localiza en las coordenadas 19°25' de latitud Norte y 102°03' de longitud Oeste, a una altura de 1, 620 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Charapan, Paracho y Nahuatzen, al este con Tingambato, Ziracuaretiro y Taretan, al sur con Gabriel Zamora, y al oeste con Nuevo Parangaricutiro, Peribán y Los Reyes, tiene una extensión territorial total de 954.17 km^2 . Su distancia a la capital del Estado (Morelia) es de 120 km.

En las siguientes figuras se presenta a detalle la macro localización de Uruapan, Michoacán.



Figura: 3.1 Localización de Uruapan en México

(Fuente: <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons.2016>)

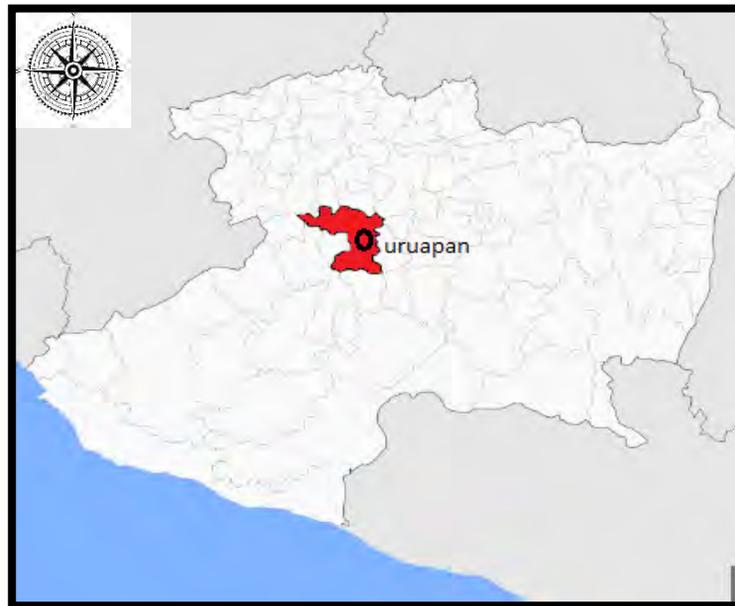


Figura: 3.2 Localización de Uruapan en el estado de Michoacán

(Fuente: <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons.2016>)

La micro localización del terreno donde se hizo el estudio está ubicado en Uruapan, Michoacán, en la calle Privada Díaz Ordaz número 46, Col. Popular Campestre, en las faldas del cerro de la cruz.

En las siguientes figuras se presentan a detalle la micro localización del terreno en estudio.



Figura: 3.3 Localización del terreno en la ciudad de Uruapan.
(Fuente: <http://www.guiarte.com/mapas-destinos/satelite/2016>)



Figura: 3.4 Localización del terreno donde se pretende desplantar el muro de contención

(Fuente: <http://www.guiarte.com/mapas-destinos/satelite/2016>)

3.3.2 Geología regional y de la zona de estudio.

Según los estudios geológicos las zonas urbanas están creciendo sobre suelo aluvial del cuaternario y roca ígnea extrusiva del cuaternario, Plioceno-Cuaternario y Neógeno, en la sierra volcánica con estratos volcánicos algunos con llanuras aluvial; tienen climas semi-cálido húmedo con lluvias abundantes en verano, semi-cálido subhúmedo con lluvias en verano de mayor humedad, templado húmedo con lluvias abundantes en verano y templado subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad y están creciendo sobre terrenos previamente ocupados por agricultura y bosques.

De acuerdo lo dicho, la zona de estudio que es el municipio de Uruapan Michoacán, los arrojados por (INEGI) se comprobó que la geología de Uruapan coincide con los datos ya mencionados ya que data de las mismas etapas geológicas siendo así un municipio con riquezas minerales que a su vez son esenciales para la agricultura.

3.3.3 Hidrología regional y de la zona de estudio.

La región de Michoacán cuenta con una precipitación 800 – 2 000 mm, y su hidrología se compone por el río Balsas que está ubicado en el centro sur de Michoacán que llega a la cuenca del río de Infiernillo con un (83.84%) y el río de Tepalcatepec con un (16.16%) que a su vez cuenta con una subcuenca que está conformada por el río Cupatitzio (53.73%), y el río Paracho Nahuatzen (11.23%) y algunos otros.

La zona de estudio cuenta con una sub-cuenca, como ya se mencionó anteriormente, que está conformada por el río Cupatitzio (53.73%), con una corriente de aguas perennes que es el cupatitzio y el guayabo y su clima es templado y tropical con lluvias en verano y con temperaturas que oscilan entre 8.0 a 37.5 grados centígrados.

3.3.4 Uso de suelo regional y de la zona de estudio.

Según los datos de (INEGI), el uso de suelo en el estado de Michoacán ha sufrido grandes cambios en las últimas décadas a causa de la deforestación para cambio de uso de suelo. El clima varía de cálido seco en la costa, a templado y semiárido en la zona continental, dependiendo de la altitud. Las elevaciones oscilan del nivel del mar a casi 4 000 msnm en el Pico del Tancitaro.

Como ya se dijo anteriormente los suelos del municipio datan de los periodos cenozoico, terciario, cuaternario y eoceno, corresponden principalmente a los del tipo podzólico. Su uso es agrícola Agricultura con un (30.57%) y Zona urbana (5.57%), Bosque con (54.19%), Pastizales (4.00%) y Selvas (5.43%).

3.3.4.1 Flora y fauna de la región.

La flora de la región es abundante ya que su ecosistema lo permite y así como su clima ya es templado y semiárido como son: En zonas templadas, la vegetación natural incluye al bosque mixto, representado por los siguientes tipos de vegetación: bosque de abetos, bosque de pinos, bosque de pino- encino, bosque de encino. En zonas cálido-secas el tipo de vegetación dominante es la selva baja. La vegetación transformada incluye los pastizales, los pastizales cultivados, el matorral secundario y el bosque cultivado.

En la zona de estudio que es el municipio de Uruapan se encuentra con bosques mixtos, con pino y encino, y el bosque tropical deciduo, con parota, guaje, cascalote y cirián.

En cuestión de la fauna en el estado de Michoacán es variado ya que su ecosistema lo permite algunas de las especies con las que cuenta el estado son: Paloma, codorniz, urraca, coyote, tlacuache, zorra, tejón, mapache, zorrillo, venado, conejo, pato, armadillo, ardilla, liebre, comadreja, águila, cuervo, perico, mojarra, nutria, langosta, entre otros.

En la zona de estudio que es el municipio de Uruapan, cuenta con algunas de las especies en común como son: coyote, zorrillo, venado, zorra, cacomiztle, liebre, tlacuache, conejo, pato y chachalaca.

3.4 Informe fotográfico.

En este apartado se tratará todo lo referente a la problemática del sitio en estudio, así como también el estado físico actual, alternativas de solución y algunas otras características del proyecto.

3.4.1 Problemática.

Frecuentemente en las obras se realizan construcciones para que puedan soportar materiales que no afecten a las estructuras en dicho proceso o que se pretendan realizar. Es por ello que en este proyecto se encuentra un talud con cierta inclinación que se pretende modificar para una casa habitación, con una estructura que para ello se tiende a realizar un proceso constructivo para solucionar el problema y optar por la mejor solución ya que si no se hace adecuadamente puede fallar la estructura.

3.4.2 Estado físico actual.

El estado físico actual del terreno está conformado por algunos matorrales y vegetación. En algunas ocasiones es usada una parte para cultivo de maíz, que usualmente se cultiva en tiempo de lluvias, por lo que no siempre es usado el terreno.

A continuación, se presentan unas imágenes del terreno donde se cimentará la estructura:



Imagen: 3.1 Vista frontal del terreno.

(Fuente: Propia)



Imagen: 3.2 Vista lateral del terreno.

(Fuente: Propia)

3.5 Alternativas de solución.

Según Barros (1974), la construcción de un muro de contención depende de las condiciones del terreno, así como también si es de concreto armado o de concreto en masa, es decir, si es o no de gravedad por lo que puede o no existir la puntera, tacón o talón.

Partiendo de lo dicho, existen dos tipos de muros de contención que son: el de concreto armado que este muro se utiliza en taludes mayores de 5 metros de altura en adelante, ya que no resulta factible poner un muro de mampostería. Y el de muro de concreto en masa que sería el de mampostería es a gravedad que este es usado en los taludes no mayores a 5 metros de altura.

Usualmente en los dos casos de los muros de contención se calculan por los mismos factores de seguridad que serían por deslizamiento, volteo y por el empuje activo que sería el suelo o tierras a retener en algunos casos por el factor de sismicidad solo en casos de zonas sísmicas.

3.5.1 Planteamiento de alternativas.

De acuerdo a lo dicho, comúnmente los muros de contención de mampostería la forma más clásica es la trapezoidal, sin embargo, existen varias formas y necesidades constructivas según el proyectista, pero lo más usual es describir las formas más usuales para su cálculo.

Como ya se mencionó anteriormente existen dos tipos de muros de contención, pero en este proyecto se optó por el muro de mampostería a gravedad ya que es más factible por las condiciones del terreno.

3.6 Procesos de análisis.

Para el presente proyecto se utilizó una estación total con la cual se hizo el levantamiento topográfico así mismo se utilizó el Software AutoCAD 2016 con el civil CAD que es una herramienta de trabajo para sacar el perfil y elevaciones del terreno y poder hacer la ubicación del muro.

Se realizó un estudio de mecánica de suelos en el laboratorio de la Universidad Don Vasco para saber la capacidad de carga del suelo, así como también el tipo de suelo, se utilizó Office Excel para la realización de una memoria de cálculo de factores de seguridad como son: deslizamiento, hundimiento y volteo del mismo y no rebasen los límites de seguridad de dichas teorías y siendo óptimos para la seguridad del muro y no haya alguna falla en la estructura.

Por último, se utilizó nuevamente el Software AutoCAD 2016 para elaborar el plano de dicho muro y dar una buena presentación de dicha estructura.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se presentará la descripción metodológica que se utilizó en el desarrollo de la investigación, así como también el método empleado, enfoque de investigación, alcance de la investigación además de los instrumentos de recopilación de la información.

4.1 Método empleado.

El ser humano siempre ha tratado de estudiar y comprender el mundo que lo rodea y buscar una solución a las cosas, esto ha impulsado al hombre a evolucionar con el paso del tiempo en cuanto a la tecnología y la ciencia es por ello que se utiliza el método científico que se basa en nuevos conocimientos y describir las conductas de un fenómeno.

“El método científico es un procedimiento para descubrir las condiciones en que se presentan sucesos específicos, caracterizado generalmente por ser tentativo, verificable, de razonamiento riguroso y observación empírica.” (Tamayo Tamayo, 2000: 28)

De acuerdo a lo dicho, el método científico no es otra cosa que la aplicación de la lógica a las realidades o hechos observados. Puede ser un conjunto de procedimientos donde se plantean los problemas científicos y se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos de trabajo investigativo. El método científico ayuda a

eliminar el plano subjetivo en la interpretación de la realidad, que permite ser objetivos en el proceso investigativo.

Según Goode y Hatt (2000), la hipótesis, se dice que es la teoría puede dar orientación a la búsqueda de hechos y que puede indicar lo que se está buscando. Los hechos de una teoría pueden deducirse en relaciones distintas de las establecidas en ellas.

Una hipótesis es una proposición que se puede poner a prueba para determinar si es válida o no, ya que siempre lleva una prueba empírica que es una pregunta formulada de tal manera que se pueda dar una respuesta clara de alguna especie.

Unas de las características del método científico, según Ander Egg, son:

Objetividad: La objetividad no solo es lograr el objeto tal como es, sino evitar la distorsión del sujeto que lo conoce mediante las circunstancias concretas. Un hecho es un dato real y objetivo.

Trasciende los hechos: los científicos amenizan la realidad, para ir más allá de las apariencias.

Verificación empírica: se vale de la verificación empírica para formular respuesta a los problemas planteados y para apoyar sus propias afirmaciones.

4.1.1 Método matemático.

En este apartado se expresa el enfoque en el que se fundamenta el presente, es decir que se utiliza el Método Matemático. El hombre ha desarrollado la noción de

captar lo que es cantidad en cuanto dimensiones y tamaños, que sin darse cuenta aplica un procedimiento científico.

“El influjo de las necesidades de otras disciplinas del ser humano y los problemas sugeridos de su propio contexto han sido y continúan siendo los principales motores que generan su avance. Las matemáticas al ser fruto del pensamiento humano, no son propiamente una ciencia de la naturaleza, pese a las muchas aplicaciones que en ésta tienen.” (<file:///C:/Users/ricardo/>: 2016)

De acuerdo a lo dicho, se dice que la investigación matemática se convierte como un fenómeno creado como arte, y a pesar de esto las matemáticas se define como una ciencia ya que sus resultados están sometidos a las exigencias del método y del razonamiento científico.

4.2 Enfoque de la investigación.

La presente investigación se considera cuantitativa, ya que en cualquier investigación que contenga números de relaciones constantes, hipótesis, diferentes comprobaciones, para que puedan negar o afirmar un problema. Es por ello que se considera que es cuantitativa.

“El enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos brincar o eludir pasos, el orden es riguroso, aunque, desde luego, se puede redefinir alguna fase.” (Hernández, 2008: 4)

Según Hernández y Cols. (2008), los investigadores plantean un problema limitado y concreto y sus preguntas de investigación versan sobre cuestiones específicas, además revisa lo que ha recopilado y construye un marco teórico es decir

la teoría que habrá de seguir su estudio. Que de ahí derivan hipótesis que son las cuestiones que debe examinar para poder determinar si es cierta o no.

Los datos recopilados se llevan a cabo al utilizar procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica, para ello debe ser creíble y aceptada por otros investigadores es decir que se tiene que mostrar que se llevaron a cabo los procedimientos.

Cabe decir que esta investigación es cuantitativa ya que se basa en recopilar datos para probar hipótesis en base la medición numérica y análisis estadístico y así establecer comportamientos y probar teorías.

4.2.1 Alcance de la investigación.

Esta investigación se considera descriptiva, es decir, los estudios descriptivos especifican las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades procesos, objetos o cualquier otro que se someta a un análisis.

“Es decir, únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o variables a las que se refieren, esto es, su objetivo no es indicar como se relacionan éstas.” (Hernández y colaboradores, 2008: 80)

En este estudio descriptivo el investigador debe ser capaz de definir o visualizar lo que se medirá o que se medirá (qué concepto, variables, componentes, etc.) y sin descartar sobre quién o quiénes se recopilarán los datos (personas, grupos, etc.) es por ello que la descripción más o menos profunda, aunque algunas veces se basa en la medición de varios atributos del fenómeno.

4.3 Diseño de la investigación.

Existen dos tipos de diseño de investigación, que es el experimental y el no experimental que se explica en seguida:

La investigación experimental es aquella en la que no se genera ninguna situación, sino que se observan situaciones ya existentes, no provocadas intencionalmente en la investigación por quien la realiza, a diferencia de la experimental el investigador construye a su criterio una situación, es por ello que se considera no experimental porque el investigador no genera ninguna situación porque ya existen.

La presente investigación es de tipo no experimental debido a los datos obtenidos en dicha investigación, ya que se caracteriza por ser transaccional o transversal, es decir que tienen características como, recopilación de datos en ese único momento o que pueden ser de tipo exploratorio, descriptivo y correccionales causales.

Así como también pueden ser longitudinales o evolutivas, que se subdividen en analizar cambios a través del tiempo y en tipos de diseños como tendencia, análisis evolutivo y paneles. Y además manipulación de variables.

4.4 Instrumentos de recopilación de datos.

Los instrumentos utilizados en la presente investigación fueron los siguientes:

- Office Excel: se utilizó para realización de tablas empleadas en el cálculo de los empujes activo y pasivo que ejercen sobre el muro, además de corroboración de coeficientes de seguridad como deslizamiento, volteo, etc.

- Software AutoCAD 2016: utilizado para el trazo de los planos de la estructura ya menciona y para una buena presentación de dicha estructura, ya que sin esto no sería posible representar la estructura.
- Estación Total: fue utilizada para realizar el levantamiento topográfico que fue requerido para poder ubicar el muro y saber la altura del talud o claro a salvar con dicho muro.

4.5 Descripción del proceso de investigación.

Para esta investigación se planteó una problemática en la cual se centra dicha investigación, se hizo una problemática con la que se trabajó a lo largo de la investigación. Después se hizo una recopilación de documentos escritos ya existentes sobre dicho tema, obteniendo extensos resultados en la biblioteca de la universidad don vasco, además de realizar un estudio de mecánica de suelos en el laboratorio de mecánica de suelos de misma institución.

Para la investigación de campo, se realiza un levantamiento topográfico en el terreno ubicado en la ciudad de Uruapan, Michoacán, en la calle Privada Díaz Ordaz número 46, Col. Popular Campestre, en las faldas del cerro de La Cruz. Una vez que se realizó el levantamiento topográfico se obtuvieron datos que con ellos se obtuvo un perfil topográfico, sobre el cual se plantea y se delimita una superficie de un muro de contención a base de mampostería.

Una vez hecho esto se realizaron los factores correspondientes para saber si dicho muro es óptimo y cumple con los requisitos deseados, tales como si el terreno donde es desplantado es capaz de soportar sin afectar su alrededor. Es por ello que

todos los factores deben cumplirse para asegurar que la estructura es óptima para dicho terreno.

Para finalizar con dicha investigación con los resultados obtenidos se realiza una conclusión para ello se toma en cuenta todo lo realizado en el transcurso de la investigación y se verifican los resultados para ver si el resultado es considerado un éxito.

CAPÍTULO 5

TOPOGRAFÍA, CÁLCULO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

En el presente capítulo se presenta el levantamiento topográfico del terreno donde se cimentará el muro de contención, así como también los resultados del estudio de mecánica de suelos que es necesario para el cálculo y factores de seguridad siendo óptimos para dicha estructura, concluyendo con los drenajes del muro y propuesta final del mismo.

A continuación, se muestra una imagen donde se observa el lugar donde se desplantará el muro diseñado:

5.1 Levantamiento topográfico.

“La topografía en general estudia el conjunto de procedimientos para determinar la posición de un punto sobre la superficie terrestre, por medio de las medidas que son: elevación, distancia y dirección”. (Manual de topografía, 2008: 09)

De acuerdo con el Manual de Topografía, la topografía es una de las ciencias más antiguas e importantes para dividir y marcar terrenos, es importante en diversas ramas de la ingeniería ya que se requieren levantamientos topográficos antes durante y después de un proyecto como, por ejemplo: edificios, puentes, carreteras, vías férreas, entre otros.

Alguna de las formas de hacer un levantamiento topográfico es con el teodolito y la estación total, entre otros. Estos equipos son los más usados en la ingeniería y

que dan datos óptimos para una elevación, distancia o dirección que se desee en un terreno, que es esencial para ciertos proyectos ya sea en obras públicas o privadas.

En el presente proyecto se realizó un levantamiento topográfico para saber las condiciones y elevaciones del terreno ya que es esencial para dicho proyecto donde se desplantará la estructura.

Se hizo una visita al sitio de estudio para realizar el levantamiento topográfico, se llevó a cabo con una estación total para recopilar puntos y estaciones para después realizar un plano topográfico y así poder incorporar un perfil del terreno y secciones del mismo, que en seguida se explican brevemente cada uno.

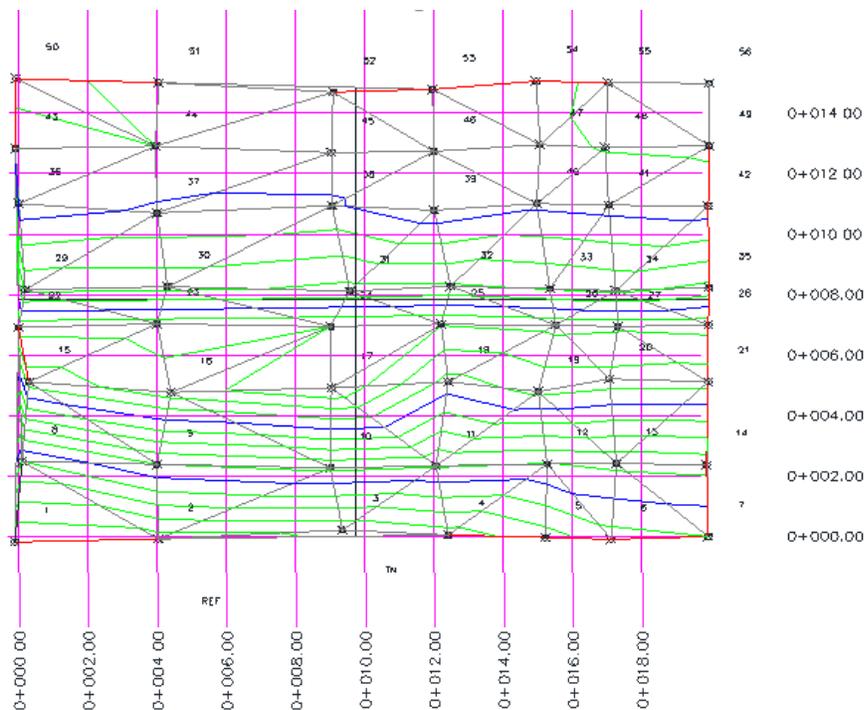


Imagen: 5.2 Altimetría del sitio de estudio.

(Fuente: Propia)

Para la elaboración del plano topográfico se utilizó el programa de Autocad y la herramienta Civilcad, para incorporar los archivos del levantamiento y poder identificar

los linderos, escurrimientos o algún camino que pudiera existir, se realizan triangulaciones que sirven para las curvas de nivel, perfil, secciones y volúmenes como se ve en la figura anterior.

El perfil topográfico se realiza con el programa mencionado anteriormente, para definir las elevaciones del terreno tomando como base la rasante o sub-rasante del proyecto inicial y final para así poder dibujar el perfil del terreno. A continuación, se muestra una imagen del perfil topográfico del sitio en estudio.

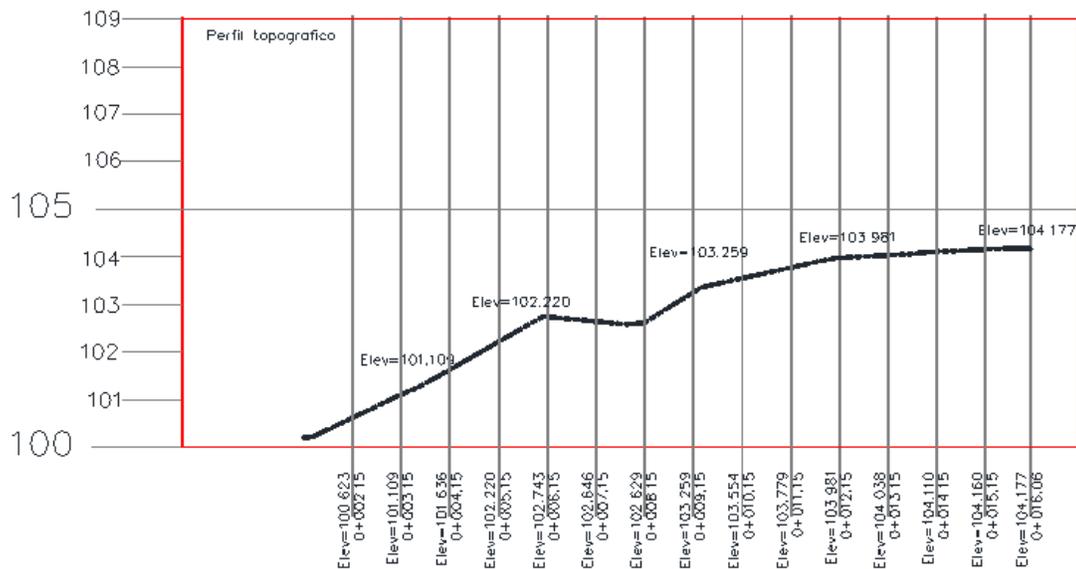


Imagen: 5.3 Perfil topográfico del sitio de estudio.

(Fuente: Propia)

La sección del levantamiento topográfico se coloca en un plano de secciones que es en forma transversal, para saber las áreas y volúmenes de corte y terraplén, ya que esto permite poder saber cuánto material se llevará para rellenar el perfil, así como también las elevaciones del terreno y rasante de las estaciones.

5.2 Resultados del estudio de mecánica de suelos.

En este apartado se presentan los resultados del estudio de mecánica de suelos, ya que este mismo se realizó para poder desplantar la estructura que en este caso será un muro de contención y que a su vez se realizó una visita a campo para extraer una muestra, se excavó a una profundidad de dos metros y se identificaron los diferentes estratos del suelo que se encontraron.

La muestra extraída en campo se llevó al laboratorio para hacer las pruebas necesarias unas de las más importantes son: compresión triaxial rápida y consolidación unidimensional que ya se explicaron anteriormente en el capítulo 1 y así poder determinar el tipo de suelo que se encuentra en la zona en estudio.

Al no realizarse un Estudio de Mecánica de Suelos puede que la estructura no quede bien cimentada, ya que las propiedades del suelo pueden variar y no siempre tienen la misma capacidad de carga al igual que el nivel freático de aguas puede variar es por ello que es indispensable realizar un estudio.

El Estudio se realizó en la ciudad de Uruapan, Michoacán, en la calle Privada Díaz Ordaz número 46, Col. Popular Campestre, en las faldas del cerro de La Cruz, ya que cuenta con desnivel que es favorable para la estructura.

Dicho estudio se realizó en esa zona, ya que se requería para desplantar un muro de contención para retener un talud y ser modificado para una casa habitación que se desplantara tres metros del mismo.

A continuación, se muestra una tabla de los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos realizado en el laboratorio de la Universidad Don Vasco:

PRUEBAS REALIZADAS.	SONDEO UNO		
	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3
Prof. del estrato. (cm)	0.00 a .20 mts.	0.20 a 0. 60 mts.	0.60 a 2.00 mts
Descripción del Suelo.	Limo café oscuro suave con capa vegetal.	Limo de consistencia suave.	Limo con alto contenido de humedad.
Consistencia del suelo.	suave	Suave	suave
Nivel de Agua Freática.	No se encontró	No se encontró.	No se encontró.
GRANULOMETRÍA.			
% Pasa Malla No. 4	-	100.00	100
% Pasa Malla No. 40	-	91.0	90.2
% Pasa Malla No. 200	-	78.0	8.83
Clasificación Granulométrica.	-	Limo	Limo
LIMITES DE ATTERBERG.			
Humedad Natural (%)	-	74.52	42.65
Límite Líquido. (%)	-	70	62
Límite Plástico. (%)	-	37.8	40
Índice Plástico. (%)	-	32.3	22
Contracción Lineal (%)	-	3.52	42.65
Clasificación Límites.	-	Limo compresible	Limo compresible
CLASIFICACIÓN SUCS	-	MH	MH
Descripción SUCS del Suelo.		Limo elástico, limo inorgánico	Limo elástico, limo inorgánico
COMPRESIÓN SIMPLE			
Peso Volumétrico (Ton/m ²)	-	-	1.55
Esfuerzo Máximo (Kg./cm ²)	-	-	-
Cohesión del suelo. (Kg./cm ²)	-	-	1.21
COMPRESIÓN TRIAXIAL RAPIDA.			
Ángulo de Fricción Interna. (°)	-	-	19°
Cohesión del suelo (Kg./cm ²)	-	-	1.21
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL			
Densidad de Sólidos.	-	-	2.20
Carga de Preconsolidación en Ton/m²	-	-	2.4

De acuerdo con la prueba de compresión triaxial rápida, se obtuvieron los resultados para determinar la capacidad de carga aplicando la fórmula de Terzaghi,

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_r$$

Donde:

N_c, N_q, N_r = Son factores de capacidad de carga los cuales dependen de los valores del ángulo de fricción interna y la cohesión.

C = Cohesión.

Df = Profundidad de desplante.

B = Ancho.

φ = Ángulo de fricción interna.

Capacidad de Carga Según Terzaghi						
Datos requeridos				Factores		
C	=	1.21kg/cm ²		Nc	=	13.93
DF	=	2m		Nr	=	5.8
B	=	1m		Nq	=	4.68
γ	=	1.55 ton/m ²				
φ	=	19°				

Capacidad Obtenida		
q_c	=	35.85 ton/m ²
q_{adm}	=	11.95 ton/m ²

Como se puede observar en los datos anteriores, se obtuvo la capacidad de carga admisible, es decir q_{adm} . Entonces ahora se procederá a realizar el diseño del muro de contención.

5.3 Dimensionamiento del muro supuesto.

Debido a la altura del talud que es de 4 metros, el muro se propondrá de 5 metros desplantándolo a 1 metro de profundidad y quedando de 4 metros desde el nivel de terreno natural a la altura del talud y así poder salvar el claro.

El pre-dimensionamiento se realizó a base del reglamento de la CFE como se muestra en la siguiente figura 5.1, tomando como datos su pre-dimensionamiento y realizar un óptimo cálculo para que cumpla con las necesidades del terreno.

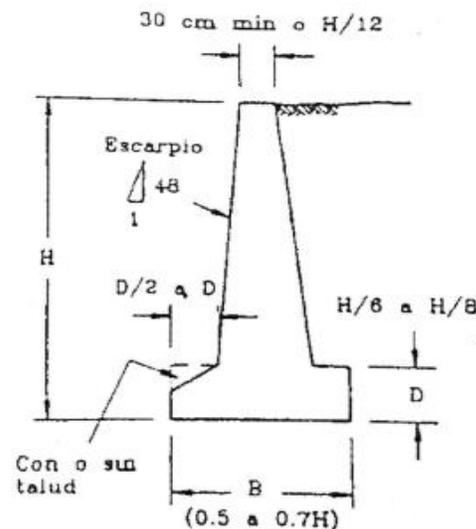


Figura 5.1.- Pre-dimensionamiento de un Muro de Gravedad.

(Fuente: CFE, 1981: Tabla A.3.3.)

De acuerdo a la CFE, en la figura anterior se tomó como base para el pre-dimensionamiento del muro supuesto ya que es más óptimo y se facilita su cálculo.

A continuación, se muestra una imagen donde se observan las dimensiones del muro supuesto y con las que se hará el cálculo:

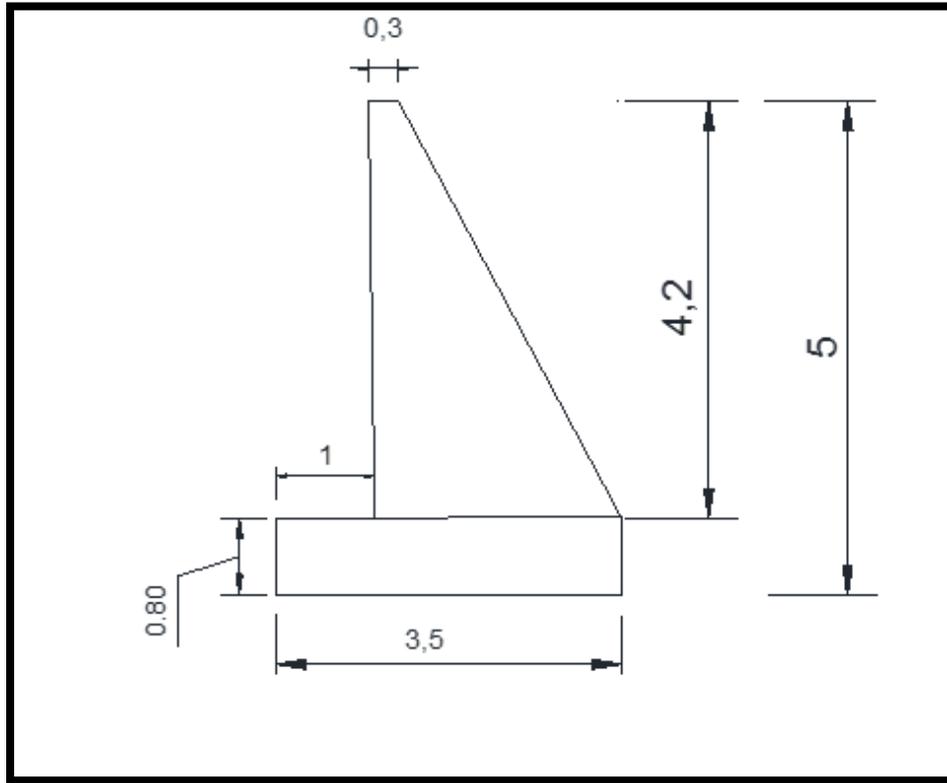


Figura 5.2.- pre-dimensionamiento.

Fuente: Propia.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente en los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos se sabe que es un suelo Cohesivo Friccionante es decir que posee un ángulo de fricción interna y cohesión. Por lo que se utilizará la ecuación de Rankine para el cálculo del Empuje Activo (E_A) del suelo.

5.3.1 Cálculo del Empuje Activo según Rankine.

A continuación, se hará el cálculo del Empuje Activo y se muestran los datos y el pre-dimensionamiento con lo que se trabajará:

Datos:

$$H = 5 \text{ m}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

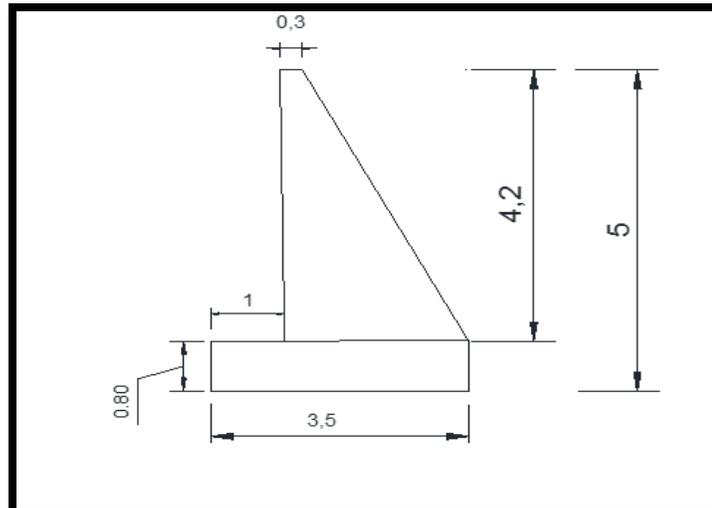
$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.2 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.55 \text{ t/m}^2$$

$$C = 1.21$$

$$\phi = 19^\circ$$



Para este método de Rankine se realizan 3 puntos que son los siguientes:

Punto 3.

El término de $N\phi$ se calcula de la siguiente manera:

$$N\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Por lo tanto, queda de la siguiente manera:

$$N\phi = \tan^2\left(45 + \frac{19}{2}\right) = 1.97$$

Una vez que se obtuvo el valor de $N\theta$ se sustituye en la ecuación de la reacción.

$$Y_a = \frac{\gamma z}{N\theta} - \frac{2C}{\sqrt{N\theta}}$$

$$Y_a = \frac{(1.55)(5)}{1.97} - \frac{2(1.21)}{\sqrt{1.97}} = 2.22 \text{ ton/m}^2$$

Una vez que se obtuvo la reacción se pasa al siguiente punto.

En el punto 2, es la transición entre zona de tensión y zona de compresión por lo tanto se iguala a cero ya que no ejerce ninguna presión.

Punto 2 = 0

Punto 1.

$$\gamma = \frac{2C}{\sqrt{N\theta}}$$

$$\gamma = \frac{2(1.21)}{\sqrt{1.97}} = 1.73 \text{ ton/m}^2$$

Una vez que se realizó lo anterior se calculará el agrietamiento del talud ya que es un suelo cohesivo friccionaste para poder calcular el empuje activo.

Agrietamiento:

$$Z_o = \frac{2c\sqrt{N\theta}}{\gamma}$$

$$Z_o = \frac{2(1.21)(\sqrt{1.97})}{1.55} = 2.19 \text{ m.}$$

Una vez calculado el agrietamiento se calculará el área de presiones.

$$A_{presiones} = \frac{\gamma_a(H - Z_0)}{2}$$

$$A_{presiones} = \frac{2.22(5 - 2.19)}{2} = 3.12 \text{ ton/m}$$

Una vez hecho esto se pasa a calcular el empuje activo que tiene que salir el resultado semejante al área de presiones en cambio si alguno de los dos es mayor que otro se deja el mayor para mayor seguridad.

$$E_A = \frac{1}{2 N \theta} \gamma H^2 - \frac{2 c}{\sqrt{N \theta}} H$$

$$E_A = \frac{1}{2 (1.97)} (1.55) (5)^2 - \frac{2 (1.21)}{\sqrt{1.97}} (5) = 1.23 \text{ ton/m}$$

Una vez calculado el empuje activo se observa que salió mayor el área de presiones y por lo tanto se deja el mayor que es el área de presiones.

El punto de acción del empuje activo se encuentra a $\frac{H-Z_0}{3}$ por lo tanto es:

$$\frac{5-2.19}{3} = 0.94 \text{ m.}$$

5.3.2 Cálculo del empuje pasivo según Rankine.

De acuerdo con Barros, 1974. Se calculará el empuje pasivo con la fórmula de Rankine. que algunos datos ya se obtuvieron anteriormente por lo tanto queda de la siguiente manera:

$$E_p = \frac{1}{2} N \theta \gamma h^2 + 2c \sqrt{N \theta} h$$

$$E_p = \frac{1}{2} (1.97)(1.55)(1)^2 + 2(1.21)(\sqrt{1.97}) (1) = 4.92 \text{ ton/m}$$

El punto de acción del empuje activo se encuentra a $\frac{H}{3}$ por lo tanto es:

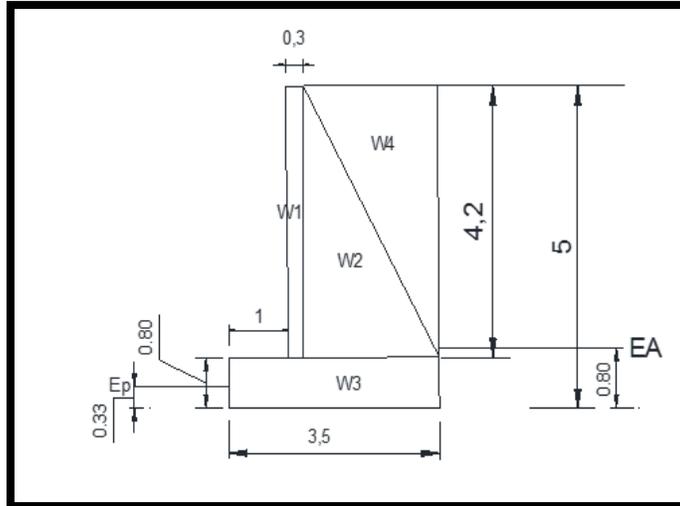
$$\frac{1}{3} = 0.33 \text{ m}$$

Para el momento actuante se determina de la siguiente manera:

$$M_{act.} = (E) \left(\frac{H}{3}\right) =$$

$$M_{act.} = (3.12) \left(\frac{5}{3}\right) = 5.2 \text{ ton / m}$$

Una vez calculados estos factores que forman parte de Momento Resistente que se encarga de contrarrestar la acción del momento actuante, que son todas las fuerzas del muro que ayudan a mantenerse en el lugar que se muestran a continuación junto con su cálculo para poder calcular los factores de seguridad.



Como se observa en la figura anterior las partes que conforman el muro son, W1, W2, W3. La parte que se encuentra sobre el muro que es W4, es la fuerza del terreno que transmiten al muro y que se toman en cuenta para el cálculo del momento resistente. Por lo tanto, se elabora la siguiente tabla:

CALCULO DE W, MR, WT					
PARTES	PESO (T) CARGA VERTICAL	W.MURO (T)	WTOTAL	BRAZO (M)	MR. (T.M)
W1	A1	2.2	2.772	1.15	3.1878
	1.26				
W2	A2	2.2	10.164	2.03	20.63292
	4.62				
W3	A3	2.2	6.16	1.75	10.78
	2.8				
W4	A4	1.55	7.161	2.76	19.76436
	4.62				
Ep	4.92			0.33	1.6236
TOTAL		Vt =	26.257	Mr =	55.98868

Tabla. – Momento Resistente del muro de contención

(Fuente: propia)

Como se observa en la tabla anterior se calculó el momento resistente y la sumatoria de las cargas del muro y que son necesarias para el cálculo de los sig. Factores de seguridad

5.3.3 Análisis por el factor de seguridad por volteo.

Para la seguridad del muro se calcula el factor de seguridad por volteo y si el resultado es mayor a 1.5 se acepta el factor:

$$\text{Factor de seguridad : (Fs)} = \frac{\sum \text{Momento resistente } (M_R)}{\sum \text{Momento actuante } (M_A)} > 1.5$$

$$M_{act.} = (3.12) \left(\frac{5}{3}\right) = 5.2 \text{ ton/m}$$

$$Fs = \frac{55.988}{5.2} = 10.76$$

$$F.S. = 10.76 > 1.5$$

Por lo tanto, el factor de seguridad por volteo se acepta.

5.3.4 Análisis por el factor de seguridad por deslizamiento.

Continuando con los factores de seguridad se calcula el factor de deslizamiento para evitar que el muro tienda a fallar y si el resultado es mayor a 1.5 se acepta:

$$FS = \frac{F + E_P}{E_A} > 1.5$$

$$F_s = \frac{9.041 + 4.92}{3.12} = 4.474$$

$$4.474 > 1.5$$

El término F (fuerza de fricción) se determina de la siguiente manera:

$$F = (S) (B) (1) =$$

$$F = (2.58)(3.5)(1) = 9.041$$

El término de S se determina de la siguiente manera:

$$S = \gamma \tan(\phi) =$$

$$S = 7.502 \tan(19) = 2.58$$

El término γ se determina de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{V_T}{A} =$$

$$\gamma = \frac{26.257}{3.5 \times 1} = 7.502$$

5.3.5 Capacidad de carga

Para la capacidad de carga que el terreno podrá soportar por el muro y no debe salir mayor a la capacidad admisible del suelo y se calcula de la siguiente manera:

$$\gamma_m = \frac{V}{A} \left[1 \pm \frac{6(e)}{B} \right]$$

El término e se determina de la siguiente manera:

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

$$e = \frac{50.788}{26.257} - \frac{3.5}{2} = 0.184 > 0.5$$

El término M se determina de la siguiente manera:

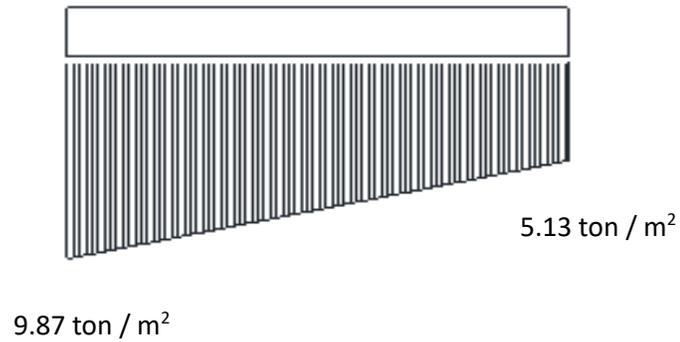
$$M = M_R - M_A$$

$$M = 55.988 - 5.2 = 50.788$$

Por lo tanto, la capacidad de carga queda de la siguiente manera:

$$\gamma_m = \frac{26.257}{3.5} \left[1 \pm \frac{6(0.184)}{3.5} \right] = + 9.87 \text{ ton/m}^2 \\ + 5.13 \text{ ton/m}^2$$

Una vez calculada la capacidad de carga que trasmite muro al suelo se hace el diagrama de presiones como se observa a continuación:



De acuerdo con la capacidad de carga admisible de los resultados arrojados por el estudio de mecánica de suelos que fue de 11.95 ton/m^2 se acepta el pre-dimensionamiento del muro, así como también las cargas que transmite hacia el suelo, ya que no son mayores a la carga admisible del suelo, por lo tanto, se dice que el cálculo del muro es el óptimo para el muro de contención.

5.4 Drenajes y propuesta final del muro.

En un muro de contención existe el riesgo de que el relleno se llegue a saturar de agua y eso sea un factor para que el muro pueda llegar a fallar, ya que el empuje activo aumenta con forme se satura el suelo incluso si es el caso de una estructura donde el muro la sostiene ya que es más su sobrecarga y pueda tener un deslizamiento, fractura o volteo.

Según Sowers (1993), para realizar una obra de un muro de contención se debe mantener seco el material y para esto se aplican diferentes tipos de drenaje como se muestra en la figura 5.3, el agua se drena del relleno dejando unos huecos con tubos de PVC que es lo más usual para un dren como los que se muestran en la (figura 5.3a). estos huecos deben estar espaciados en ambas direcciones de 1.50 a 2.00 m y deben tener un diámetro mínimo de 10 cm, para que se pueda drenar fácilmente y colocados a tresbolillo.

Para unas arenas gruesas, se coloca unas paladas de grava en la entrada del hueco para que actúe como filtro, para que impida que se tape el dren con la arena y finos que tenga como se muestra en la (figura 5.3b), aunque algunas veces los drenes tienen una desventaja por descargar el agua en la base del muro donde las presiones son mayores.

Uno de los drenajes mejor, pero a la vez más caro, es colocar un tubo de PVC perforado a cada 15 o 20 cm de diámetro que se colocan paralelos al muro en la base del mismo en una zanja de filtración (figura 5.3c), y se colocan registros en los extremos del tubo para su drenaje y limpieza.

Para suelos de baja compresibilidad, como las arenas limosas y limos, se debe hacer una obra más elaborada que los anteriores que consiste en poner una capa de material filtro sobre el talud para que así no drene todo el relleno (figura 5.3d).

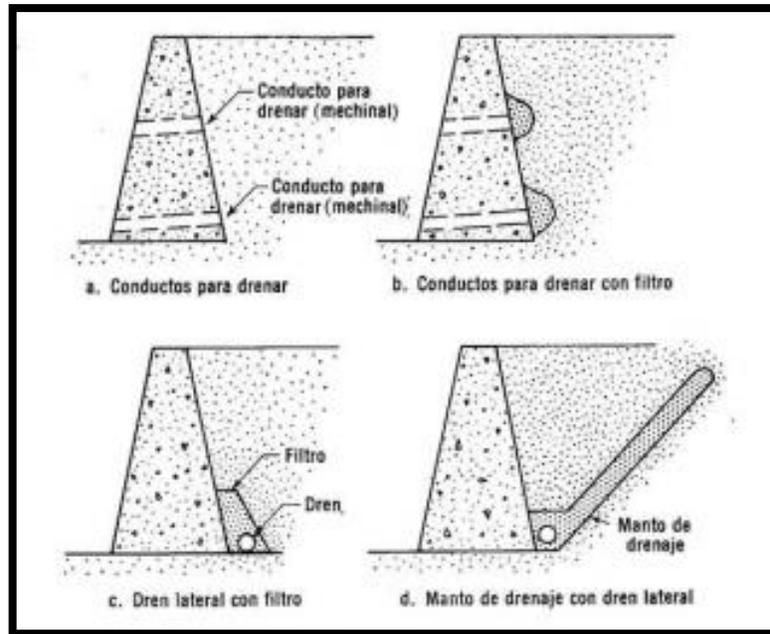


Figura: 5.3 Drenes para los rellenos de los muros de contención.

(Fuente: Sowers, 1993: 435)

Para este proyecto se optó por la figura 5.3b de la imagen anterior ya que es un suelo limoso y se le colocará unas paladas de grava para que sirva como filtro y el suelo no tienda a fugarse por los drenes.

En la figura 5.4 se observa cómo quedarán colocados los drenes, ya que como se explica se deben colocar de 1.5 a 2 m. por lo que se colocarán a cada dos metros por la longitud del muro con un diámetro de 10 cm. cada dren y se deberán colocar a tresbolillo para evitar una falla lineal y sea más seguro el muro colocándose a una altura de 1 metro.

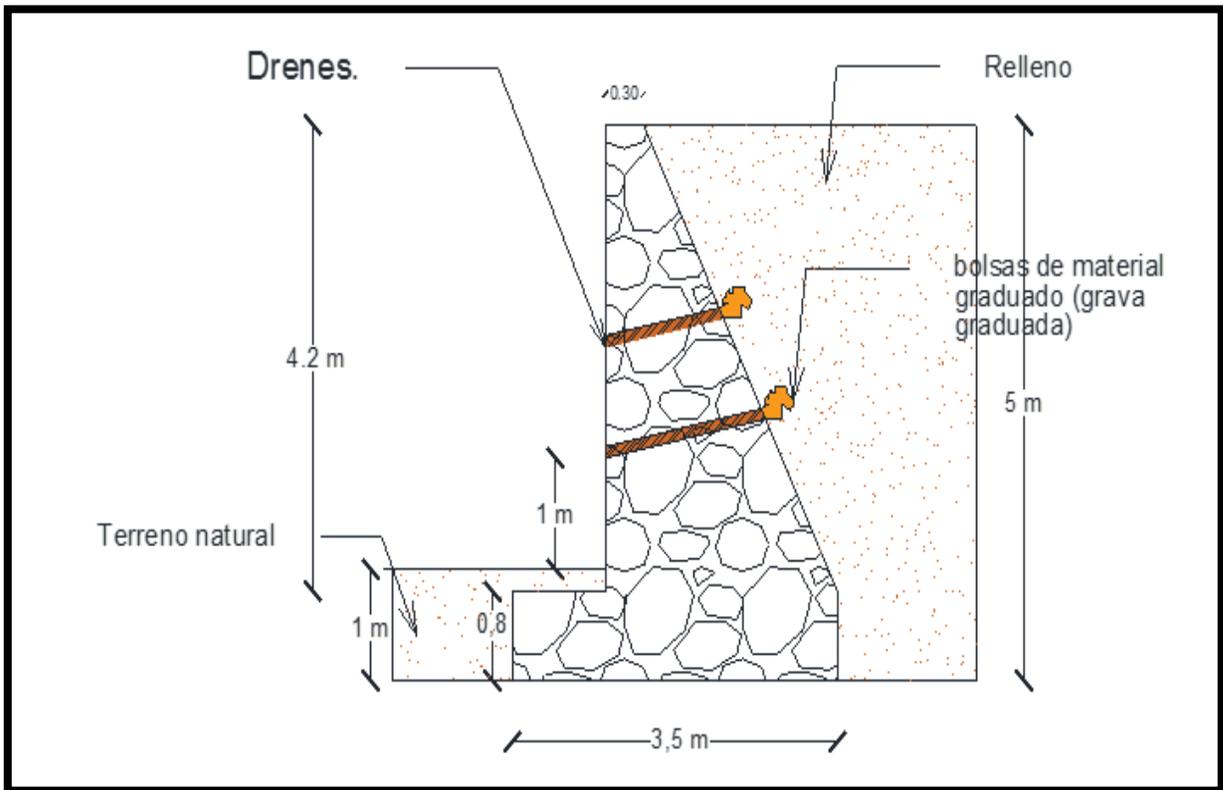


Figura 5.4. - Muro de contención indicando los drenes.

(Fuente: Propia.)

5.4.1 Propuesta final del muro.

Una vez pre-dimensionado el muro y revisado todos sus cálculos y factores de seguridad, se acepta el diseño ya que cumple con todas sus expectativas y por lo tanto es el adecuado para dicho terreno, así como también su drenaje.

A continuación, se muestra el diseño final del muro de contención de gravedad a base de mampostería y sus medidas se indican en metros.

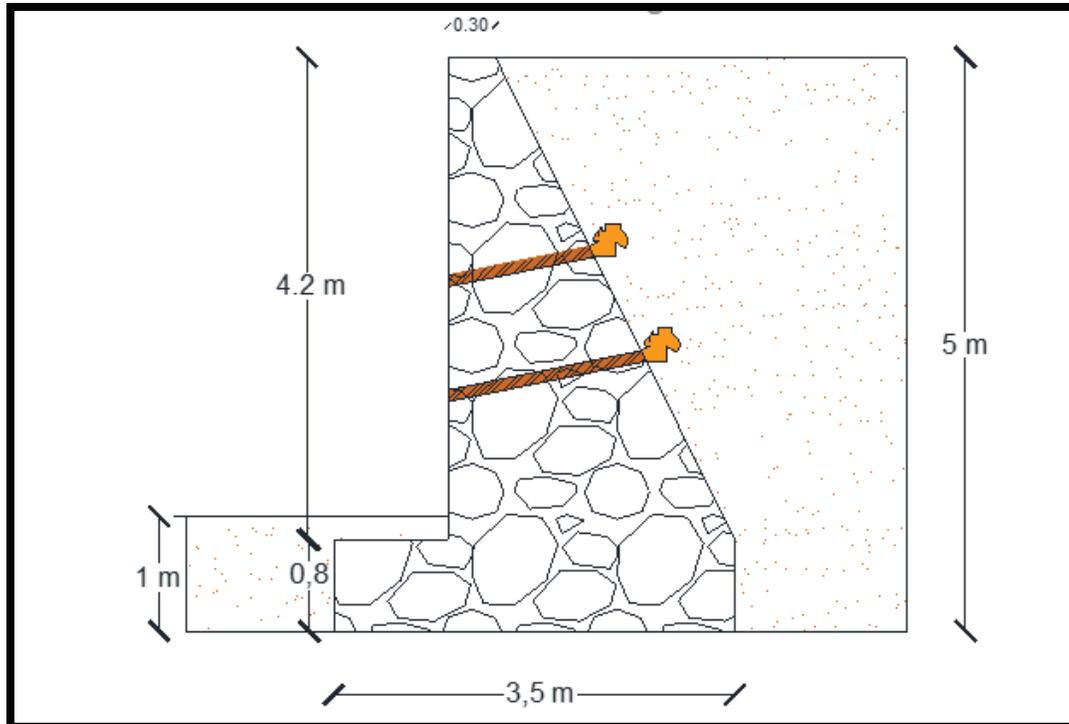


Figura: 5.4 Propuesta final.

(Fuente: Propia.)

De acuerdo a lo dicho en el presente capítulo, se puede decir que el muro de contención es el óptimo para este proyecto ya que todos sus cálculos y factores de seguridad cumplen para la capacidad de carga del terreno.

El muro de contención está hecho a base de mampostería que consta de piedra braza y concreto con drenes de tubo de PVC de 10 cm. de diámetro, como se muestra en la figura 5.4. que se colocarán a tresbolillo para evitar una falla lineal, se les colocará materia granular (grava) para que sirva como filtro el relleno y no tienda a fugarse por los drenes, se colocarán a una altura de 1m. con separaciones de a cada 2m.

CONCLUSIONES

De acuerdo a la investigación exhaustiva de este trabajo, el objetivo general se cumplió, ya que era diseñar una estructura de contención para estabilizar un talud del terreno asegurándose que sea el óptimo para la casa habitación tomando como base sus estudios y características. Y como se menciona en los capítulos se estudió el suelo para poder saber las características del mismo y así poder diseñar el muro de contención de gravedad a base de mampostería para satisfacer las necesidades del terreno.

En el capítulo 1, se explican las generalidades del suelo y como se comporta el mismo, así como también la clasificación, características de un suelo sin dejar de mencionar peso volumétrico, relación de vacíos, estos son algunos de los conceptos que se mencionan en dicho capítulo y que fueron importantes para el estudio del suelo ya que si se desprecian no se hace una buena investigación.

La palabra Suelo en este trabajo es el material terroso que puede ser de un relleno o también arenas parcialmente cementadas. El agua contenida es un factor en un suelo ya que influye en el comportamiento de mecánica de suelos, el agua se puede encontrar en un suelo parcialmente saturado o que haya un acuífero en dicho terreno esto se considera en un estudio de mecánica de suelos. Por lo que se cumple el objetivo particular 1, que fue definir el concepto de generación de los suelos.

Se puede decir que el objetivo particular 2 se cumplió ya que un sistema de clasificación de suelos debe estar basado en las propiedades mecánicas de un suelo, puesto que es fundamental para las aplicaciones en la ingeniería, esta base a la vez

debe ser cualitativa, ya que este sistema lleva relaciones cuantitativas, de detalle respecto a las propiedades mecánicas. Un suelo puede considerarse grueso si más del 50% de sus partículas quedan retenidas en la malla en cambio si más de la mitad de sus partículas en peso pasan la malla #200 se consideran finos.

El objetivo particular 3 se cumple ya que se realizó un estudio de mecánica de suelos para poder saber la capacidad de carga que resistirá el terreno o en su caso que resiste para poder cimentar dicha estructura ya sea un canal, una casa habitación, un edificio, etc. así mismo se tienen que realizar diferentes pruebas en campo y en laboratorio ya que estas pruebas se realizan para poder determinar el tipo de suelo según la clasificación de los suelos y así poder realizar la estructura que en este caso fue para cimentar un muro 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 en 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.

Las formas de construir de un muro de mampostería o de concreto armado, sólo pueden darse algunos modelos esto depende del proyectista ya que tiende a diseñar el muro que considere adecuado para cierta obra, que en su caso consiste en el estudio de suelo y el tipo de talud donde se cimentara el muro de contención. Es por ello que se cumple el objetivo particular 4.

Los empujes de tierras se pueden desarrollar en empujes de tierras en reposo, empuje activo de tierras que es el que afecta al muro de contención ya que ejerce una

fuerza vertical a $H/3$, que "H" es la altura del muro y el resultado es a la altura que ejercer el empuje activo que puede afectar a la estructura dependiendo el tipo de suelo en el cual se encuentre cimentada tal estructura.

El empuje activo, es el que se genera en la tierra al momento de desplantar el muro que sería donde está el relleno que se le hace a dicho talud y que como se mencionó anteriormente el agua se filtra en la tierra y genera un empuje mayor en el muro.

El empuje pasivo de tierras es el que contrarresta el empuje activo que ejerce en el relleno del muro, el dicho empuje ejerce una presión para evitar el deslizamiento de dicha estructura, en ocasiones los muros se cimentan a ras del nivel del terreno natural ya que el empuje activo nos muy grande o el claro a salvar no es muy alto en este caso el muro se cimento a una profundidad de un metro ya que las condiciones lo requerían, es por lo que el objetivo particular 5 se cumple satisfactoriamente.

Se diseñó un muro de contención a base de mampostería para las condiciones del terreno ya que con el estudio de mecánica de suelos se pudo diseñar y calcular para que fuera el óptimo para el terreno.

El diseño se basa comúnmente en la forma más clásica que es la trapezoidal, sin embargo, existen varias formas y necesidades constructivas según el proyectista, pero lo más usual es describir la forma del muro de contención.

El cálculo se realizó por la Teoría de Rankine que fue la más favorable ya que con el estudio de mecánica de suelos se determinó que era un suelo cohesivo friccionante es por ello que los empujes activos y pasivos se calcularon con dicha

Teoría ya que el relleno era producto de excavación por lo que es el mismo suelo. Se acepta ya que los aspectos cumplen el objetivo particular 6.

Con respecto a la pregunta de investigación que señala ¿Cuál sería el diseño de un muro de contención que cumpla con las características de un terreno para que sea óptimo para una casa habitación?

Como se mencionó anteriormente en el capítulo 2 que fue de muros de contención se explicaron los dos tipos de muros que existen que es el muro de concreto armado y el de mampostería que en este caso se optó por el de mampostería por las condiciones del terreno ya que la altura del muro no era mayor a 5m, y para ellos los muros de mampostería tienen figura trapezoidal por lo que el muro no cambia mucho solo su colocación dependiendo el proyectista.

También se mencionaron las diferentes Teorías por las cuales se puede calcular un muro de contención ya que todas son favorables para calcular, pero dependen del tipo de terreno, la más común es la Teoría de Terzaghi, pero en este caso como el suelo tenía cohesión se utilizó la Teoría de Rankine.

Se concluye que los procesos de investigación a lo largo de este trabajo fueron los óptimos para determinar este proyecto ya que como se explica anteriormente los objetivos se cumplieron, así como también se pudo responder a la pregunta de investigación por lo que se da por finalizado este trabajo.

Unos de los hallazgos teóricos relevantes de este trabajo fue que la corteza terrestre en la mayoría del tiempo es atacada por el agua y el aire, esto hace que todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos que son: desintegración mecánica y descomposición química.

La desintegración mecánica es la intemperización de las rocas que son generadas por cambios de temperatura, congelación de aguas, grietas generadas en las rocas, efectos de organismos y plantas. Por estos fenómenos que se mencionan anteriormente es que se llegan a formar las arenas, pocas veces limos ya en casos especiales se llegan a formar arcillas.

Descomposición química, son agentes que atacan las rocas principalmente es el agua, así como también los mecanismos que es la oxidación, hidratación y la carbonatación. Estos fenómenos mencionados suelen combinarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar arcillas en zonas húmedas y cálidas ya que estas son más típicas en las zonas frías que forman arenas o limos un poco más gruesas. En cambio, en las zonas cálidas los fenómenos de descomposición no son desarrollados es por eso que predominan las arenas.

BIBLIOGRAFÍA

Crespo Villalaz, Carlos. (2004)

Mecánica de suelos y cimentaciones.

Limusa Noriega Editores.

Donald W. Taylor (1961)

Principios Fundamentales de Mecánica de Suelos

1ª Ed. Compañía Editorial Continental, S. A.

Eulalio Juárez Badillo (2010)

Mecánica de Suelos Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos

Ed. Limusa, México, D.F.

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez (2004)

Mecánica de Suelos Tomo II Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos

Ed. Limusa, México, D.F.

George B. Sowers (1972)

Introducción a la Mecánica de Suelos y cimentaciones

Ed. Limusa wiley.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols (2010)

Metodología de la Investigación

Mc Graw Hill, México.

José Barros Pena (1974)

Muros de contención

1ª Ed. CEAC, S. A.

Karl Terzaghi y Ralph B. Peck (1973)

Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica

2da. Ed. Editorial "EL ATENEO" S.A.

Navarro Hudiel. (2008)

Manual de topografía

Peter L. Berry – David Reid (1972)

Mecánica de Suelos.

Mc Graw – Hill.

Tamayo y Tamayo, Mario. (2009)

El proceso de la investigación científica.

Ed. Limusa. México.

OTRAS FUENTES DE INVESTIGACIÓN

Cuaderno Estadístico Municipal de Uruapan, Michoacán de Ocampo (2016)

<http://www.inegi.gob.mx/est/contenidos/espanol/sistemas/cem06/info/mic/m102/mapas.pdf>

Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), (2016)

<http://www.3inegi.org.mx/sistemas/mexicocifras/datos-geograficos/16/16102.pdf>

<http://www.uprm.edu/biology/profs/massol/manual/p2-humedad.pdf>

Mapa de la localización del país de México

https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/4/45/Mexico_location_map.svg/1280px-Mexico_location_map.svg.png

Mapa satélite de la ciudad de México

http://www.guiarte.com/mapas-destinos/satelite_poblacion_uruapan-del-progreso.html

<https://es.scribd.com/doc/97927192/Topografia-y-Planos-Topografico-TITULO>

<https://www.bing.com/images/search?q=sucs+suelos&view=detailv2&&id=C852120A36B392F18D818104D6A103F0536D8354&selectedIndex=23&ccid=1MREHMMO&simid=607995073432256939&thid=OIP.Md4c4441cc30e0e22cca4ca8f73913802o0&ajaxhist=0>

ANEXOS

