



**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 DE MAMPOSTERÍA PARA UN TALUD DE CASA HABITACIÓN EN LA COMUNIDAD DE ARANTEPACUA, MICHOACÁN.

Tesis

Que para obtener el título de

Ingeniero civil

Presenta:

Eduardo Huerta Espinosa.

Asesor: Ing. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, a 07 de Marzo del 2017



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.	4
Justificación.	4
Marco de referencia.	5

Capítulo 1.- Mecánica de suelos.

1.1. Concepto de suelo.	8
1. 2. Clases y tipos de suelos.	10
1. 2. 1. Suelos residuales.	10
1. 2. 2. Suelos sedimentarios.	12
1. 2. 3. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	13
1. 2. 4. Fases del suelo.	15
1. 2. 5 Permeabilidad de los suelos.	18
1. 3. Análisis granulométrico.	21
1. 4. Resistencia al corte.	23

1. 4. 1. Compresión triaxial.	25
1. 5. Plasticidad.	27
1. 6. Capilaridad.	29
1. 7. Consolidación unidimensional.	31

Capítulo 2.- Muros de contención

2. 1. Concepto de muro de contención.	33
2. 2. Teorías de empujes de tierras.	38
2. 2. 1. Empuje activo de tierras.	40
2. 2. 2. Empuje de tierra en reposo.	43
2. 3. Tipos de muros de contención.	45
2. 3. 1. Muros de contención de gravedad.	46
2. 3. 2. Muros de contención en voladizo.	48
2. 3. 3. Muros de contención de contrafuerte.	49
2.4. Revisión de la estabilidad de un muro de contención.	50
2. 4. 1. Revisión por Volteo.	51
2. 4. 2. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.	53
2. 4. 3. Revisión de falla por capacidad de apoyo.	56

Capítulo 3.- Resumen de macro y microlocalizacion.

3.1. Generalidades.	59
3.1.1. Objetivo.	59
3.1.2. Alcance del proyecto.	59
3.2. Resumen ejecutivo.	60
3.3. Entorno geográfico.	61
3.3.1. Macro y microlocalizacion.	61
3.3.2. Geología regional y de la zona de estudio.	64
3.3.3. Hidrografía regional y de la zona de estudio.	65
3.3.4. Uso de suelo regional y de la zona de estudio.	65
3.4. Informe fotográfico.	66
3.4.1. Problemática.	68
3.4.2. Estado físico actual.	68
3.5. Alternativas de solución.	68
3.5.1. Planteamiento de alternativas.	68
3.6. Proceso de análisis.	69

Capítulo 4.- Metodología.

4.1. Método empleado.	70
-------------------------------	----

4.1.1. Método matemático.	71
4.2. Enfoque de investigación.	72
4.2.1. Alcance de la investigación.	74
4.3. Diseño de la investigación.	74
4.4. Instrumento de recopilación de datos.	75
4.5. Descripción del proceso de investigación.	76

Capítulo 5.- Análisis e interpretación de los resultados

5.1. Topografía.	77
5.2. Estudio de mecánica de suelos.	81
5.3. Cálculo de empujes.	85
5.4. Predimensionamiento de muro de contención.	87
5.5. Cálculo de drenes.	94
5.5.1. Propuesta final de muro de contención.	96

Conclusiones.	98
----------------------	----

Bibliografía..	104
-----------------------	-----

Anexos.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

De acuerdo con José Barros P. (1974), un muro de contención se define como una pequeña o grande construcción, se utilizan regularmente para detener o estabilizar masas de tierras y(o) materiales similares, con la única finalidad de que alguno de estos materiales con los que se están aprovechando para que estos no adopten su forma o terreno natural. El uso más común de ellos es en la construcción de vías férreas, carreteras, aunque en ocasiones es usado en sótanos de edificios para contener el suelo que envuelve a los mismos.

En algunos otros tipos de construcciones también se pueden utilizar para soportar agua y otros líquidos. Los muros de contención no sólo deben soportar los empujes horizontales que el terreno donde se construye le transmite, que por otra parte debe también recibir los esfuerzos verticales transmitidos por las columnas, paredes de carga, que se apoyan sobre de estos.

La mayoría de los muros de contención se construyen de concreto armado, pero también es muy usada la construcción de ellos con mampostería, es decir, con piedras por lo regular tipo braza mayores a 30 cm que no contengan grietas o fisuras, cuidando cada espacio entre piedra y piedra, que éstas no deben ser mayores de 2.5 cm. todos los detalles en este muro deben cuidarse ya que las fallas en algunos aspectos resulta contra productiva y afecta gradualmente la resistencia del muro, todo esto según SAGARPA (1981).

Al consultar en la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C, se encontró que existe una tesis realizada por el alumno Roberto Ruiz Abarca, titulada “ DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y DE GRAVEDAD EN EL PREDIO UBICADO EN EL LIBRAMIENTO ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN MICH. “ en la cual se realizó un diseño de un muro con diferencias constructivas al planteado en este trabajo, además de otra tesis que sirve como antecedente hecha por la alumna Patricia Montserrat Ávila Vigil, titulada “ DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD A BASE DE MAMPOSTERÍA UBICADO EN LA UNIVERSIDAD DON VASCO. “ este caso es más parecido al trabajo que se pretende realizar en ésta investigación.

Planteamiento del Problema

En muchas de las ocasiones, emplear este tipo de muros ya sean de concreto o de mampostería se tiene la necesidad de cargar algunos materiales para que esto no afecte la construcción en proceso.

Las medidas o dimensiones de las estructuras están relacionadas con las características del terreno en el cual se desplantará la obra, todo esto obtenido de un estudio eficiente de mecánica de suelos en el cual se menciona de qué tipo de suelo es en el que se encuentra.

Lo dicho por José Barros P. (1974), los muros de contención se presentan en diferentes tipos para trabajos diferentes de actuar, cada una de ellas en diferente proporción y para diferente trabajo, pero es normal que algunas de ellas sean

empleadas para un similar uso. Pero ahora una de las tareas es el seleccionar la más adecuada para el proyecto, considerando las ventajas o desventajas que cada uno de los tipos de muros contengan para llegar a un resultado y seleccionar la más adecuada.

En el presente trabajo se propondrá una estructura a base de mampostería con un tipo de diseño por gravedad y con esto realizar un trabajo efectivo y de calidad para así contestar a la siguiente pregunta.

¿Cuáles son las dimensiones y los materiales necesarios para la construcción del muro de contención de mampostería con las características del terreno ubicado en la calle Francisco I. Madero # 45 en la colonia constitución de la comunidad de Arantepacua?

Objetivo general.

Diseñar una construcción de contención de tierras que pueda mantener un talud para un terreno ubicado en la calle Francisco I. Madero # 45 en la colonia Constitución en la localidad de Arantepacua, Mich; con las condiciones de seguridad adecuadas para dicho terreno y diseño.

Objetivos particulares.

En esta investigación se pretende conseguir los objetivos siguientes:

- 1) Realizar un estudio de mecánica de suelos.
- 2) Definir y calificar al suelo.
- 3) Mencionar las pruebas necesarias para un estudio de mecánica de suelos.
- 4) Definir un muro de contención.
- 5) Calcular los esfuerzos de la tierra sobre las paredes del muro.

6) Diseñar un muro de mampostería capaz de soportar las cargas actuantes.

Pregunta de investigación

Con la presente investigación se responderá la pregunta siguiente:

¿Cuáles son las dimensiones y los materiales necesarios para la construcción del muro de contención de mampostería con las características del terreno ubicado en la calle Francisco I. Madero # 45 en la colonia constitución de la comunidad de Arantepacua?

Justificación.

La construcción en la actualidad ha ido cambiando respecto a las nuevas tecnologías y métodos de empleo en ellas, tanto los procesos constructivos como también algunos de los elementos y materiales que se emplean en dicho trabajo con solo una intención, optimizar el rendimiento y satisfacer las necesidades de la humanidad.

El tipo de suelo es un factor determinante en la construcción de muros de contención y por el cual debe tenerse mucha precaución en el proceso constructivo y en el cálculo, un mal manejo de materiales y un mal cálculo podrá poner en riesgo la estructura, llevando a ésta a un colapso, fractura y así ocasionando un deslave que dependiendo la cantidad de suelo a retener es el grado de riesgo.

Este trabajo tiene por misión ejemplificar cómo trabaja un muro de contención de mampostería por gravedad y cómo debe de ir elaborado en base a cálculos y dimensionamientos, en la universidad don vasco existen trabajos similares al presente, pero existen varias maneras de proceder para la elección de materiales.

El impacto que tendrá este trabajo será muy bueno para la comunidad ya que el talud tiene colindancia en una esquina y que además es una de las calles más populares en la comunidad de Arantepacua, el dueño del predio accedió ha dicho trabajo puesto que desde hace algunos años este talud ha estado en constante desgajamiento en poca magnitud, pero puede representar un peligro latente para la comunidad en general.

Marco de referencia.

El trabajo se realiza en un terreno de la comunidad de Arantepacua que está situado en el municipio de Nahuatzen (en el Estado de Michoacán de Ocampo). Esta población tiene 2,667 habitantes. En Arantepacua el 86.58% de los adultos habla la lengua P'urepecha.

En la localidad se encuentran 431 viviendas, de las cuales el 0.07% disponen de una computadora al igual que, el porcentaje de analfabetismo entre los adultos es del 18.97% (12.45% en los hombres y 25.18% en las mujeres) y el grado de escolaridad es de 5.40 (6.51 en hombres y 4.40 en mujeres). Según datos arrojados por el conteo de población y vivienda del INEGI 2015. El clima predominante es templado con lluvias en verano, presenta temperaturas que oscilan de 2.3°C a 20.4°C.

La comunidad indígena de Arantepacua se encuentra en el corazón de la meseta purépecha, se sienta en una planicie a la falda del cerro del ojo de agua, en esta comunidad la extensión territorial se estima a unas 6,650 hectáreas, mientras que su altura sobre el nivel del mar es de 2.800m. Se encuentra rodeado de los cerros

como son: cerro del agua, cerró chico, cerro grande, cerro de la corona, cerro del águila.

La comunidad indígena colinda con las siguientes comunidades que son: al norte con la comunidad de Cheran y Aransán, al sur con Turícuaro al este con Nahuatzen y Cevina al sureste con Comachuen al oeste con Quinceo, y al suroeste con Capacuaro.

El pueblo de Santa María Arantepacua, situado en el occidente de la Sierra Tarasca, el estado de Michoacán límites con tierra fría y con tierra templada, fue fundada antes de la llegada de los españoles ignorándose el año por el rey P'urepecha llamado ARANTI, el cual dejó posteriormente a cargo del pueblo a otro rey P'urepecha llamado Juan Cohenete, para en ese entonces, ya había ocurrido la llegada de los españoles. Antes había una sola religión y lo siguen conservando que es la religión católica, pero poco a poco fueron practicando otro tipo de religión como testigo de Jehová, cristianismo, Bautista, pentecostés, etc.

En esta comunidad se cuenta con el abastamiento de agua potable situándose el cerro llamado ojo de agua, centro de salud, alumbrado público campo deportivo actualmente se cuenta con una cancha de básquet bol, uno en el auditorio comunal, otro a espalda de la escuela primaria, también se cuenta con una cancha de futbol que se encuentra al pie del cerro chico. Biblioteca pública, que está ubicada en la plaza en el edificio de la jefatura de tenencia, de la parte alta, donde todos los jóvenes y niños acudan a investigar.

Actualmente existe un buen número de profesionistas en las que destacan, Licenciados en Educación Inicial, Preescolar, Primaria y Secundaria, así como también de la Normal Indígena y en el Tecnológico Superior Purépecha; Médicos Generales y especialistas, Arquitectos, Ingenieros Agrónomos, Contadores, Dentistas, Abogados en cuestión Jurídica, Biólogos, Ingenieros en sistemas computacionales y Maestros de Música, etc.

CAPÍTULO 1

MECÁNICA DE SUELOS.

El Globo terráqueo está compuesto principalmente por un núcleo y que es éste quien predomina en compuestos como el hierro y el níquel. Se dice que este núcleo tiene una densidad relativamente media en comparación a las capas más superficiales de la tierra, De acuerdo con Juárez Badillo (2001), a través de un estudio de transmisión de ondas sísmicas se dedujo que el núcleo tiene poca rigidez y que tal vez por esta característica es que los investigadores la consideran como una capa fluida.

“Suprayaciendo a la corteza terrestre propiamente dicha, existe una pequeña capa, formada por la disgregación y descomposición de sus últimos niveles; esta pequeña pátina del planeta, es el suelo, del cual se trata la mecánica de suelos. “
(Juárez Badillo, 2001: 33)

En este capítulo se hablará sobre algunos conceptos y teorías sobre la mecánica de suelos, cómo son concepto de suelo, tipos y clases de suelos, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, permeabilidad entre otros temas que son de gran interés en la materia de mecánica de suelos.

1.1. Concepto de suelo.

Se piensa culturalmente que el suelo es un compuesto de pequeñas partículas, tanto orgánicas como inorgánicas y que no están de manera bien acomodada o relacionada. Y en realidad es un conjunto definido y además contiene propiedades

variables vectorialmente. Usualmente se dirige más a la dirección vertical que a la horizontal, creando así un perfil del mismo.

Menciona Juárez Badillo (2001), el suelo puede ser atacado principalmente por efectos del aire y del agua, siendo las más comunes, aunque también nuevos análisis describen que existe un efecto de desintegración mecánica y descomposición química, la desintegración mecánica hace referencia a la intemperización de las rocas por efectos físicos, lluvia, temperatura, hielo, etc. Y por la descomposición química se entiende al cambio de estructura molecular siendo el agua y algunos otros elementos químicos los principales actuantes en este tipo de descomposición.

Se cree que la palabra suelo es muy relativa, puesto que para diferentes tipos de carreras significa algo diferente pero siempre con algunos rasgos en común, por ejemplo, para un geólogo es todo aquel material intemperizado que ahora se encuentra en un lugar y que contiene material orgánico cerca de la superficie.

Para los fines de obra la palabra suelo representa un tipo de material terroso desde un relleno de desperdicio, arenas o lutitas suaves. En esta definición no entra los materiales rocosos como las rocas metamórficas o ígneas, puesta que estos materiales no son blandos y su desintegración es muy lenta.

Los materiales orgánicos por lo regular pueden ser encontrados con gran facilidad sobre la superficie de la tierra, esto sucede cuando el tipo de suelo no es producido por su descomposición tal y como sucede en las capas donde existen raíces y otros tipos de tejidos orgánicos. Cuando este tipo de suelo llega a podrirse, puede llegar a general gases tóxicos como lo es el ácido sulfhídrico, que altamente peligroso

para algún trabajador al igual que afecta a las herramientas al acelerar el proceso de corrosión de ésta.

La acción volcánica sobre algún terreno origina suelos en forma instantánea, cuando la lava explota desprende gran cantidad de ceniza volcánica que es un material poroso con aspecto de ceniza, dependiendo del medio ambiente puede llegar a formarse desde suelos cementados como las areniscas o tal vez permanecer en su forma original.

1.2. Clases y tipos de suelos.

Menciona Crespo Villalaz (2004), que el conocimiento del tipo y características de suelo es esencial para el estudio de mecánica de suelos, mediante una interpretación adecuada puede saberse como actuará en un futuro este tipo de suelo sometido a cargas en diferentes ángulos y con un porcentaje de humedad que contenga el material.

El producto del intemperismo en un suelo puede quedar en el lugar del daño, o sobre otro sitio. Es ahí donde se origina los dos tipos de suelos residuales y transportados.

1.2.1. Suelos residuales.

Los suelos residuales, como menciona Juárez Badillo (2001), se originan cuando el producto de la descomposición de las rocas no son transportados como sedimentos, sino que actúan en el lugar donde se encuentra, si la velocidad con la que se descomponen las rocas es mayor que la velocidad de arrastre, se produce un efecto

llamado acumulación de suelo residual, algunos de los factores que influyen en esta condición son las producidas por lluvia, temperatura, el tiempo y en general la naturaleza.

El suelo residual contiene un perfil que se divide en tres partes, zona superior, zona intermedia y zona parcialmente meteorizada. La primera señala que contiene un elevado grado de meteorización con cierto grado de arrastre, la siguiente señala que contiene cierta meteorización y también cierta parte hacia el interior, la última es la que inicia con el proceso de transición del suelo original.

La temperatura y otros factores han favorecido para la creación de capas con espesores de gran importancia, por mencionar algunos ejemplos donde abundan este tipo de suelo es en el sur de Asia, África y partes específicas de América.

Menciona B. Sowers (1972), que las cenizas volcánicas también pueden considerarse como parte de un suelo transportado, que utiliza como transporte el viento, esto consiste en pequeños fragmentos de rocas ígneas que son lanzadas por efectos del vapor de agua a presión sobre calentado o también por gases propios del volcán. Las cenizas volcánicas salientes aparentemente suelen parecer como pequeñas partículas de arena o grava arenosa demasiado ligera, estas absorben el agua con una gran facilidad por su alto grado de porosidad al igual que se descomponen con una gran facilidad. Cuando esta se seca y se descompone parcialmente se sedimentan y da pie a una roca blanda llamada toba.

Pero cuando las cenizas se llegan a descomponer por completo forman unas arcillas muy plásticas con un exagerado índice de porosidad y por lo tanto una gran

compresibilidad, estos depósitos son muy poco comunes, pero existen grandes asentamientos de estructuras y poblaciones como es la Ciudad de México, que es algo digno de admirarse.

Las cenizas volcánicas sementadas son buenas para cimentar estructuras, algunas veces se utilizan como material de construcción pero con el paso del tiempo y dependiendo del ambiente tienden a desintegrarse tanto química como físicamente.

1.2.2. Suelos sedimentarios.

Según Juárez Badillo (2001), los suelos sedimentarios son los que se consideran la formación del suelo al igual que el transporte y el depósito de estos mismos. La formación de los sedimentos es básicamente la meteorización causada por efectos químicos y físicos de la superficie de la roca, como la generación de arcillas, gravas, arenas, etc.

El transporte de los sedimentos es algo que también interviene en el proceso, puesto que los sedimentos tienen un transporte por el cual viajan y que pueden ser el agua, aire, hielo, gravedad y por supuesto los seres vivos, estos medios pueden afectar a los sedimentos en dos formas, modificando la forma, el tamaño y la textura de las partículas por abrasión desgaste y disolución, la otra forma de afectar es que produce una clasificación o graduación en las partículas.

También es importante mencionar que el depósito de los sedimentos es otro factor que interviene puesto que las partículas se han formado y han sido transportadas de depósitos para formar un suelo tipo sedimentario, algunos de los

efectos que producen esto es la baja velocidad, el cambio de solubilidad y el aumento de electrolitos.

B. Sowers (1972), explica que dentro de los suelos sedimentarios existe una clasificación de rocas que también pertenecen a la misma clasificación, la arenisca de grano fino y las argilitas son claramente limos y arcillas que se han endurecido, algunos minerales como mica y arcillas son reorientados de tal manera que su superficie sea paralela y así la argilita se transforma en lutita.

Así como esta transformación existen una gran variedad de transformaciones que pueden ocurrir inmediatamente, pero que son continuamente intercaladas como en su sedimento original.

1.2.3. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Se ha dicho, que este sistema era casi idéntico al que utilizaban en los aeropuertos, y que era ligeramente distinto. Separando en dos grandes grupos de suelo, los gruesos y los finos. Según Juárez Badillo (2001), dice que un suelo se considera grueso, si más del 50% de este material es grueso y que si más del 50% es fino se considera de tipo fino.

Terzaghi (1978), menciona que la proposición del Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos y que fue adquirido por el equipo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos de Norte América y que después fueron adoptados por otros cuerpos militares del resto del mundo. Según este sistema los suelos se dividen

en tres grupos principalmente: grano grueso, grano fino y grano altamente orgánico, también conocido como turbas.

Los suelos de granos gruesos se dividen en dos grupos que son gravas (G) y las arenas (S) a según aproximadamente el 50% de material retenido en el tamiz número 4, que a su vez se dividen en cuatro grupos, bien graduados limpios (W), pobremente graduados (P), bien graduados sucios (C), pobremente graduados sucios (F) y según su composición pueden ser GP, GW o puede darse el caso en los materiales límites se utilizan símbolos dobles, como: GW-GP.

Los suelos de granos finos solo se dividen en tres grupos, limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C), limos y arcillas orgánicos (O). Estos tipos de suelos se subdividen en aquellos que cuentan con menos del 50% de límite líquido (L) o mayor del 50% (H).

La diferencia que se encuentra entre las arcillas inorgánicas, los limos inorgánicos y los suelos orgánicos son los que se realizan con el gráfico de las plasticidades modificadas.

Unas de las características más sobresalientes de los suelos orgánicos son su peculiar aroma y su espeso color oscuro.

Ya en la práctica, una de las maneras para diferenciar los suelos finos es su apariencia seca y quebradiza o por su rigidez cuando este material es llevado a su estado límite plástico. El Sistema Unificado da lugar a una clasificación digna de mucha confianza, con experiencia y a su vez da la capacidad de identificación de los suelos a simple vista.

En la siguiente se imagen se muestran algunas de las mallas para determinar la granulometría del material, dependiendo de la cantidad que retenga cada uno de las mallas es el tipo de suelo al que puede pertenecer de acuerdo al SUCS.

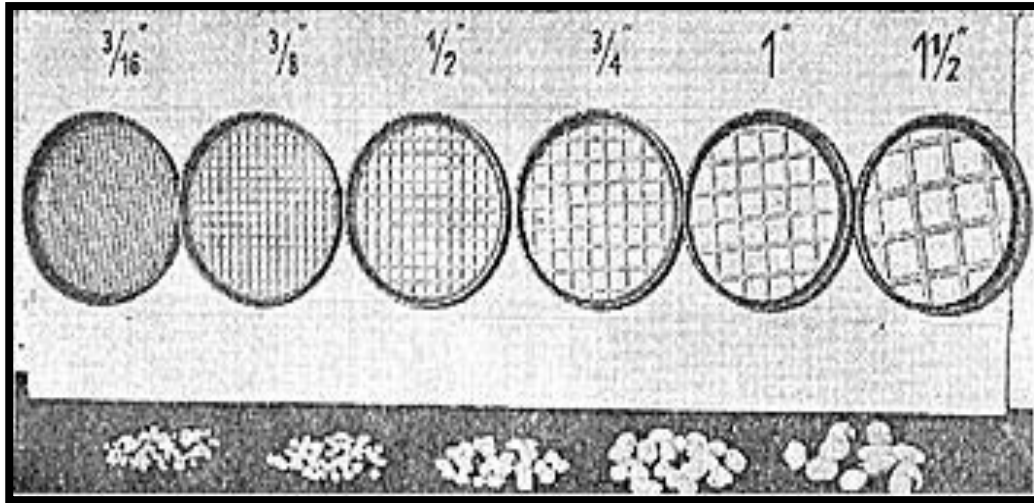


Imagen 1.1.- Mallas para determinar la granulometría del material.

Fuente: Terzaghi Karl, 1978; 42.

1.2.4. Fases del suelo.

Describe W. Taylor (1961), que en los suelos se distinguen tres tipos de fases que lo constituyen: la fase sólida, líquida y la gaseosa. La fase sólida es la que está compuesta por las partículas de minerales del suelo y esta incluye la capa sólida absorbida. La fase líquida está constituida por el elemento químico agua en su gran

mayoría, en la fase gaseosa es donde comprende por lo regular el aire, aun que en otras ocasiones se presenten otros tipos de vapor.

Las fases líquidas y gaseosas del suelo pueden comprenderse con el nombre de volumen de vacíos, mientras que por otro lado en la fase sólida se encuentra el volumen de los sólidos.

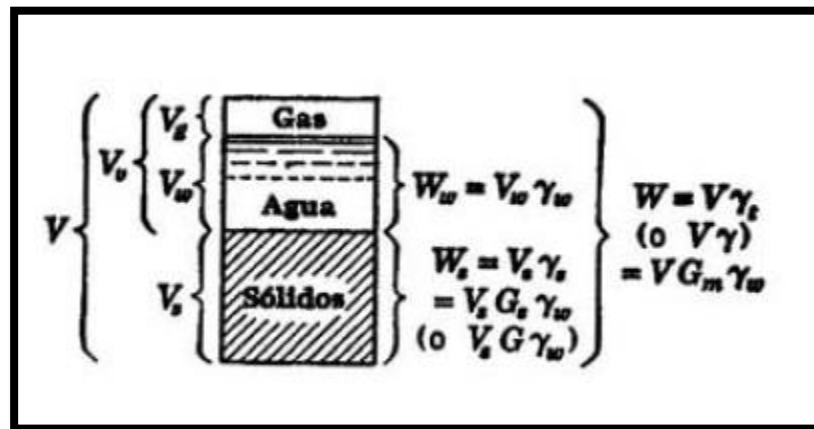


Imagen 1.2. – Representación diagramática de un suelo como un sistema de tres fases.

Fuente: Donald W. Taylor; 1961; 25.

Donde:

V = Volumen total de la muestra.

V_s = Volumen total de los sólidos.

V_v = Volumen de vacíos.

V_w = Volumen de agua.

V_g = Volumen de gas

W = Peso total de la muestra.

W_s = Peso de los sólidos.

W_w = Peso del agua.

Se cree que un suelo es totalmente saturado cuando la relación de todos sus vacíos está ocupados por agua, un suelo que presente estas características se toma como un caso particular en el que solo se tienen dos fases, sólida y líquida. Gran parte de los suelos que se encuentran por debajo del nivel freático se considera un suelo totalmente saturado. Se señala que, algunos de los suelos contienen un porcentaje de materia orgánica en diversas formas, ha estos tipos de tierra se le conocen como turbas.

Aunque el contenido de materia orgánica y algunos otros compuestos son importantes, para las propiedades mecánicas no son tan considerables puesto que no es muy preciso al momento de ponderarlos para la medición de pesos y volúmenes de las tres fases del suelo.

“En los laboratorios de mecánica de suelos pueden determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son, empero, las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de éstas.” (Juárez Badillo, 2001: 53)

1.2.5. Permeabilidad de los suelos.

Terzaghi (1978), menciona que un suelo es permeable cuando tiene un gran porcentaje de relación de vacíos, los vacíos es una característica de la gran mayoría de los materiales incluyendo a las arcillas más compactadas o en cualquier material no metálico.

La circulación de agua por los espacios vacíos de la masa de modo que la diferencia que existe entre una arena limpia a un granito sano, es solo la magnitud de este. La permeabilidad de un suelo repercute mucho en el costo de un suelo y la gran dificultad para encontrar, como lo son las excavaciones a cielo abierto bajo agua.

La permeabilidad de un concreto denso o también de una roca en buenas condiciones se considera que puede tener importancia práctica, ya que el agua ejerce cierta presión en el material poroso y que esta presión también es conocida como presión de filtración, puede ser muy dañina para el material si son grandes estas presiones. Cuando un suelo es compactado en ciertos porcentajes o que sea vibrado, el volumen ocupado de sus elementos son similares a que si no se hubiera compactado, lo que en realidad si disminuye es la relación de vacíos, como subsecuente disminuye la permeabilidad del suelo .

De manera que si un suelo contiene burbujas de aire y se le ejerce una presión de agua, el tamaño de estas burbujas disminuye. De modo que la permeabilidad de este material crece en relación con la carga hidráulica.

La erosión interna y las partículas erosionadas del propio suelo llenan, poco a poco, los estrechos vacíos, causando con esto que el coeficiente de permeabilidad disminuye, en comparación con la relación de vacíos inicial.

Como menciona la ley de Darcy, que cuando se tiene un flujo de agua sobre el material permeable el escurrimiento se da en forma errática sobre el material, es decir que genera múltiples caminos de flujo, en poca ocurrencia, de curvas que se les da el nombre de líneas de filtración. Si las líneas de filtración son rectas y paralelas se le denomina filtración lineal.

Menciona W. Taylor (1961), que las leyes físicas fundamentales y de las cuales nace el termino flujo laminar son conocidas como ecuaciones dinámicas del movimiento o también conocidas como las ecuaciones de Nevier-Stokes que son las más utilizadas para flujos de líquidos a través de tubos capilares redondos.

La velocidad real de circulación es constantemente variable puesto que el líquido viaja por distintos caminos, la velocidad media es guiada por las mismas leyes que determinan el escurrimiento del agua a través de los tubos capilares del suelo de una sección constante, todo esto según Terzaghi (1978).

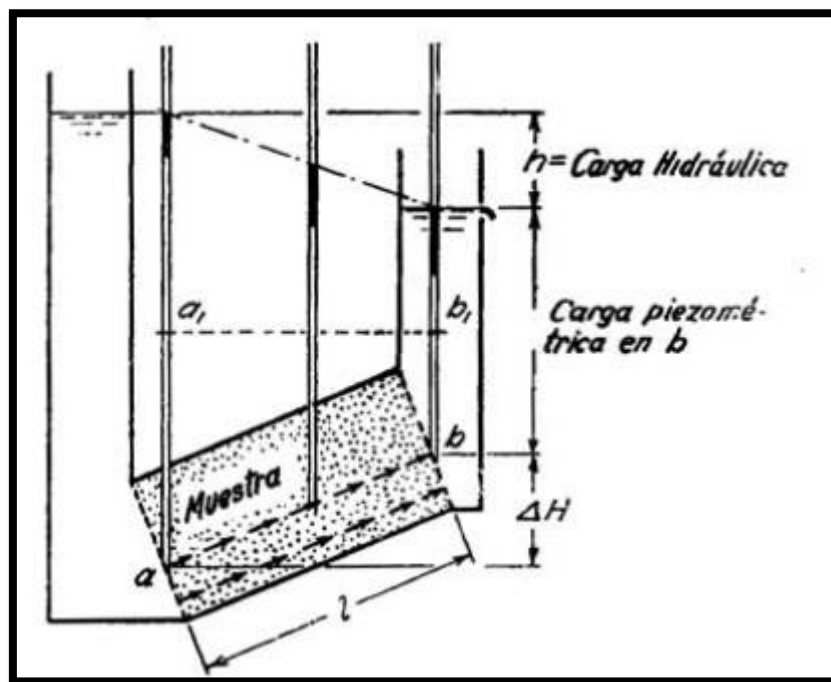


Imagen 1.3.- Diagrama que significa de la carga hidráulica y de altura o carga piezométrica para el caso del escurrimiento lineal del agua a través de una muestra de suelo.

Fuente: Terzaghi Karl, 1978; 46.

Donde:

a y b = extremos de las líneas de filtración.

a_1 y b_1 = Puntos situados al mismo nivel de tubos piezométricos.

Δh = Diferencia de alturas

Explica, W. Taylor. (1961), existen varios aparatos en los laboratorios de suelos para medir el porcentaje de permeabilidad de un suelo y los cuales se denominan permeámetros o medidos de permeabilidad y existen dos diseños, el de carga constante y el de carga variable. En el permeámetro de carga constante la cantidad de agua que fluye a través de una muestra de suelo. Conociendo el área y su longitud, durante un transcurso de tiempo, esta muestra puede ser medida, este aparato se requiere cuando se tiene principalmente gravas y arenas.

Refiere el mismo autor, que los instrumentos que son utilizados en laboratorio para la prueba de carga variable son ligeramente inexactos con suelo impenetrable al momento de calcular la permeabilidad y son utilizados comúnmente para limos y finos.

Permeabilidad relativa	Valores de k (cm/seg)	Suelo típico
Muy permeable	Mayor que 1×10^{-3}	Grava gruesa
Moderadamente permeable	1×10^{-3} – 1×10^{-2}	Arena, arena fina
Poco permeable	1×10^{-4} – 1×10^{-5}	Arena limosa, arena sucia
Muy poco permeable	1×10^{-5} – 1×10^{-7}	Limo, arenisca fina
Impermeable	Menos que 1×10^{-7}	Arcilla

Imagen 1.4.- Tabla de valores relativos de permeabilidad.

Fuente: George B. Sowers, 1972; 130.

1.3. Análisis granulométrico.

Refiere Terzaghi (1978), que el análisis granulométrico o las pruebas mecánicas se diseñó para llegar a determinar el tamaño de las partículas que pueden llegar a constituir un suelo, uno de los métodos más práctico menciona el autor, es en cual se tienen una serie de tamices, uno de ellos contiene una maya que es aproximadamente de 0.075 mm es decir, que este tipo de tamiz está obsoleto para el análisis de arenas limpias, puesto que si un suelo está conformado por partículas de menor tamaño deben ser separado por dos partes por medio de un lavado de el dicho tamiz.

Después del proceso del tamizado (que es el movimiento de los diferentes tamiz y que las partículas de menor tamaño a la de la malla se suspenden a la área inferior), la otra parte del material que es muy pequeña y que se ha retenido en la malla es que es lavado, las partículas que pasan por lavado deben ser analizadas por métodos granulométricos que son por vía húmeda y que tiene como fundamento la sedimentación.

Estos métodos que son por vía húmeda tienen fundamento la ley de Stokes que se basa en la velocidad en que una partícula esférica de diámetro conocido se sedimenta en un líquido en reposo o estático. El método más utilizado en la mecánica de suelos es aquel que se toman de 20 a 40 gr. de material arcilloso o en su defecto de 50 a 100 gr. de suelo arenoso, esta cantidad de suelo es mezclada con un litro de agua y es agitado vigorosamente para después vaciarla sobre un recipiente, en intervalos de tiempo dado la densidad de la suspensión es analizada con un hidrómetro especial.

Las partículas más grandes aún quedan en suspensión al mismo nivel que el hidrómetro en un momento determinado y esta es calculado por medio de la teoría de Stokes, este proceso dura varios días en culminar.

Terzaghi (1978), describe que algunos de los errores más comunes que se pueden observar al momento de realizar una prueba granulométrica por lavado es que las partículas aún no se hayan dispersado bien las partículas del suelo a estudiar.

El análisis granulométrico por lavado no son forzosamente iguales con el análisis por tamizado, pues las partículas del suelo por lo general nunca presentan forma de esfera perfecta, los granos más pequeños por lo general presentan una formación en escama, en contraste con el tamizado, su análisis es por lo ancho de sus partículas

Y las dimensiones que se obtienen por el proceso de sedimentación es el diámetro de la esfera que se sedimenta a la misma velocidad que la partícula, puesto que el diámetro puede salir mucho menos que la esfera.

La presentación más conveniente para un análisis granulométrico es utilizando bases logarítmicas, ya que en estas pueden representarse muy bien el diámetro de las partículas con logaritmos, mientras que el porcentaje del peso se dirige en las ordenadas, estas indicadas por las abscisas. Mientras más diferente es el tamaño de las partículas, más inclinada es la curva. Mientras que una línea recta representa a un polvo perfectamente uniforme.

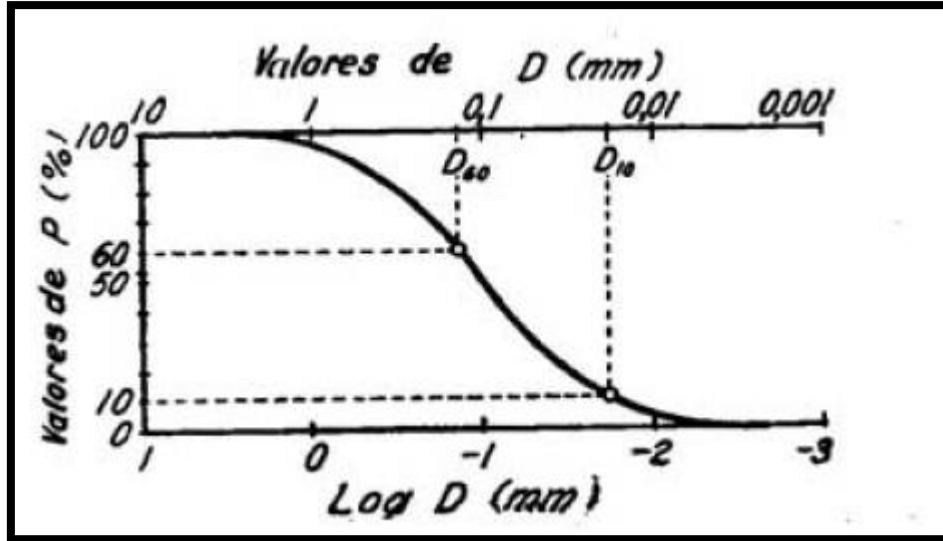


Imagen 1. 5.- Representación semilogarítmica de los resultados del análisis granulométrico.

Fuente: Terzaghi Karl, 1978; 19.

Expresa Terzaghi (1978), si se requiere representar los datos esenciales de un resultado de análisis granulométrico de un número extenso de suelos, resulta muy útil utilizar el método de Allen Hazen, que se obtuvo a raíz de un gran número de ensayos que fueron realizados con arena para filtros, esto sirvió para demostrar que la permeabilidad de dichas arenas en estado suelto y que estas dependen de dos cantidades a las que les llamó, diámetro efectivo y coeficiente de uniformidad.

El diámetro efectivo expresado como D_{10} es el tamaño de la partícula que corresponde a $P = 10\%$ en la curva granulométrica, el coeficiente de uniformidad U corresponde a D_{60}/D_{10} y que D_{60} es el 60% del tamaño de la partícula.

1.4. Resistencia al corte.

Según W. Taylor (1961), las pendientes de todas las clases, incluyendo los bordos de algunos ríos o canales y las dunas en los bordos de los mares, las montañas, cerros incluyendo también cualquier corte o relleno que fuera fabricado por

el hombre, se mantienen en su lugar, gracias a una propiedad de resistencia que caracteriza al suelo de que estén formados, en contraste se tiene al agua que carece de resistencia al esfuerzo cortante estático, esto quiere decir que las superficies de todos los cuerpos de agua serán siempre nivelados.

El análisis de la estabilidad en la mecánica de suelos, incluyen dentro a todos aquellos que demuestran si la resistencia al corte es o no es suficiente para prevenir el riesgo de falla.

L. Berry (1991), describe que la resistencia al corte de un suelo puede servir para determinar algunos de los factores que ayudan a la buena estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible que puede tener un tipo de suelo al igual que también se puede saber cuál es la carga de empuje en 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 un suelo” (L. Berry, 1991; 181).

Una de las ecuaciones más utilizadas para conocer este factor es utilizando la ecuación de Coulomb, dicha ecuación resultó cuando Coulomb veía que si el empuje que producía el suelo era dirigido contra el muro de contención y que además éste producía un ligero movimiento del muro, con esto dedujo que ocasionaba un plano de deslizamiento esencialmente recto y la postuló como:

$$Tf = c + \alpha \text{Tan } \phi$$

Donde:

c = Cohesión del suelo.

α = Esfuerzo normal total en el plano de falla.

ϕ = Angulo de Fricción del suelo.

Esta ecuación definida por Coulomb es empírica y que es a base de la ley de la fricción en un plano para dos cuerpos establecida por Amontón, incluyendo un término C (cohesión) para tener en cuenta la fricción de los propios suelos. Para los suelos granulares la cohesión valdrá cero por lo tanto la ecuación queda:

$$Tf = \alpha \tan \phi$$

Esta ecuación no en todos los casos daba un resultado satisfactorio y eficiente para una estructura de un suelo, fue entonces que Terzaghi publicó el principio de los suelos efectivos. Puesto que la resistencia al corte va directamente de la mano con los esfuerzos efectivos en el suelo, los análisis de estabilidad se harán en base a los esfuerzos efectivos. En algunos casos específicos si se podrán hacer estudios en base a los esfuerzos totales o esfuerzos en general.

1.4.1. Compresión triaxial.

Señala L. Berry (1991), que la forma de analizar las propiedades de resistencia de un suelo en un examen triaxial, fue investigada por Bishop y Genkel, que ha formado parte de las pruebas efectivas para realizar dicho método.

Este método utiliza una cámara triaxial en la cual es introducida una muestra de suelo acompañado de una membrana de caucho impermeable, dicha cámara es llenada hasta su totalidad con agua y se le aplica una presión de confinamiento (aire a presión), el drenaje de esta muestra se realiza a través de dos papeles filtros colocados verticalmente en la muestra y que estos filtros están en contacto con dos discos porosos de platina superior, de donde sobre sale un tubo que pasa sobre la base de la cámara.

La presión intersticial es medida con la ayuda de un disco poroso saturado que esta incrustado en el pedestal y que este a su vez está conectado por un tubo completamente lleno de agua a un transductor eléctrico de presión. La muestra es sujeta con un pistón que contiene carga vertical, ésta es la encargada de ejercer presión a la platina superior.

Para evitar las reducciones de fricción sobre y debajo de la muestra y aparte permitir que durante el corte la deformación lateral no tenga restricciones se colocarán muestras de caucho lubricados en los cabezales. Este tipo de ensayos pueden realizarse con las deformaciones controladas, o sea que el pisto está siendo apoyado por un marco motorizado que transmite la carga con un sistema de engranajes que da pie a una deformación vertical continua o con esfuerzo controlado, que es donde se permite que la deformación sea libre durante la descarga de fuerzas verticales.

Refiere el autor, que con la eliminación de los esfuerzos cortantes en cada uno de los extremos, ya sea inferior o superior, junto con el agua ya insertada y con el plano vertical de la muestra, ésta no genera esfuerzos cortantes. El esfuerzo axial y la compresión de la cámara actúan como esfuerzos principales.

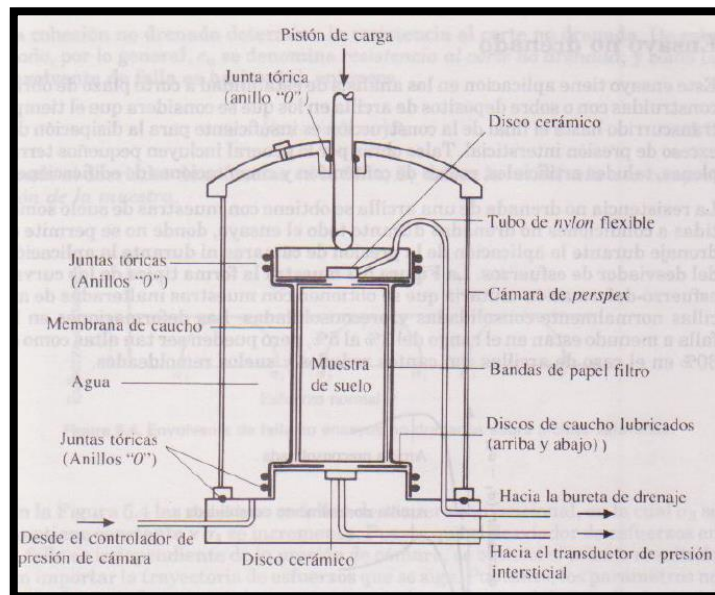


Imagen 1.6.- Cámara Triaxial.

Fuente: L. Berry Peter, 1991; 197.

1.5. Plasticidad

Como menciona B. Sowers (1972), un científico sueco experto en los suelos Atterberg, desarrolló uno de los métodos cuantitativos para conocer la variación de porcentaje de agua en la consistencia de los suelos de granos finos, él fue el que estableció los grados de consistencia y que éste fijo límites parciales para cada tipo de suelo.

<i>Estado</i>	<i>Descripción</i>	<i>Límite</i>
Líquido	Una pasta; sopa de guisantes a mantequilla blanda: un líquido viscoso	Límite líquido (LL)
Plástico	Mantequilla blanda a masilla dura; se deforma pero no se agrieta	Límite plástico (LP)
Semisólido	Queso; se deforma permanentemente, pero se agrieta	Límite de retracción (LR)
Sólido	Caramelo duro; falla completamente al deformarse	

Imagen 1.7.- Tabla de Límites de Atterberg.

Fuente: B. Sowers George, 1972, 51.

Cada uno de estos límites se define por la humedad que produce el tipo de consistencia en cada caso, el cambio en estos límites son los que representan la variación en el contenido de humedad o agua y que repercute en el estado de ese suelo.

El límite líquido (LL) está definido por la humedad que tiene el suelo amasado con 25 ligeros golpes en contra de una goma que se coloca en una vasija especial, se debe cerrar la grieta generada sobre la misma vasija. El límite plástico (LP) está definido también por la cantidad de humedad y esta se presenta cuando empieza a desmoronarse al hacerse pequeños rollitos en la mano de aproximadamente 3 mm de diámetro y el límite de retracción (LR) de igual manera es definido por el grado de humedad en un suelo amasado y que este alcanza su volumen mínimo al momento de secarse, procediendo de un estado de saturación.

Estos valores por si solos son de poco valor, aunque también puede servir para para dar un criterio de caracterización de un suelo con facilidad. B. Sowers (1972), menciona que se ha encontrado que el límite líquido es directamente proporcional a la compresibilidad de un suelo, que la diferencia del límite líquido con el límite plástico es llamado también como índice de plasticidad (IP), y que éste representa la variación de humedad que puede tener cualquier suelo que se conserva en estado plástico.

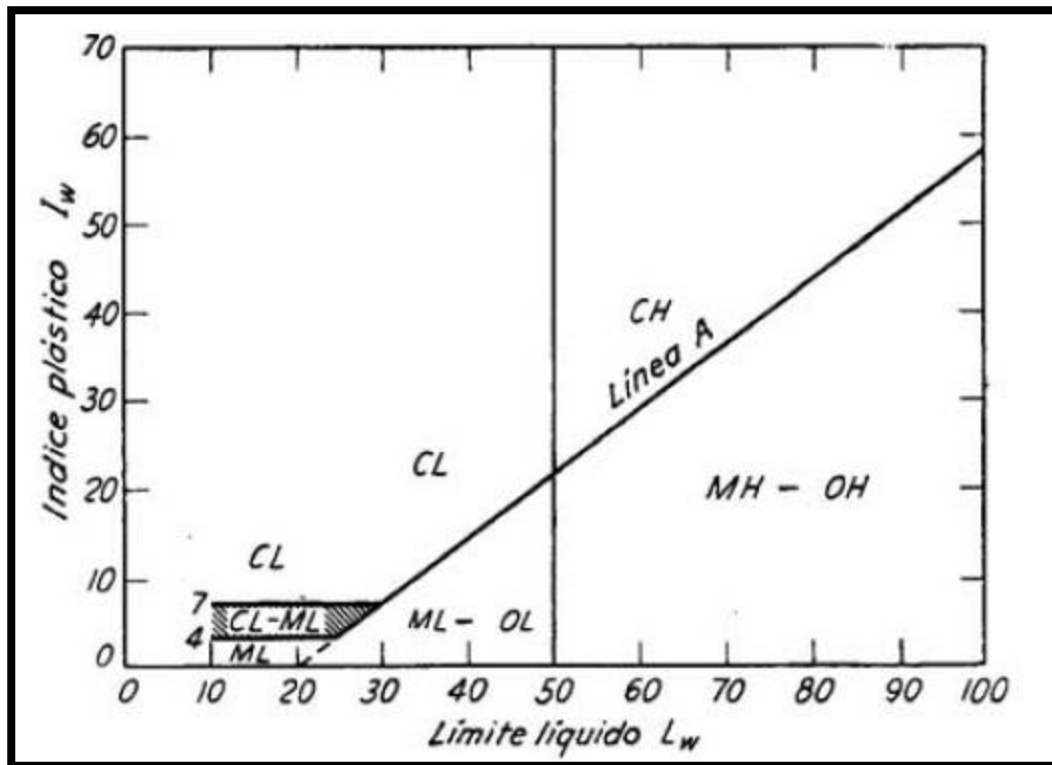


Imagen 1.8.- Gráfico modificado de la plasticidad, adaptado para utilizarla con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, los suelos entre la zona sombreada son suelos límites y requieren doble símbolo.

Fuente: Terzaghi Karl, 1978; 40.

1.6. Capilaridad.

W. Taylor (1961), menciona que uno de los conceptos muy conocidos en toda la mecánica de suelos es la tensión superficial en los diferentes tipos de suelos y que es de gran utilidad en la materia, también es muy conocido que no existe ninguna capa o algún tipo de película en específico sobre la superficie, sino que solamente se trata de una acción de las acciones de las moléculas superficiales y que es ésta la que le da una apariencia parecida a la que se asemeja cuando una superficie está sujeta a tensión.

La tensión superficial es como una semejanza, ya que explica el comportamiento de una superficie muy precisa y que no es necesario la profundización en el tema.

El fenómeno de la capilaridad es resultado de la combinación de la tensión superficial de un líquido y la tendencia que contienen algunos líquidos a mojar a otros materiales con que entran en contacto, la superficie de un líquido busca la de un sólido en cierto ángulo, también conocido como ángulo de contacto.

Por otro lado B. Sowers (1972), explica que el flujo capilar es producido en una zona de saturación y entre la franja capilar donde la humedad es duradera, la franja capilar según el autor es la zona donde la humedad es continua y el esfuerzo neutro sigue las leyes de la hidrostática. La zona de saturación es donde el suelo está completamente saturado, como se muestra en la siguiente figura.

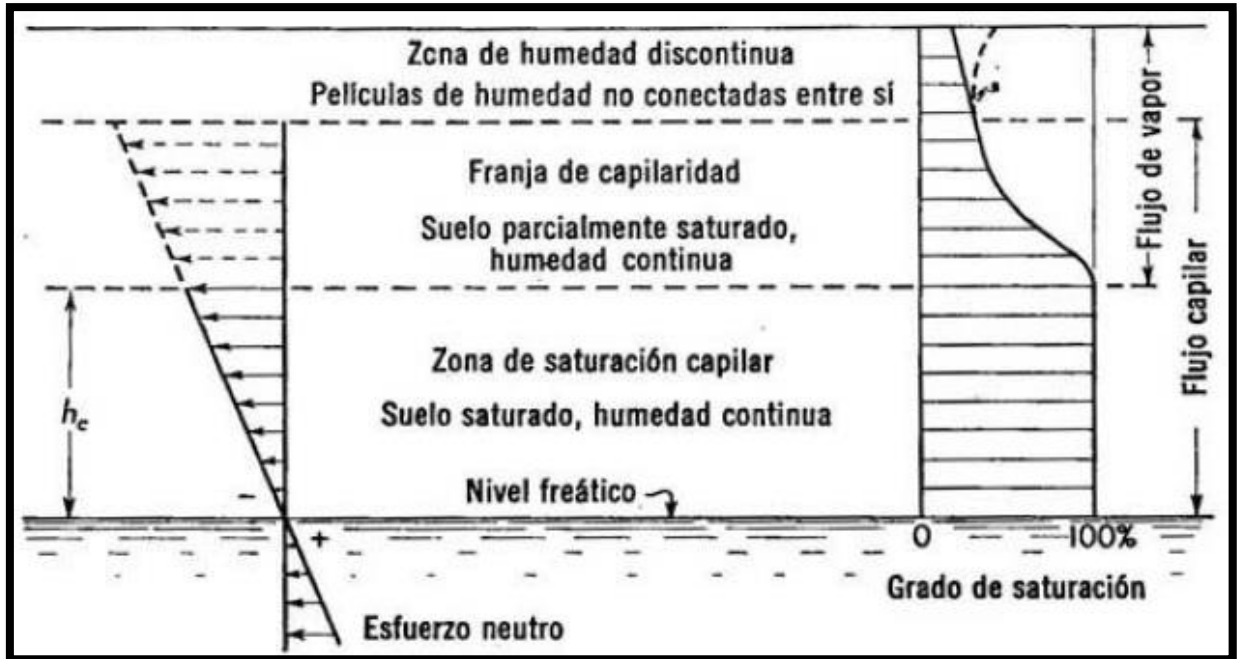


Imagen 1.9.- Equilibrio capilar y distribución de la humedad en el suelo.

Fuente: B. Sowers George; 1972; 299.

Donde:

h_c = Altura de capilaridad.

El mismo autor refiere, que uno de los factores que afecta a la humedad del suelo es la evaporación ya que éste reduce el grado de saturación, causando con esto una elevación de la tensión capilar. La evaporación que es rápida producida por el clima o el calor también pueden aumentar la tensión capilar y el rápido movimiento ascendente de la humedad, si se trata de un suelo altamente compresible el aumento de esta tensión tendrá un efecto de refracción y asentamiento.

En lugares desérticos o de intenso calor, el flujo ascendente de la humedad algunas veces se ve interrumpido por diversas construcciones y es por esto que retrasa la pérdida de humedad por evaporación.

El flujo descendente es producido por un exceso en el grado de saturación de la franja al igual que aumentan la zona de saturación capilar, es así como la tensión

capilar baja pero al causar éste efecto hace un aumento de gradiente que es el causante de que el flujo se dirija hacia abajo.

1.7. Consolidación unidimensional.

L. Berry (1991), dice que los parámetros de consolidación más importantes como son C_v y M_v se obtienen en los resultados de las pruebas de laboratorio de un ensayo de consolidación y que está desarrollada por la fórmula de Terzaghi, estas son la deformación vertical y el flujo vertical del agua intersticial.

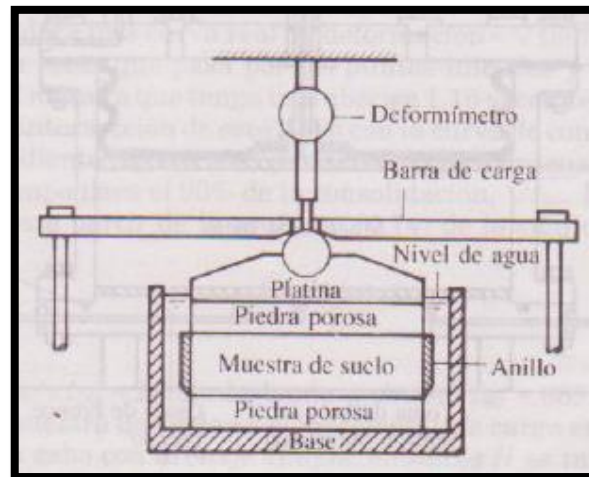


Imagen 1.10.- Celda convencional para consolidación con pesas.

Fuente: L. Berry Peter, 2001; 139.

Ésta es la típica celda de consolidación para el laboratorio y que fue desarrollada por Terzaghi, se le introduce a este aparato un anillo de bronce acompañado de una muestra de suelo de aproximadamente 75 mm de diámetro y 20 mm de espesor, por diversas caras de la muestra es colocado dos piedras con gran porosidad que se encuentren saturadas.

Dicha carga se le aplica a la muestra de suelo por medio de una platina superior, una barra de carga, brazo de palanca y por supuesto las pesas. Para continuar con el ensayo se le aplica una carga y que generalmente es tomada unitaria, se toman lecturas periódicamente para detectar los asentamientos.

El coeficiente de consolidación vertical (C_v), este valor es resultado del ajuste de las curvas de tiempo, tanto experimental como teórico. Dos de los métodos más utilizados son el que realizó Taylor, en base a la raíz cuadrada del tiempo. Por otra parte Casagrande diseñó el método logarítmico del tiempo, los dos métodos para el mismo fin.

El coeficiente de compresibilidad volumétrica (M_v), en la práctica, existe relación entre el esfuerzo vertical efectivo y la relación de vacíos es ligeramente no lineal. Por otro lado el coeficiente de compresibilidad (a_v), se podrá interpretar como una pendiente en un rango determinado de esfuerzos efectivos.

CAPÍTULO 2

MUROS DE CONTENCIÓN.

En el presente capítulo se hablará de los diferentes tipos de muro de contención para un talud y también de algunas recomendaciones y restricciones que puedan contener alguno de estos, puesto que algunos tipos de muros de contención suelen ser más factibles en algunos casos particulares.

2.1. Concepto de muros de contención.

Algunas de las obras de ingeniería como son los muros de contención, tablaestacados, mamparos, etc. Todos estos contienen algo en común, el soportar lateralmente una masa de suelo, dicha presión es ejercida a un costado del muro y a esta presión se le conoce como empuje de tierras, deben de ser conocidas antes de cualquier proyecto que intervenga algún muro de contención.

Explica B. Sowers (1972), que un muro de contención es una estructura permanente y que también es relativamente rígida, pueden ser de materiales como mampostería, concreto armado y celosía, ya sea de cualquiera de los 3 materiales, sus componentes actúan entre sí para soportar una masa de un suelo. Esta estructura reemplaza al talud suave que puede tener un suelo y así se aprovecha más espacio, Dando lugar a algún corte para la construcción de alguna carretera, una vía de ferrocarril, dentro de algún edificio o por fuera o en cualquier construcción por debajo del nivel de proyecto.

El gran uso de los muros de contención ha estado acompañado de fallas desde grandes hasta pequeñas, ya que algunos de estos muros se diseñan con algunas fórmulas o métodos que no son las indicadas para ese tipo de talud o proyecto a construir, señala B. Sowers (1972), que para remediar estos casos se debe dejar un factor de riesgo y que esto es lo que hace la diferencia entre si un proyecto está en pie o cae deliberadamente.

B. Sowers (1972), dice que para un proyecto de muro de contención se deben tener ciertos requisitos, los cuales son;

1.- El muro debe de ser capaz de resistir las cargas del suelo a las que está siendo sometido.

2.- La cimentación del muro debe ser capaz de soportar el peso completo del muro al igual que la fuerza resultante del empuje de tierras que actúa sobre él, sin:

- a) Vuelco o falla de suelo.
- b) deslizamiento del muro y cimentación.
- c) asentamientos diferenciales excesivos.

Los empujes del suelo contra el muro dependen de las condiciones y la geometría del muro, de las propiedades del suelo a soportar al igual que el comportamiento del agua. Para economizar en muro de contención se proyecta para ser capaz de resistir el empuje activo que produce un relleno de material no cohesivo seco, pero si es necesario se puede proyectar a condiciones de deformación, diferente tipo de suelo y con el agua en condiciones desfavorables, si así lo requiere el proyecto.

Couto (2003), señala que las diferencias entre la gran variedad de muros de contención es su comportamiento, su capacidad de carga y recepción de la misma y la forma de disiparla a su cimentación, como se muestra en la figura siguiente:

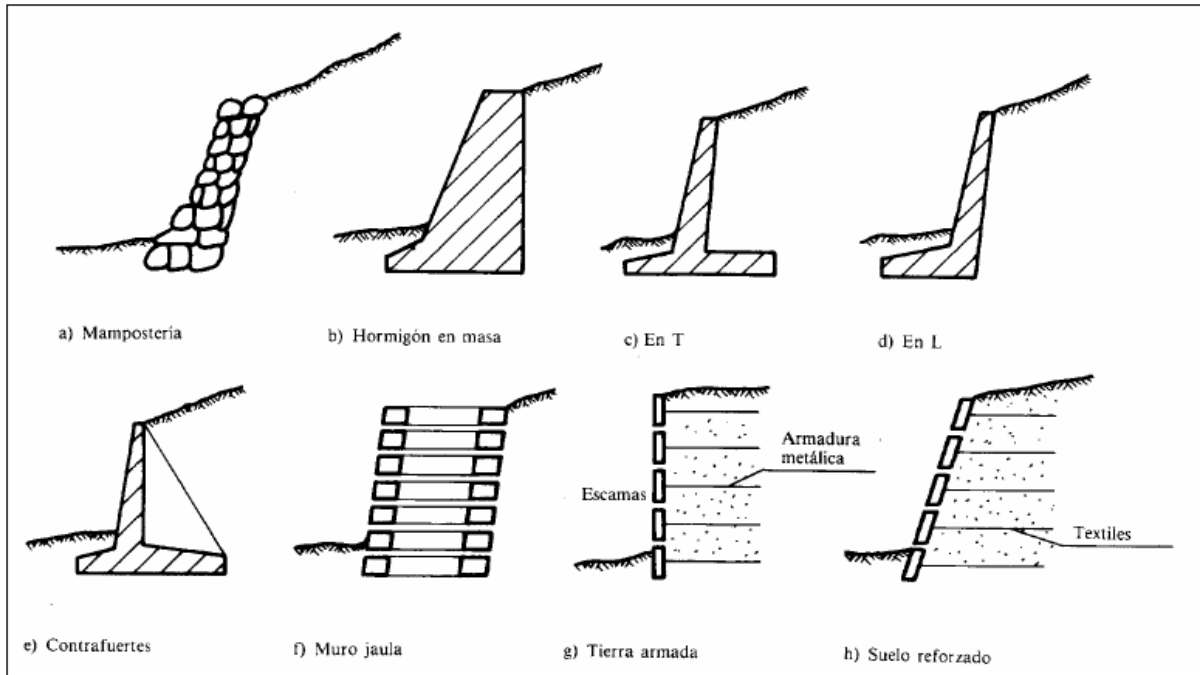


Imagen 2.1.- Tipología general de los muros de contención.

Fuente: Couto Yáñez Ángel, 2003; 98.

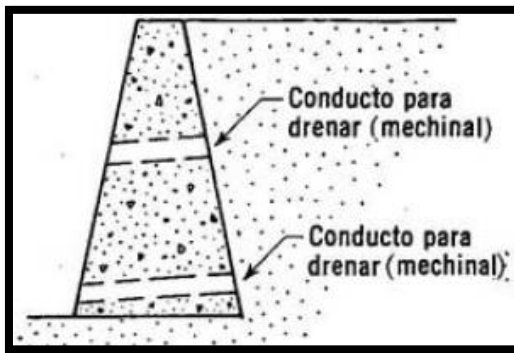
Uno de los problemas más importantes es el mantener el relleno del muro en estado, para esto existen algunos métodos como son:

a) Sacar el agua del relleno.

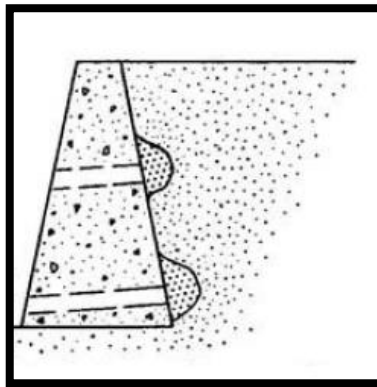
b) Mantener el agua fuera del relleno.

Principalmente en los muros de contención se deberá usar el método de sacar el agua del relleno, en algunos casos serán diferente el método a usar. El agua se extrae del relleno, en algunas ocasiones como menciona B. Sowers (1972),

dejando simplemente unos huecos o también conocidos como mechinales para drenar a través del muro, estos huecos deben de estar espaciados en ambas direcciones de 1.5 a 2 m y los cuales deben tener un diámetro mínimo de 10 cm. Para que puedan ser limpiados adecuadamente. Si el relleno se tratara de una arena gruesa se pueden colocar una cantidad de grava en la entrada del hueco, esto actuará como un filtro para evitar que se tape con el material de relleno.



Conducto para drenar.



Conductos para dren con filtro.

Imagen 2.2.- Algunos tipos de drenes para muros de contención.

Fuente: B. Sowers George, 1972; 435.

Menciona B. Sowers (1972), que los huecos para descargar contienen una desventaja, que el agua que filtran es descargada directamente en la base del muro de contención y es en este punto donde las presiones son mayores. Para esto se puede meter otro tipo de drenaje un poco más costoso, consiste en colocar tubos perforados de 15 a 20 cms de diámetro, colocados paralelos a la base y en una zanja de filtración.

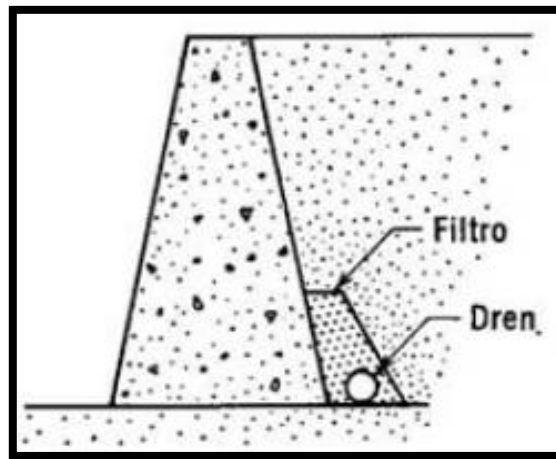


Imagen 2.3.- Dren lateral con filtro.

Fuente: B. Sowers George, 1972: 435.

Para los suelos de baja permeabilidad es necesario hacer algo más elaborado, una capa inclinada de material de filtro drena todo el relleno y es fácil de construir.

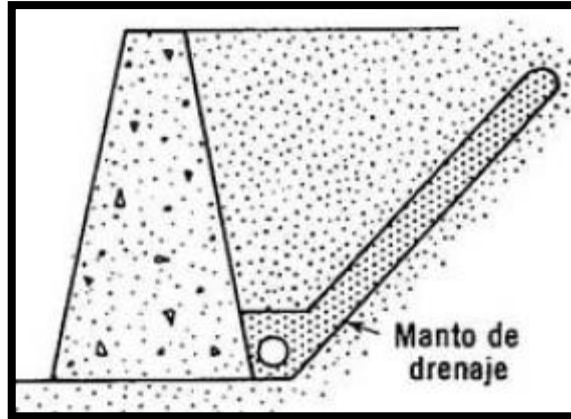


Imagen 2.4.- Dren para suelo limoso.

Fuente: B. Sowers George, 1972: 435.

2.2. Teoría de empuje de tierras.

Menciona Couto (2003), que el empuje sobre una estructura de contención se origina del desequilibrio tensional creado al realizar la obra que separa los niveles de diferente cota que componen al muro.

Por otra parte, M. Das (1999), menciona que el empuje de tierras es una combinación del tipo y magnitud del movimiento de los muros, los parámetros de resistencia que mantiene un suelo al corte, peso específico del suelo y las condiciones de drenar el agua en el suelo. El mismo autor representa los esfuerzos de la tierra que actúan en un muro de la siguiente manera:

- a) El muro está restringido contra algún movimiento, la presión de la tierra que esta ejercida en cualquier punto del muro se le llama presión de la tierra en reposo.

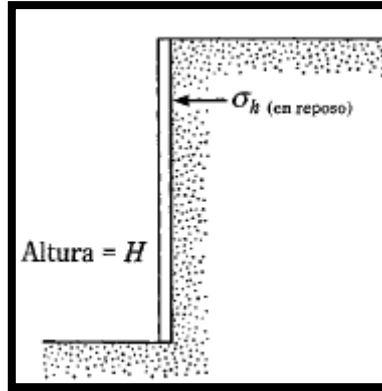


Imagen 2.5.- Presión de tierra en reposo.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 334.

- b) El muro se encuentra inclinado hacia el muro retenido. Con suficiente inclinación del muro, fallará una parte en forma triangular del suelo, ha este tipo de empuje se le conoce cómo presión activa del suelo.

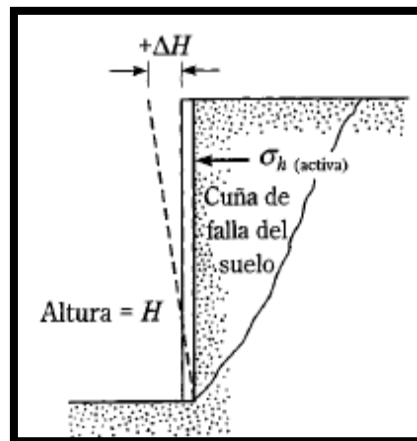


Imagen 2.6.- Presión activa del suelo.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 334.

- c) El muro es empujado hacia el talud a salvar, con un movimiento que pueda tener el muro fallará parte del suelo retenido. El nombre de la presión para este tipo es presión pasiva del suelo.

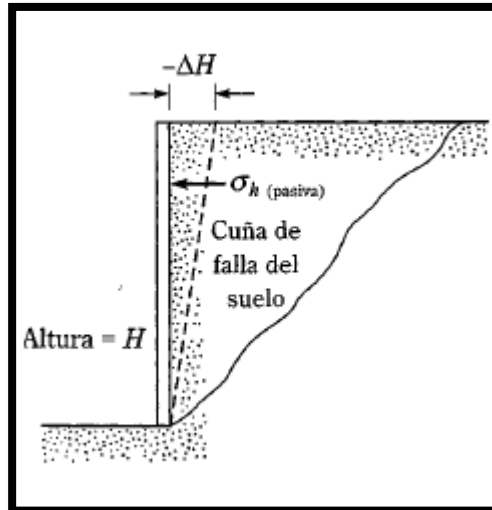


Imagen 2.7.- Presión pasiva del suelo.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 334.

2.2.1. Empuje activo de tierras.

Couto (2003), señala que en un estado actual de conocimientos es posible calcular los empujes del terreno con una precisión considerablemente, en un caso donde se tiene un terreno con un tipo de suelo granular. A comparación de otro tipo de suelos dado que la precisión es un poco menos satisfactoria. Existen una gran variedad de teorías para calcular el empuje activo, entre las que sobresalen las de Coulomb y Rankine. En cualquiera de las dos teorías se establecen hipótesis que simplifican el problema y que estas mismas conducen a cierto porcentaje de error,

aunque estas mismas teorías producen empujes que entran en los mismos márgenes de seguridad.

En el caso de la teoría dada por Coulomb, se basa en 5 hipótesis fundamentales que son:

a) Al desplazarse un muro que está sometido a un empuje del terreno, se produce un deslizamiento de una cuña del terreno y que es limitada por la parte inferior del muro, superficie del terreno y una superficie plana que pasa por el talón del muro.

b) Existe un tipo de razonamiento entre el tipo de suelo y el muro.

c) El relleno será un suelo granular homogéneo e isotrópico, el drenaje deberá ser muy bueno como para poder despreciar las presiones que el agua puede generar.

d) Que de todos los posibles planos de deslizamiento, el que realmente se produce es aquel que genera un valor máximo.

e) La falla es un problema bidimensional y que considera una longitud unitaria que puede llegar a medir lo que el calculista requiera.

Este método es generado a base de tanteos, eligiendo una distancia sobre el terraplén como posible origen de la falla de la cuña, se calcula el peso de la cuña y en un polígono de fuerzas vectoriales se enlazan todos los vectores que influyen a la falla, ambos de direcciones conocidas. Todo esto dicho por el autor referido anteriormente. Y así, repitiendo el proceso en varias medidas a lo largo del talud a soportar.

Por otro lado, M. Das (1999), señala que las condiciones lateral de presiones de la tierra en reposo del suelo implica muros que no ceden en lo absoluto, pero si un

muro tiende a alejarse del talud de tierra la presión en el muro decrecerá a cualquier profundidad del el mismo.

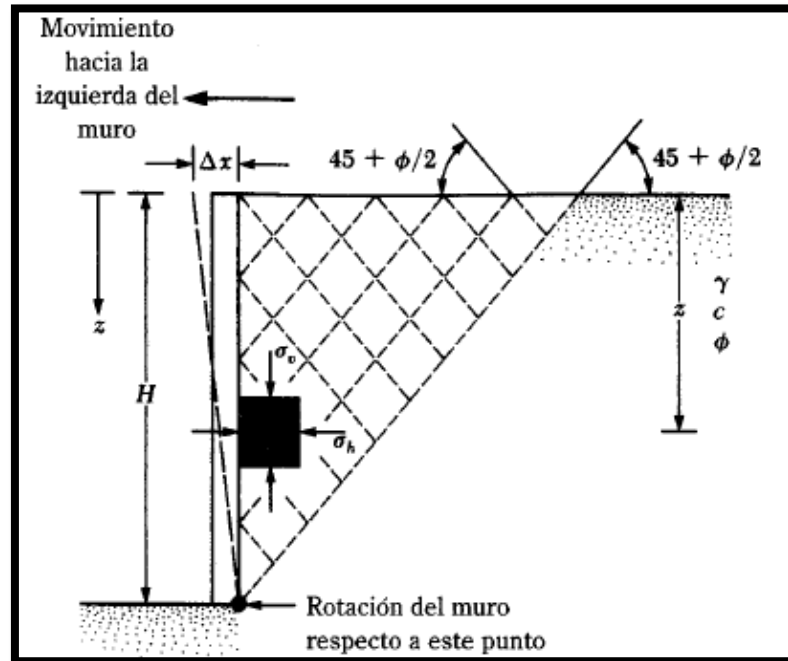


Imagen 2.8.- Presión activa de tierra de Rankine.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 341.

Donde:

$\Delta x =$ Distancia a la que se aleja el muro del terraplen.

$\phi =$ Angulo de fricción interna del material.

$\sigma_h =$ Esfuerzo horizontal.

$\sigma_v =$ Esfuerzo vertical.

$H =$ Altura.

“Sin embargo, la condición de presión activa se alcanzará solo si se permite que el muro “ceda” suficientemente. La cantidad necesaria de desplazamiento hacia afuera del muro es aproximadamente de entre $.001H$ y $.004H$ para rellenos de suelo granular y aproximadamente de entre $.01H$ y $.04H$ para relleno de suelos cohesivos.” (M. Das Braja; 1999; 344)

2.2.2. Empuje de tierras en reposo.

M. Das (1999), menciona que Coulomb también analizó el empuje pasivo (en reposo) del suelo, en otras palabras el muro es desplazado hacia la masa de suelo en muros con fricción que retienen masas de suelo granular. Para un mejor entendimiento se muestra la siguiente figura:

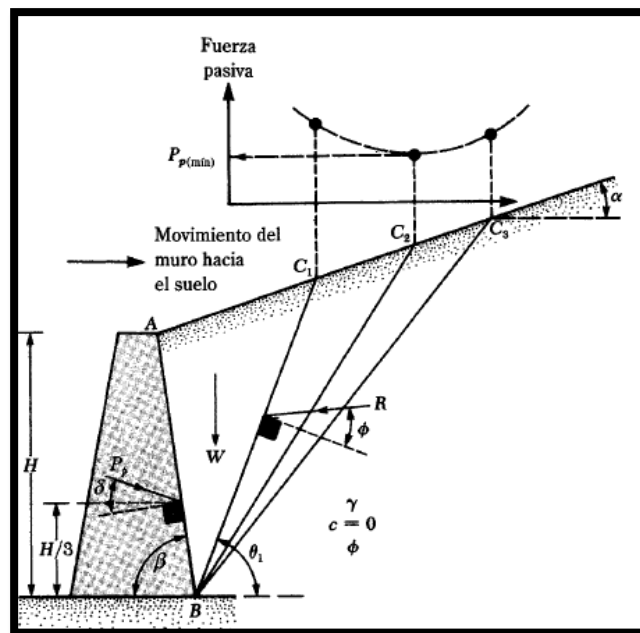


Imagen 2.9.- Presión Pasiva del suelo.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 379.

Donde:

$P_p = \text{Fuerza pasiva de Coulomb.}$

$W = \text{Peso de la cuña.}$

$R = \text{Resultante de las fuerzas normal y cortante sobre el plano B, C1}$

$H = \text{altura}$

Por otro lado Couto (2003), señala que el empuje en reposo puede producirse cuando la deformabilidad del muro es extremadamente pequeña, intervienen varios componentes entre los que destacan “ λ ” que es un poco difícil de valorar, aunque en los suelos arenosos existe una variación de .4 y .6 y en terrenos granulares se estima con la siguiente ecuación.

$$\lambda = 1 - \text{Sen } \phi$$

Donde:

$\phi = \text{Angulo de fricción interna.}$

En algunos casos se puede dar que no exista carga sobre el relleno y es así como el diagrama de esfuerzos cambia de triangular a rectangular de valor de dos tercios de la presión máxima del empuje activo de igual manera se calcula con:

$$\lambda = 1 - \text{Sen } \phi$$

En el caso de que exista carga se procede de una forma similar que la anterior.
En terrenos con cohesión λ puede llegar a ser .5 a .75.

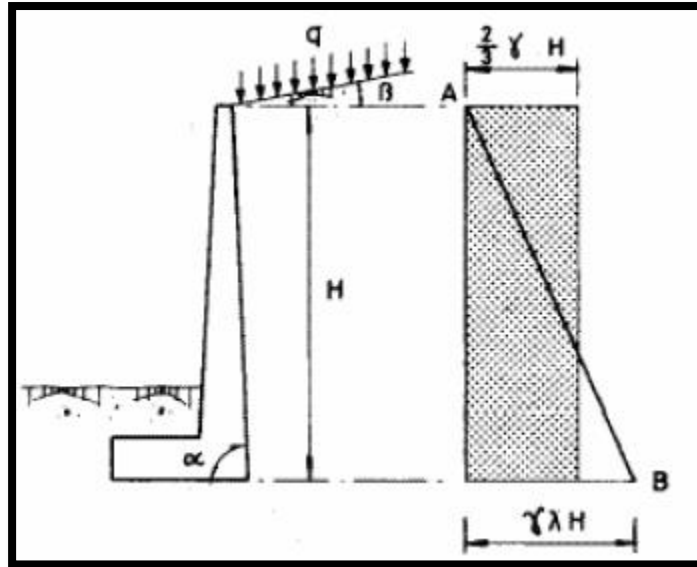


Imagen 2.10.- Calculo de empuje en reposo.

Fuente: Couto, 2003; 115.

2.3. Tipos de muros de contención.

M. Das (1999), dice que existen muchos tipos de muro de contención y que cada uno de estos tipos de muros está directamente relacionados con el tipo de presiones a los que vayan a estar sometidos, en general se dividen en dos tipos, convencionales y muros de tierra estabilizados mecánicamente. Los muros más usados o convencionales se dividen en:

- 1.- Muros de contención de gravedad.
- 2.- Muros de contención en voladizo.
- 3.- Muros de contención de contrafuerte.

2.3.1. Muros de contención de gravedad.

Esta clase de tipos de muros señala Braja (1999), son construidos de concreto simple o de mampostería (piedra braza pegada con mortero), estas estructuras solo dependen del peso propio y del suelo en donde vaya a ser desplantando para su estabilidad esté tipos de muros no se recomiendan para muros de gran altura, esto para que sea económico.

W. Taylor (1961), menciona por otra parte, que alguno de los muros de contención de gravedad puede sufrir desplazamientos sin sufrir alguna fractura o daño en su estructura y que por lo mismo debe de ser diseñado en condiciones de presiones totalmente activa.

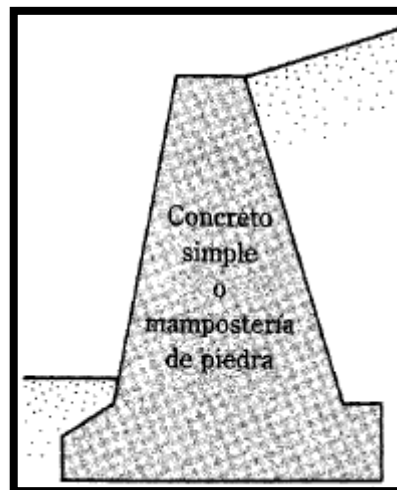


Imagen 2.11.- Muro de contención de gravedad.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 388.

El mismo autor refiere que para comenzar con el diseño del muro es el suponer algunas de las dimensiones que puedo tomar los muros, ha esto se le llama predimencionamiento, con esto permite al ingeniero revisar o comenzar secciones de prueba para la estabilidad, pero si dichas pruebas dan resultados negativos para la estabilidad del muro, las secciones deben cambiarse de forma que los resultados sean positivos y así logre un resultado favorable. Algunas proporciones generales para comenzar a dimensionar el muro son las siguientes.

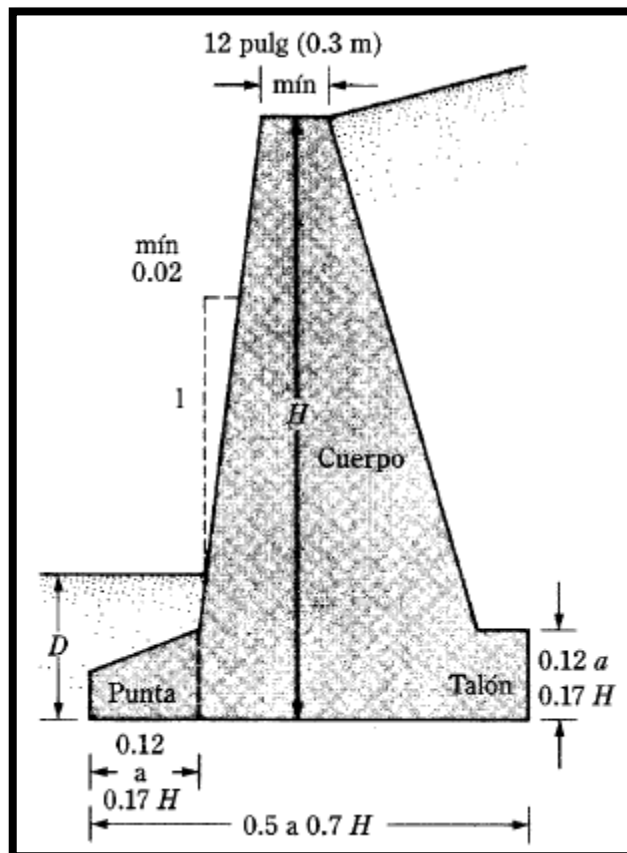


Imagen 2.12.- Predimencionamiento de muro de contención.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 389.

2.3.2. Muros de contención en voladizo.

Como refiere el mismo autor, los muros de contención en voladizo son hechos de concreto reforzado, las partes que conforman un muro en voladizo son simples, se conforma de un tallo delgado y una base tipo losa, este tipo de muros es económico y recomendado para alturas no mayores de 8 metros.

W. Taylor (1961), menciona que los muros de concreto reforzado son siempre más económicos que los muros que van con su totalidad de concreto, para su análisis por estabilidad, refiere el autor, es un proceso muy exacto puesto que la masa del suelo es triangular y se considera como parte del muro, por lo tanto su peso también es incluido en el peso del muro.

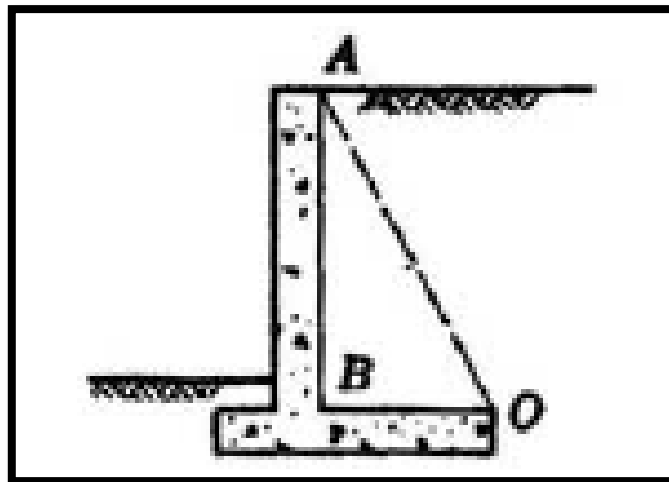


Imagen 2.13.- Diagrama de muro en voladizo.

Fuente: W. Taylor, 1961; 588.

2.3.3. Muros de contención de contrafuerte.

Éste tipo de muros señala M. Das (1999), son muy parecidos a los de voladizo, solo que éste tipo de muros contienen unas pequeñas losas verticales a lo largo del muro llamadas también contrafuertes que conectan entre si al muro y a la base, los contrafuertes son utilizados para reducir la fuerza cortante y el momento flexionante que ocasiona el terraplén.

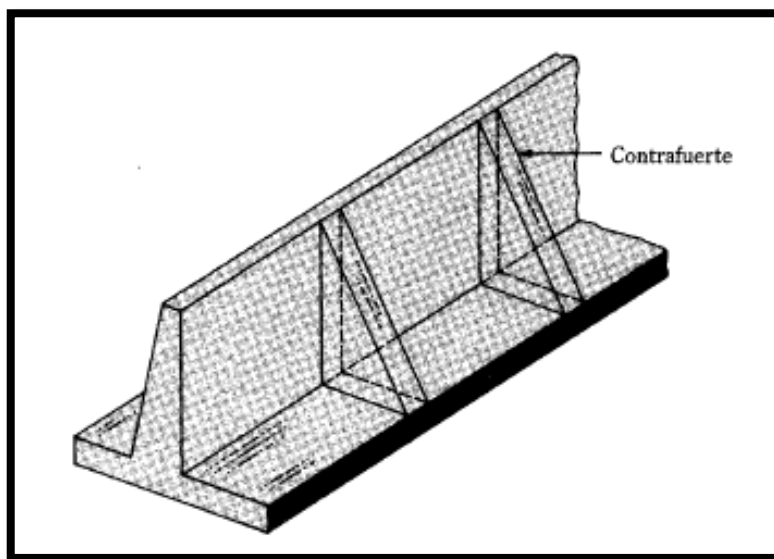


Imagen 2.14.- Muro de Contención de Contrafuerte.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 388.

Couto (2003), también menciona que un muro de contención de contrafuerte es un tipo de evolución de los muros de contención en voladizo y que ésta evolución solo hizo reducir espesores en el alzado y poner contrafuertes. Menciona también que son muros de contención muy buenos para alturas mayores de 10 o 12 m y entre comillas económico para muros de esas magnitudes comparadas con los otros tipos de muros mencionados.

2.4. Revisión de la estabilidad de un muro de contención.

Señala M. Das (1999), que para revisar la estabilidad de un muro de contención es necesario revisar los siguientes parámetros:

- 1) Revisión por volteo respecto a la punta.
- 2) Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base.
- 3) Revisión de falla de capacidad de la base.

Se revisará, una de las maneras que el autor menciona para el análisis de dichos conceptos y así mismo tener un muro con valor estructural grande y sobre todo con una base teórica sobre él.

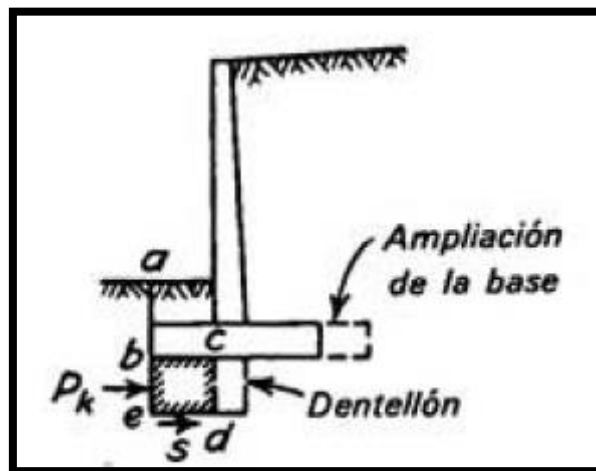


Imagen 2. 15.- Factores que influyen en la fuerza horizontal para estabilizar el muro.

Fuente: B. Peck Ralph, 1982; 475.

2.4.1. Revisión por volteo

M. Das (1999), menciona que es donde se toma en cuenta la presión actuante o activa de Rankine y que actúa a lo largo de un plano vertical, como se muestra en la fig. Siguiente:

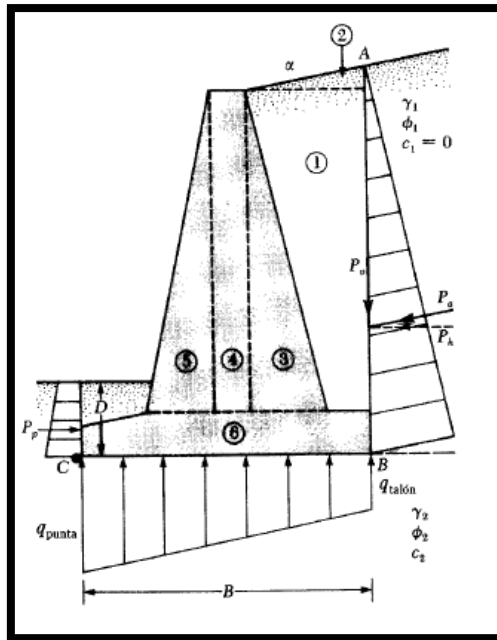


Imagen 2.16.- Revisión por volteo.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 396.

Donde:

$\gamma_2 =$ Peso específico del suelo.

$$K_p = \text{Coef. de presión pasiva de Rankine} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2}{2}\right)$$

$c_2, \phi_2 =$ Cohesión y Ángulo de Fricción interna respectivamente.

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, se expresa como:

$$Fs(\text{volteo}) = \frac{\sum MR}{\sum Mo}$$

Donde:

$$\sum Mo = \text{Suma de las fuerzas que tienden a voltear al muro, respecto al punto c.}$$

$$\sum MR = \text{Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C}$$

El momento de volteo es:

$$\sum Mo = Ph \frac{H'}{3}$$

Donde:

$$Ph = Pa \cos \alpha$$

Para el cálculo del momento resistente es necesario hacer una tabla, que contenga el peso del suelo arriba del talón y el peso de concreto o mampostería según sea el caso, la fuerza Pv también es una de las contribuyentes para aumentar el momento resistente y que es la componente vertical de la fuerza activa Pa.

Sección (1)	Área (2)	Peso/unidad de longitud de muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4)	Momento respecto a C (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_r	B	M_r
		ΣV		ΣM_R

Nota: γ_1 = peso específico del relleno
 γ_c = peso específico del concreto

Imagen 2.17.- Procedimiento para el cálculo de ΣMR

Fuente: M. Das Braja, 1999; 397.

Una vez conocido el MR, se calcula el factor de seguridad

$$Fs(volteo) = \frac{m1 + m2 + m3 + m4 + m5 + m6 + mv}{Pa \cos \alpha \left(\frac{H'}{3}\right)}$$

El valor mínimo deseable para factor de seguridad con respecto al volteo oscila entre 2 o 3.

2.4.2. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.

M. Das (1999), refiere que dicho factor, se da por la expresión:

$$Fs(Deslizamiento) = \frac{\Sigma FR'}{\Sigma Fd}$$

Donde:

$$\sum FR' = \text{Suma de las Fuerzas Horizontales Resistentes.}$$

$$\sum Fd = \text{Suma de las Fuerzas Horizontales de Empuje.}$$

El autor comenta, que la resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa se representa como:

$$S = \sigma \text{ Tan } \delta + Ca$$

Donde:

$\delta = \text{Angulo de friccion entre el suelo y la losa de la base.}$

$Ca = \text{Adhesion entre el suelo y la losa base.}$

La Fuerza máxima de resistencia que se obtiene del suelo por unidad de la longitud del muro a lo largo del fondo de la base es:

$$R' = s(\text{Area de la seccion transversal}) = S(B * 1) = B\sigma \text{ Tan } \delta + BCa$$

Más sin embargo

$$B\sigma = \text{Suma de Fuerzas Verticales} = \sum V$$

Por lo tanto:

$$R' = (\sum V) \text{ Tan } \delta + BCa$$

En la imagen 2.16 se muestra que Pp actúa como una fuerza resistente horizontal, por consiguiente:

$$\sum FR' = (\sum V) \tan \delta + BCa + Pp$$

En el análisis, la única fuerza que tenderá a generar un deslizamiento o fuerza de empuje es la componente horizontal de la fuerza activa Pa, entonces:

$$\sum Fd = Pa \cos \alpha$$

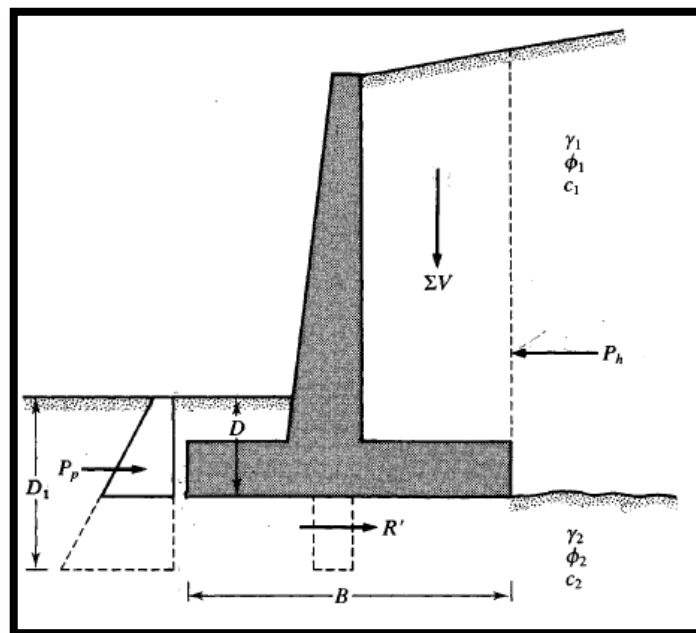


Imagen 2.18.- Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 399.

Entonces el factor de deslizamiento es:

$$Fs(\text{deslizamiento}) = \frac{(\sum V) \tan \delta + BCa + Pp}{Pa \cos \alpha}$$

M. Das (1999), menciona que por lo regular el factor de seguridad está entre 1.5 contra deslizamiento.

2.4.3. Revisión de falla por capacidad de apoyo.

M. Das (1999), comenta que la presión vertical es transmitida a través de la losa base al suelo, es por eso que debe revisarse por la capacidad de carga última del suelo, el mismo autor refiere que $q_{\text{talón}}$ y q_{punta} son las presiones máximas y mínimas que tendrán en los extremos de la sección de la losa base, en los extremos punta y talón, algunas de las magnitudes de q se pueden expresar de la siguiente manera:

$$\vec{R} = \sum \vec{V} + \overrightarrow{Pa \cos \alpha}$$

Donde:

$$\sum \vec{V} = \text{suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa base.}$$

$$Pa \cos \alpha = \text{Fuerza horizontal}$$

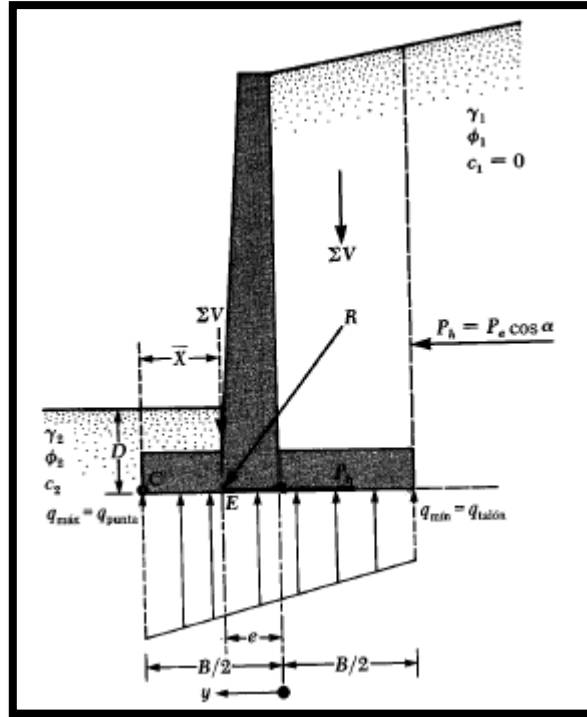


Imagen 2.19.- Revisión por falla de capacidad de falla.

Fuente: M. Das Braja, 1999; 402.

Las relaciones para la capacidad de carga última de una cimentación superficial, M. Das (1999), menciona que esa relación es:

$$q_u = C2NcFcdFci + qNqFqdFqi + \frac{1}{2} \delta 2B'NyFydFyi$$

Donde:

$$q = \delta 2D$$

$$B' = B - 2e$$

$$Fcd = 1 + .4 \frac{D}{B'}$$

$$Fqd = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}$$

$$Fyd = 1$$

$$Fci = Fqi = \left(1 - \frac{\omega}{90^\circ}\right)^2$$

$$Fyi = \left(1 - \frac{w^\circ}{\phi 2^\circ}\right)^2$$

$$w^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{Pa \cos \alpha}{\sum V}\right)$$

Y donde q_{max} es igual a q_{punta} :

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} + \frac{e(\sum V) \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} B^3} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

Por lo tanto se tiene:

$$Fs(\text{capacidad de carga}) = \frac{qu}{q_{max}}$$

Que por lo general menciona el autor el factor radica entre 1.5 a 3, como el autor afirmó que en caso de muros de contención, B es un valor aproximadamente grande, por lo tanto la carga última (qu), ocurrirá para asentamientos considerablemente grandes, por eso debe de tener un análisis completo para evitar los hundimientos.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN.

En el presente capítulo se presenta la macro y micro localización del terreno propuesto para el proyecto. Al igual que la geología y estudios previos en la región del presente proyecto.

3.1. Generalidades.

En este capítulo se analiza la manera de calcular un muro de contención al igual que la forma en que trabajan las cargas del suelo hacia el muro, el dicho muro será diseñado para soportar los empujes resultantes al estudio previo y tomando en cuenta la topografía del terreno al igual condiciones en que dicho muro se desplantará.

3.1.1. Objetivo.

El objetivo de este proyecto es el cálculo y diseño de un muro de contención de gravedad a base de mampostería que sea capaz de soportar las cargas que serán transmitidas del terraplén hacia el muro de contención.

3.1.2. Alcance del proyecto.

En dicho trabajo se dará a conocer foto galería de las condiciones actuales del terreno donde se desplantaría el muro, topografía, estudio de mecánica de suelos, cálculo de empujes, predimensionamiento de muro, cálculo de drenaje del muro y por último las revisiones por hundimiento, volteo y deslizamiento.

3.2. Resumen ejecutivo.

Para la realización del trabajo se procedió a realizar un levantamiento topográfico como uno de los principales estudios que se ocuparán para poder definir la ubicación más favorable del muro, empujes que actuarán sobre el ya referido muro y así mismo elaborar un dimensionamiento adecuado para contener el volumen de tierra al igual que sus empujes.

Otro de los trabajos que se realizaron para la realización de este proyecto es el estudio de mecánica de suelos, que fue elaborado en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Don Vasco. Los datos que arrojan éste tipo de estudios, proporcionan valores como: límites, granulometría, entre otros. En el que destaca la capacidad de carga admisible del terreno a estudiar, éste factor es de vital importancia en nuestro proyecto puesto que necesitamos conocer cuánto puede soportar el suelo donde se propone el muro de contención.

Se realizaron visitas al lugar para inspeccionar el estado actual del predio, encontrando que las condiciones son buenas, puesto que el propietario hace limpieza del lugar con frecuencia.

3.3. Entorno geográfico.

La comunidad de Arantepacua, Michoacán, se localiza al occidente de la Sierra Tarasca, teniendo como cabecera municipal la comunidad de Nahuatzen y teniendo como coordenadas GPS: longitud -101.968333, latitud 19.595556, su altura se encuentra a 2310 metros sobre el nivel del mar.

3.3.1. Macro y micro localización.

El proyecto se desarrolla en la comunidad de Arantepacua perteneciente al estado de Michoacán, pertenece al municipio de Nahuatzen que funge como cabecera municipal de dicha comunidad al igual que Turicuaro, Comachuén y Sevina.

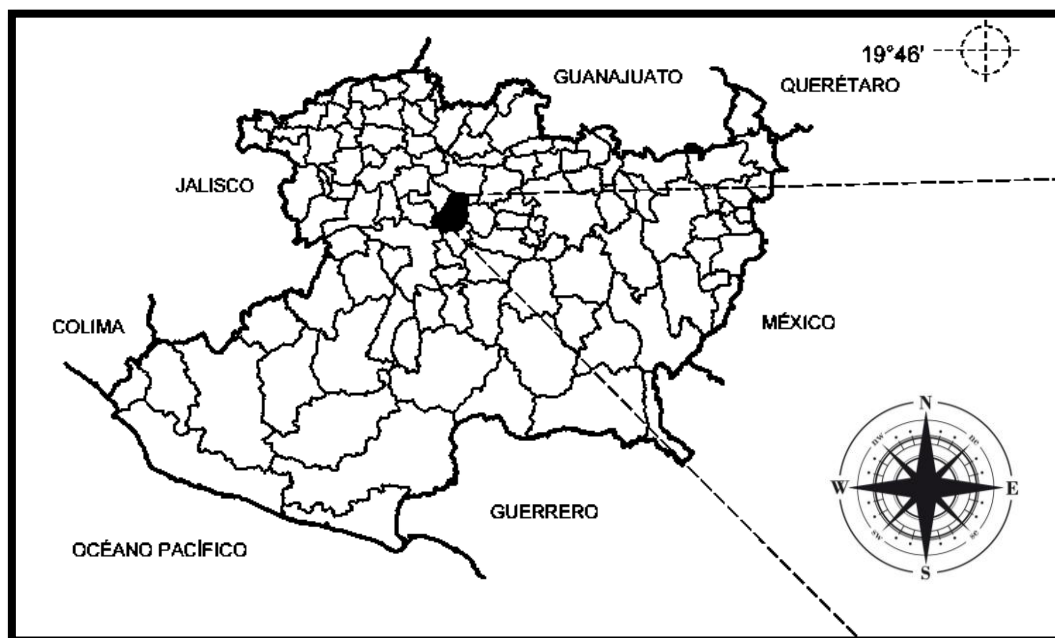


Imagen 3.1 Macro localización de zona occidente de la región tarasca.

Fuente: inegi.org

La siguiente Macro localización hace énfasis a la comunidad de Arantepacua, Michoacán y sus comunidades más cercanas cómo: Nahuatzen, Capacuaro y Paracho. De igual manera se alcanza apreciar la ciudad de Uruapan, Michoacán que es la segunda ciudad más importante en el estado de Michoacán como se muestra en la imagen 3.2:



Imagen 3.2.- Macro localización de Arantepacua y comunidades aledañas.

Fuente: Google Earth

Al aproximarse más a la zona de estudio, se puede ver claramente la pequeña comunidad de Arantepacua y sus pueblos vecinos (imagen 3.3 e imagen 3.4).

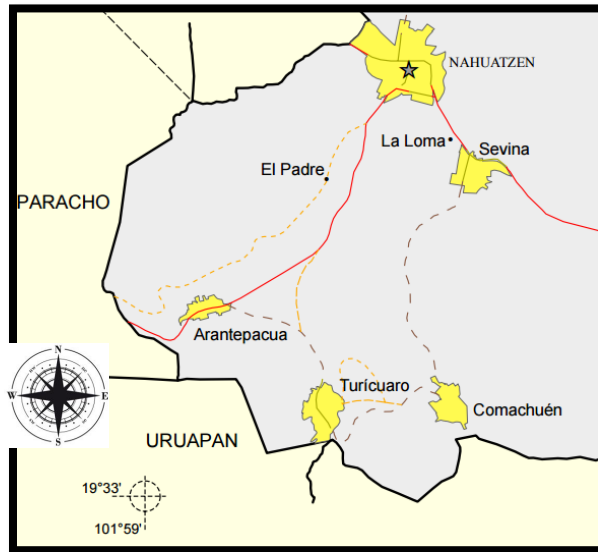


Imagen 3.3.- Microlocalización de Arantepacua y poblados vecinos.

Fuente: inegi.org



Imagen 3.4.- Superficie de la comunidad de Arantepacua.

Fuente: inegi.org

El terreno donde se cita el proyecto, se encuentra en unas de las cuadras principales, cercas de la capilla de Nuestra Señora de la Natividad. La imagen corresponde a la Microlocalización. (Imagen 3.5)



Imagen 3.5.- Microlocalización de proyecto.

Fuente: Google Earth.

3.3.2. Geología regional y de la zona de estudio.

De acuerdo con inegi.org (2009), la localidad de Arantepacua se sitúa en un suelo que data del periodo Plioceno-Cuaternario (76.91%) y Cuaternario (20.79%), la gran mayoría de las rocas es ígnea extrusiva donde sobre salen: basalto, toba básica, brecha volcánica básica. Dicha comunidad se encuentra sobre el eje neovolcánico y cómo subprovincia se encuentra en neovolcánica tarasca, a lo largo de la comunidad existen topofomas de estratos de volcanes o estratos de volcanes aislados con llanuras. Gran parte del territorio de Arantepacua y sus comunidades comparten un tipo de suelo al que se le denomina andosol.

Andosol es una categoría dentro de una tabla de clasificación de suelos que fue elaborada por la Organización para la Agricultura y la Alimentación, este suelo se caracteriza por ser de origen volcánico y manteniendo un color café oscuro y demasiado poroso.

3.3.3. Hidrografía regional y de la zona en estudio.

Cómo lo menciona inegi.org (2009), la hidrografía de la zona de estudio es perteneciente en un 52.21 % a la región hidrológica del balsas, y en un 47.79 % perteneciente al Lerma – Santiago. Dentro de estas regiones hidrológica se encuentran un grupo de cuencas, cómo: R. Tepalcatepec – Infiernillo en un 52.21 %, Lerma – Chapala, Lago de Pátzcuaro – Cuitzeo y Yuriria. Y dentro de estas cuencas, se encuentra Arantepacua, localizándose en una sub cuenca que abarca aproximadamente el 52.20 % de toda la región, incluyendo a toda la superficie de Arantepacua, denominada Paracho – Nahuatzen.

Se conoce que la comunidad de Arantepacua cuenta con un yacimiento de agua potable y que es la principal fuente de abastecimiento de la comunidad, la cual se encuentra localizada al noreste de la comunidad.

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

El uso de suelo en la comunidad de Arantepacua, al igual que el de su cabecera municipal se utiliza para agricultura en un 44.27% y aproximadamente el 2.30 % se utiliza de zona urbana, el porcentaje restante se mantiene en 47.33 % de suelo boscoso y un 5.75 % de pastizales. La extensión de terreno de Arantepacua tiene una amplia variedad de usos, tanto agrícolas como otros que no son áptos para la

agricultura, por factores del tipo de suelo: Para la agricultura mecanizada continua (12.40%), para la agricultura mecanizada estacional (8.08%), para la agricultura con tracción animal estacional (68.85%), para la agricultura manual estacional (6.58%), no áptas para la agricultura (4.09%) y para la pecuaria: para el establecimiento de praderas cultivadas con maquinaria agrícola (20.48%), para el establecimiento de praderas cultivadas con tracción animal (68.85%). Cómo lo menciona inegi.org, (2009).

3.4. Informe fotográfico.

A continuación se presenta un informe fotográfico en el que se observa condiciones actuales del terreno y el tipo de suelo en donde se plantea el proyecto.

La siguiente fotografía muestra la entrada al terreno, las condiciones actuales al igual la forma en que se desarrolla la pendiente del terreno:



Imagen 3.6.- Comienzo de terreno y de talud en forma ascendente.

Fuente: Propia.

En la presente fotografía se aprecia el fondo de terreno, a sus alrededores se sitúan algunas casas habitación a base de madera.



Imagen 3.7.- Vista lateral del terreno.

Fuente: Propia.

El terreno cuenta con algunos montículos pequeños de material que sobró de una obra aledaña al lugar, estos montículos se encuentran ya cubiertos de vegetación.



Imagen 3.8.- Diferencia de nivel con respecto a la construcción aledaña

Fuente: Propia.

3.4.1. Problemática.

La problemática surge al querer rellenar el terreno para que tenga un nivel uniforme, puesto que se pretende tener un área verde, y así los otros terrenos colindantes son del mismo dueño y surgió una idea de tener un jardín de recreación privado.

3.4.2. Estado físico actual.

El terreno como se muestra en el informe fotográfico es buena, existe poca basura pues el dueño del terreno se preocupa de tener en un estado limpio su terreno. El desnivel en general va de manera constante, no obstante en algunos tramos existen montículos de material con vegetación ya en su exterior.

3.5. Alternativas de solución.

En este proyecto se plantean soluciones de obras de contención para la retención del volumen de suelo, que a su vez causa esfuerzos y que la obra de contención tiene que soportar adecuadamente. Para este proyecto puede utilizarse un muro de contención a base de mampostería o un muro de contención de concreto armado.

3.5.1. Planteamiento de alternativas.

Debido que la altura del talud a salvar es relativamente pequeña, se recomienda un muro de contención de gravedad a base de mampostería y por otra parte es la obra de contención más económica en comparación a una de concreto armado.

3.6. Procesos de análisis.

Para la realización del presente proyecto se requirió de estudios previos para conocer exactamente el desnivel que presenta el terreno, cómo lo es un levantamiento topográfico para verificar la colocación del muro, el cual fue realizado con una estación total por su servidor para posteriormente vaciar los datos arrojados a un formato digital con los programas Excel y AutoCAD. Consecuentemente se realizó un estudio de mecánica de suelos, para determinar la capacidad de carga que presenta el terreno y con base al resultado realizar una obra adecuada que no tenga hundimientos. Todos estos datos fueron colocados en una hoja de Word para su manejo y mejor control de información sobre el proyecto.

Otros de los resultados que arroja el estudio de mecánica de suelos es peso volumétrico, que es esencial para el cálculo de empujes que tendrá el muro en su contra, al igual que los esfuerzos que podrá tener el mismo a su favor.

Una vez teniendo los esfuerzos resultantes calculados, se procede al predimensionamiento del muro, el cual se realizó en una hoja de cálculo en Excel para después analizarlos interactuando las cargas que tendrán sobre él y la geometría del mismo. Luego el muro es sometido a una inspección, revisándolo por deslizamiento, hundimiento y volteo. Esperando que los resultados entren en un rango que sean menores a los factores de seguridad marcados en capítulos anteriores.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA.

En este capítulo se abordarán temas acerca de los métodos que se emplean para el desarrollo de dicha tesis, cuál es el enfoque que se le dará a la misma, qué alcance o profundidad tendrá la tesis, diseño de investigación, instrumentos de investigación y el proceso de la investigación.

4.1. Método empleado.

Para la elaboración de ésta tesis se utilizará el método científico, éste método se puede decir que está entre el conocimiento científico y la investigación científica. El autor Tamayo y Tamayo (2003), refiere también que es un procedimiento para encontrar las condiciones en que se presentan sucesos específicos y que esto se caracteriza por ser tentativo, verificable, de razonamiento riguroso y observación empírica. En este método, lleva a eliminar el plano subjetivo de la interpretación de cómo es en realidad, dando pie a la objetividad en el proceso investigativo.

Algunas de las características que menciona el mismo autor, es que se rodea a los hechos; o sea, que tiene una referencia empírica, los hechos trascienden o sea que extraen la realidad de los hechos para ir más allá de las apariencias, tiene verificación empírica, es auto correctivo en el sentido que se va ajustando a las propias conclusiones, y progresivo puesto que no toma conclusiones infalibles o finales totales y unas de las características más importantes de este método es que se basa en lo objetivo, es decir, evita la distorsión del sujeto que lo conoce por medio de circunstancias concretas, en pocas palabras un hecho real y objetivo.

El método científico puede ser utilizado por gran número de personas para resolver diversos tipos de problemas, en específico el científico que se dedica a lograr nuevos conocimientos a través de este método, o también para quienes cultivan una investigación aplicada, ellos lo utilizan para encontrar un producto nuevo y que éste mejore tu vida.

4.1.1. Método matemático.

Este método es producto de una abstracción de un sistema real, y que elimina las complejidades y haciendo suposiciones efectivas, es así como obtenemos una representación simbólica del mismo método.

Este método matemático consta de tres conjuntos básicos de elementos básicos:

- 1) Variables de decisión y parámetros.
- 2) Restricciones.
- 3) Función objetivo.

Las variables de decisión son incógnitas que deben ser explicadas o solucionadas a partir del modelo, y los parámetros representan valores conocidos en el sistema o bien que pueden ser encontrados con la investigación.

Las restricciones son relaciones entre algunas de las variables de decisión y las magnitudes que dan sentido a la solución del problema y las acotan a valores óptimos.

En cuanto a la función objetivo, es una interconexión matemática entre las variables de decisión, los parámetros y una magnitud que representa el objetivo o el producto del sistema.

El método matemático es el que se utilizará en ésta tesis, puesto que se encuentran variables en la investigación y que serán resultas o encontradas dichas variables con este trabajo, de igual forma tenemos restricciones puesto que tenemos datos de investigación y que con su ayuda podemos encontrar la manera más óptima de resolver las variables antes mencionadas.

Como se menciona, éste trabajo está compuesto por variables, restricciones y parámetros, por lo tanto, con estos datos es posible que encontremos una función objetivo, relacionando cada una de las variables, restricciones y parámetros para así mismo formular o diseñar una solución adecuada ante el problema mencionado en la investigación.

4.2. Enfoque de investigación.

Los enfoques de la investigación pueden variar en cuanto el tipo de trabajo que se pretenda realizar, de entre los cuales destacan:

- 1) Cuantitativo.
- 2) Mixto.
- 3) Cualitativo.

El cuantitativo tiene características específicas, como por ejemplo; miden algún tipo de fenómeno, utilizan la estadística, emplean experimentación, y recurren a un análisis de causa y efecto. Este enfoque también cuenta con un proceso, secuencial, deductivo, probatorio y analiza la realidad objetiva. El enfoque cuantitativo, también posee bondades como son: la generalización de resultados, control sobre el fenómeno mencionado, precisión, replica y la predicción.

El enfoque mixto surge de la combinación de los dos enfoques, tomando en cuenta algunos aspectos de cada uno de ellos para formalizar la investigación.

El enfoque cualitativo contiene características formales, como por ejemplo: no buscar replica, es conducida por ambientes naturales, los significados se extraen de los datos y sobre todo que no se fundamenta en algún tipo de estadística. El enfoque cualitativo mantiene un proceso, inductivo, recurrente, analiza la realidad subjetiva y no tiene secuencia circular. Algunas de las bondades que tiene este enfoque es que profundiza en las ideas, contiene una gran amplitud, riqueza interpretativa y contextualiza el fenómeno, según Hernández y Cols. (2006).

Explicando los diferentes métodos que existen, concluimos que esta investigación será de enfoque cuantitativa, puesto que se analiza un fenómeno que pasa en la actualidad, se analizará e investigará cual es la forma de resolver el problema con eficiencia y se estudiarán los efectos que podrá tener con la elaboración de la resolución del problema. La forma de procedimiento de este método, es adecuado para la investigación presente, ya que cubre con todas con las necesidades del proyecto.

4.2.1. Alcance de la investigación.

El presente trabajo tendrá un alcance de investigación descriptiva y que será explicado enseguida.

Los estudios descriptivos tienen como fin el describir un fenómeno, situación, contextos y eventos. Es decir detalla cada evento y como se manifiestan, estos estudios buscan especificar las propiedades, características y perfiles de personas, grupos o procesos o cualquier cosa que se pueda someter a un análisis. En otras palabras el autor refiere que este alcance mide o evalúa y recolecta datos sobre diversos conceptos variables.

En un estudio descriptivo se selecciona una serie de cuestiones y se mide o se recolecta información sobre cada una de ellas, para así mismo describa lo que se investiga.

Los estudios descriptivos son de mucha utilidad para mostrar con precisión los ángulos o dimensiones de un fenómeno, contexto o situación. Deben de ser capaces de definir o de mínimo visualizar que se medirán conceptos o fenómenos etc.

4.3. Diseño de la investigación.

Existen dos tipos de diseño de investigación, las investigaciones experimentales y no experimentales, la primera consiste básicamente en que tienen estímulos o algún tratamiento, pre experimentos y que estos tienen un grado de control mínimo, cuasi experimentos (que tienen grupos intactos), y los experimentos puros (manipulación intencional de variables, medición de las mismas, control de validez o más grupos).

El diseño de investigación no experimental se caracteriza por ser transaccionales o transversales, que se identifican por características (recolección de datos en un único momento) o tipos (exploratorios, descriptivos y correccionales – causales). Longitudinales o evolutivos, que también se sub dividen en propósito (analiza cambios a través del tiempo) y en tipos (diseño de tendencia, diseño de análisis evolutivos y diseño de paneles.) y también manipulación de variables.

El presente trabajo se llevará a cabo de la manera no experimental, dado al tipo de investigación y a los datos obtenidos.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

Algunas de las herramientas o instrumentos que se utilizaron para el presente trabajo fueron en la gran mayoría programas computacionales de los cuales hemos extraído información y en algunos otros se ha trabajado como material de apoyo en dibujo.

Dentro de los programas de diseño y dibujo fue el Software AutoCAD, que fue utilizado para cuestiones de dibujo y diseño, CivilCAD que es una herramienta del programa antes mencionado y que es básicamente para cuestiones del ámbito topográfico y con el cual se obtuvo volúmenes de la obra a trabajar. Google Earth Pro es otro de los programas a ocupar y que funciona como un geo localizador y visualizador satelital de algunos puntos de interés. Para extraer algunos datos complementarios se ocupó un modelador digital de elevaciones como es el programa Global Mapper.

Para cuestiones de cálculos se utilizó la base de datos de Excel y con el cual se trabajó durante los cálculos obtenidos. La herramienta esencial para el levantamiento topográfico fue la estación total, que arrojó los datos para conocer el desnivel a salvar.

4.5. Descripción del proceso de investigación.

La elección del diseño para un muro de construcción se debió a la falta de una estructura que sea capaz de soportar el empuje de un talud de 3 metros, todo para que arriba de esta estructura sea desplantada una casa habitación, para una familia de aproximadamente 5 personas. Este talud representaba cierto riesgo para la comunidad, pero más que nada para la familia que habitará el lugar

La realización de una prueba de mecánica de suelos fue algo primordial, puesto que es necesario conocer el tipo de suelo en el que se va a trabajar y cómo será la manera de proceder para su debido método de construcción.

Con los datos arrojados de estudio de mecánica de suelos se conoció la manera más conveniente de como poder sostener esa masa de tierra, un muro contención de gravedad hecho a base de mampostería pegada con mortero es la solución más viable para la retención del suelo.

La existencia de varias formas y teorías para el diseño del muro de contención facilita el trabajo, puesto que es algo que ya existe y que actualmente es utilizado, las obras quedan estructuralmente bien construidas, sin presentar daño alguno. Siempre y cuando el muro sea correctamente calculado y la supervisión de la obra sea rigurosa, sin dejar pasar ningún detalle en obra.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS.

En este capítulo se hablará acerca de los procesos, tanto de topografía, estudios de mecánica de suelos y del análisis que se llevará a cabo, para realizar el proyecto del muro de contención. Finalizando con la propuesta de un muro diseñado para soportar las acciones ejercidas por el suelo hacia el muro de contención.

5.1. Topografía.

De acuerdo con Navarro (2008), se conoce por topografía al conjunto de procedimientos que determina la posición de un punto sobre la superficie de la tierra, esto se hace por medio de medidas que son regidas por los tres elementos del espacio, dos distancias y una elevación o una distancia con su respectiva elevación y una dirección. La topografía se basa en la teoría de la geometría plana y del espacio, trigonometría y matemáticas generales. Esta práctica o arte es una de las más importantes y antiguas, tanto para marcar límites o dividir espacios de terrenos, además juega uno de los papeles más importantes en las diversas ramas de la ingeniería, puesto que es necesario un levantamiento topográfico antes y después de cualquier construcción ya sea vías terrestre, edificación, vías férreas, puentes, túneles, etc. Un levantamiento se describe como el conjunto de operaciones que determinan las posiciones de puntos, la gran parte de los levantamientos realizados son realizados

para obtener superficies, volúmenes y una representación gráfica de las medidas que fueron tomadas en campo.

Los instrumentos para la realización de un levantamiento topográfico han ido evolucionando con el paso del tiempo y con el avance de la tecnología, uno de los más comunes con que se trabajaba en años anteriores era el tránsito o teodolito, que se usa para medir y trazar ángulos horizontales al igual que direcciones. Junto con el tránsito o teodolito se acompañaba de un estadal que es básicamente una regla de campo que está marcada de manera ascendente, tienen una forma de E que equivale a 5 centímetros, aunque existen de muchos tipos, las más comunes están divididas a cada 10 centímetros, o sea llevan dos E.

La manera más común de realizar un levantamiento topográfico consiste en medir todos los vértices, rumbos directos e inversos que ahí concurren y así por diferencias de rumbos se calcula por cada punto el valor del ángulo interno y así obtener los ángulos interiores del polígono. Básicamente esta es la manera del proceso de un levantamiento topográfico, aunque con los nuevos aparatos con que se realizan estos estudios simplifican y optimizan estas operaciones de cálculos de ángulos y rumbos.

Se conoce por planta topográfica al conjunto de tramos rectos que son empalmados por medio de una o varias curvas, dichas curvas deben contar con características como facilidad de trazo, económicas de construcción e ir acorde de las especificaciones técnicas.

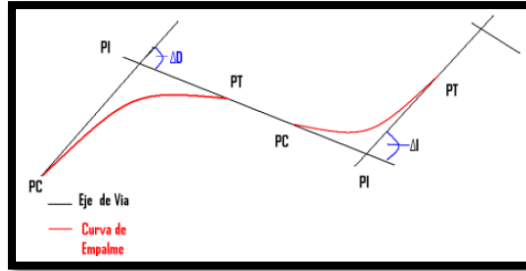


Imagen 5.1.- Ejemplo de planta topográfica.

Fuente: Manual de Topografía y altimetría, 105, 2008.

Otros de los aspectos básicos en topografía son los perfiles que se definen como un corte que atraviesa a lo largo del terreno, en otras palabras es como si se pudiera rebanar un pedazo del terreno y separar del resto de los demás, para así mismo poder apreciar la superficie de esta rebanada, y es a esto a lo que se le llama perfil topográfico.

Las secciones transversales u horizontales es un aspecto básico en topografía y que este se define como un punto de terreno y que presenta un corte vertical normal al alineamiento horizontal. Y que permite definir las dimensiones y disposiciones de algunos de los elementos que conforma el terreno.

El trabajo de topografía que se realizó en el terreno del proyecto fue realizado con una estación total, que como ya habíamos mencionado trabaja de manera similar a algunos aparatos que se usaban décadas antes. Al digitalizar los puntos tomados con dicho aparato son los siguientes:

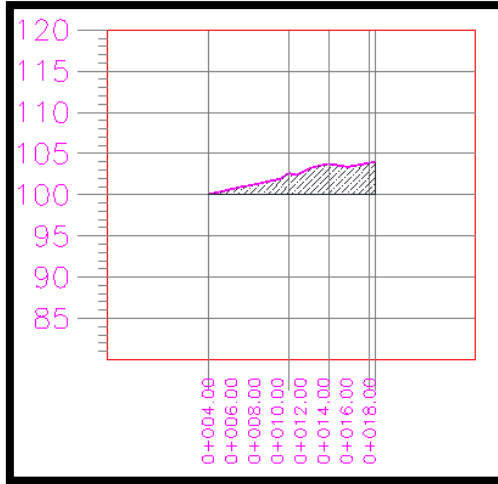


Imagen 5.2.- Perfil del terreno denotando la elevación del terreno.

Fuente: Propia.

En esta fotografía se muestra el levantamiento en planta del terreno sobre el cual se construirá el muro de contención.

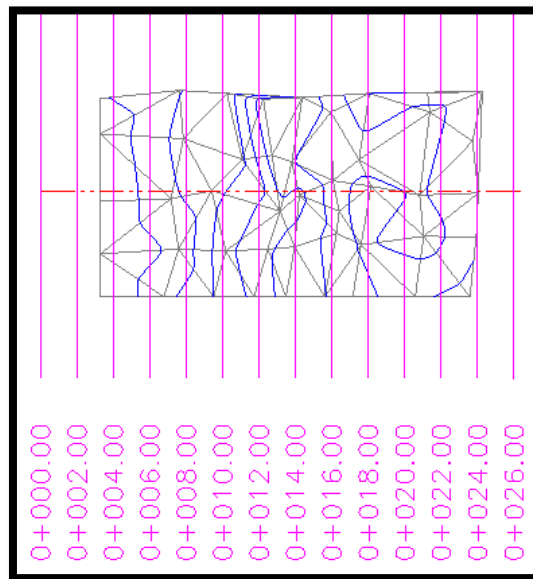


Imagen 5.3.- Levantamiento topográfico del terreno en planta.

Fuente: Propia.

5.2. Estudio de mecánica de suelos.

En este subtema se habla sobre el estudio que se realizó en el terreno donde se emplea el proyecto para determinar sobre qué tipo de suelo es el que se está desplantando el muro de contención al igual que para determinar la capacidad de carga que puede soportar el suelo en dicho terreno.

El estudio de mecánica de suelos sirve para identificar varios factores y características del suelo como por ejemplo: la humedad natural, granulometría del suelo, límites de Atterberg, pruebas de consolidación, prueba triaxial, capacidad de carga admisible, etc.

Para la realización de estas pruebas es necesario extraer unos terrones de suelo que se sacarán de pozos realizados en el terreno a una profundidad de 0.20 m la primera, la segunda de 0.20 m a 0.60 m, y la tercera y última a una profundidad de 0.60 m a 2 m. después llevarlas al laboratorio y proceder al estudio de éstos para determinar sus cualidades y características.

Es de vital importancia la realización del estudio de mecánica de suelos, puesto que no sabemos con qué características cuenta, o si el nivel freático está muy arriba y afecte el muro de contención, si la capacidad de carga es óptima para descargar el muro. Ya que si el muro sobrepasa la capacidad de carga admisible podríamos tener un problema de hundimiento, y el muro tendería a fallar.

Para la realización del estudio se realizó un pozo con las profundidades ya mencionadas, se seleccionó una parte en específico del terreno que fue a un costado de donde se pretende desplantar el muro de contención y así tener datos más fidedignos de los resultados que arrojarán.

En la tabla 5.2, se dará a conocer los resultados que se obtuvieron del estudio de mecánica de suelos y su estratigrafía.

DESCRIPCIÓN	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA
Limo café claro suave con capa vegetal.		20 cm
Limo de consistencia suave.		60 cm
Limo con alto contenido de humedad.		120 cm
Fin de la exploración		200 cm

Tabla 5.1.- Resultados de estratigrafía del terreno en estudio.

Fuente: Propia

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 ³)	-	-	1.55
Esfuerzo Máximo (Kg./cm ²)	-	-	-
Cohesión del suelo. (Kg./cm ²)	-	-	-
COMPRESIÓN TRIAXIAL RAPIDA.			
Ángulo de Fricción Interna. (°)	-	-	19°
Cohesión del suelo (Kg./cm ²)	-	-	1.21
CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL			
Densidad de Sólidos.	-	-	2.20
Carga de Pre consolidación en Ton/m²	-	-	2.4

Tabla 5.2.- Resultados del análisis de mecánica de suelos.

Fuente: Propia.

De acuerdo con la teoría de Terzaghi sobre la capacidad de carga admisible, se pudo calcular dicho valor con la siguiente fórmula:

$$q_c = CNc + \sigma DfNq + 0.5\gamma BN\gamma$$

Donde:

$$Nc = 13.93$$

$$Nq = 5.80$$

$$N\gamma = 4.68$$

$$\sigma = 1.55 \text{ t/m}^3$$

$$C = 1.21 \text{ t/m}^2$$

$$Df = 2 \text{ m}$$

$$\phi = 19^\circ$$

$$B = 1 \text{ (Unitario.)}$$

En el estudio se registró una carga admisible de 12.8 tn/m² que es la que se debe usar para el cálculo del muro, cabe mencionar que no se encontró durante la excavación el nivel freático.

5.3. Cálculo de empujes.

De acuerdo con los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos, se puede entender que se está trabajando con un suelo cohesivo-friccionante, por lo tanto se procederá a analizar el suelo con la ecuación de Rankine para determinar el empuje activo (E_A) del suelo en cuestión:

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

Procediendo de la siguiente manera para determinar los valores de la ecuación:

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

Donde:

$$\phi = 19^\circ \text{ (Ángulo de Fricción interna)}$$

Enseguida resolvemos el valor de r:

$$r = \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} = \frac{2(1.21)}{\sqrt{1.97}} = 1.73 \text{ T/M}^2$$

Donde:

$$c = 1.21 \text{ T/M}^2 \text{ (Cohesion)}$$

Calculo de agrietamiento del suelo:

$$Z_0 = \frac{2c\sqrt{N\phi}}{\gamma} = \frac{2(1.21)(\sqrt{(1.97)})}{1.55} = 2.19 \text{ m}$$

Donde:

$$\gamma = 1.55 \text{ (Peso volumétrico del material)}$$

$$c = 1.21 \text{ T}/\text{M}^2 \text{ (Cohesion)}$$

Sustituimos los valores obtenidos en la fórmula de r_a :

$$r_a = \frac{r z}{N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} = \frac{1.73(3)}{1.97} - \frac{2(1.21)}{\sqrt{1.97}} = 0.64 \text{ t}/\text{m}^2$$

Una vez obtenido estos valores, se sustituyen en la ecuación de empuje activo:

$$\text{Area (+)de presiones} = \frac{r(H - Z)}{2} = \frac{.64(3 - 2.19)}{2} = 0.26 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Donde:

$$H = 3 \text{ m (Altura del talud)}$$

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} r H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H = \frac{1}{2(1.97)} (1.55)(3)^2 - \frac{2(1.21)}{\sqrt{1.97}} \quad (3)$$

$$E_A = 1.63 \text{ T/M}$$

Cálculo de la posición del empuje:

$$\frac{H - Z}{3} = \frac{3 - 2.19}{3} = 0.27 \text{ M}$$

Cálculo de empuje pasivo:

$$E_P = \frac{1}{2} N\phi r h^2 + 2c \sqrt{N\phi} h$$

Donde:

$$h^2 = 0.5 \text{ m (Altura de desplante del muro)}$$

$$r = 1.55 \frac{\text{t}}{\text{m}} \text{ (peso voluemtrico del suelo)}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación, se tendrá:

$$= \frac{1}{2}(1.97)(1.55)(0.5)^2 + 2(1.21)(\sqrt{(1.97)})(0.5)$$

$$E_p = 2.08 T/M$$

Y se encuentra aplicado en:

$$\frac{Df}{3} = \frac{0.5}{3} = 0.17 m$$

5.4. Predimensionamiento de muro de contención.

Para el predimensionamiento del muro de contención se tomará en cuenta el talud a salvar que se sabe es de 3 metros de altura, se propondrá un muro de la misma altura por los requerimientos del terreno y del talud ya mencionado, proponiendo como mejor opción el muro de contención de gravedad a base de mampostería (piedra braza, pegado con mortero).

Su diseño se basará a los requerimientos de acuerdo con el Manual de Mantenimiento de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad (1981), para así mismo satisfacer las necesidades de estabilidad del muro. El predimensionamiento de este tipo de muros, deben ser con las especificaciones como indica en la siguiente imagen:

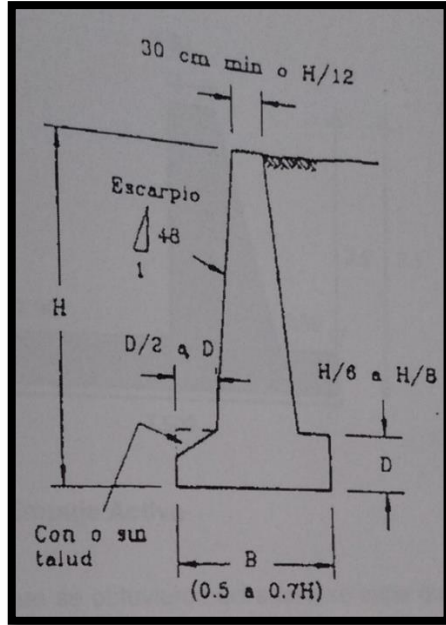


Imagen 5.4.- Predimensionamiento de muro de gravedad.

Fuente: CFE, 1981: A.3.3

Tomando como guía los requerimientos anteriormente mencionados se supone las dimensiones.

Datos de muro:

Altura total del muro (mts).	3.0
Corona (mts).	0.30
Propuesta de espesor de base del cimiento "D" (mts).	
De 0.375 m a 0.50 m, tomando la segunda opción por seguridad.	0.50
Propuesta de la base del cimiento "B" (mts).	
De 1.5 m a 2.4 m, Redondearemos el segundo valor por seguridad.	2.5
Profundidad de desplante (Df) (mts).	0.5

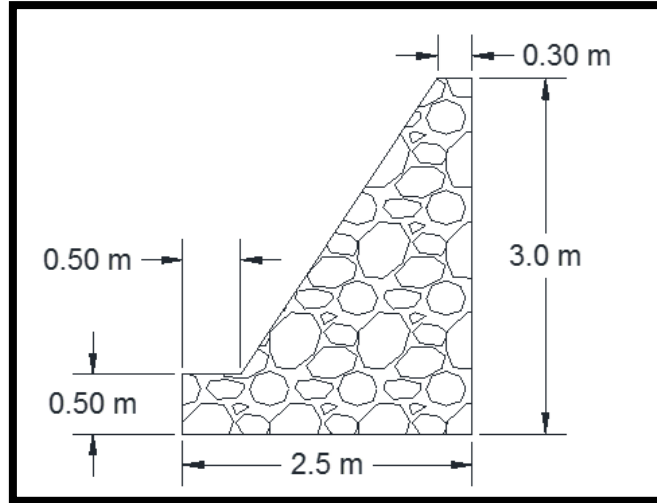


Imagen 5.5.- Predimensionamiento del muro de mampostería.

Fuente: Propia.

Con las siguientes dimensiones mostradas se procederá al análisis de estabilidad, volteo y deslizamiento, para así mismo corroborar su estabilidad. El muro se dividirá en secciones, para así mismo encontrar su área y su respectivo peso, tomando en cuenta que el valor del peso volumétrico de mampostería, pegada con mortero es de 2.2 T/m³.

CÁLCULO DE W, MR, WT					
PARTES	PESO (T) CARGA VERTICAL	W.MURO (T)	WTOTAL	BRAZO (M)	MR. (T.M)
W1	A1 0.75	2.2	1.65	2.35	3.8775
W2	A2 2.125	2.2	4.675	1.83	8.55525
W3	A3 1.25	2.2	2.75	1.25	3.4375
TOTAL			9.075		15.87025

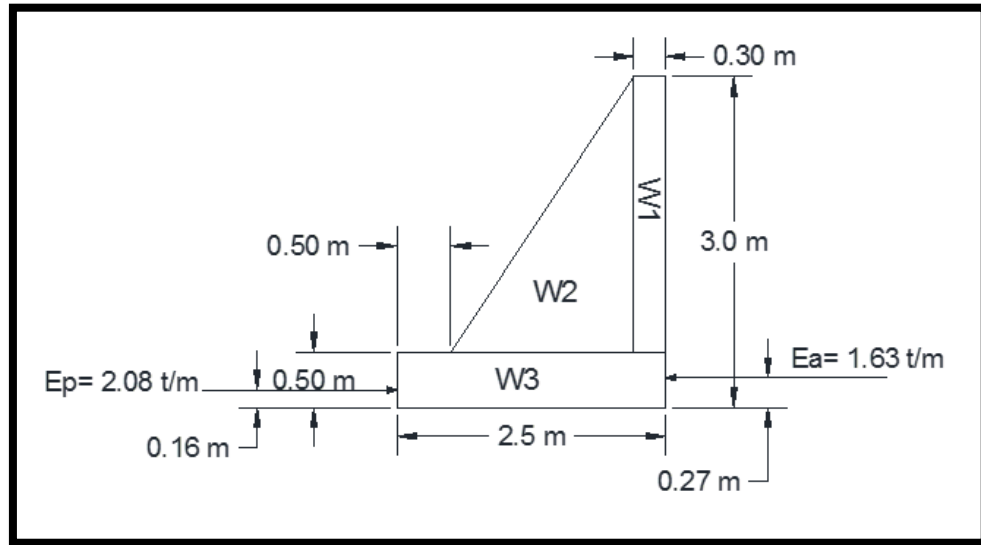


Imagen 5.6.- Partes que conforman el muro y localización de empujes.

Fuente: Propia.

El valor de las áreas se da de acuerdo a las siguientes dimensiones:

$$A1 = 0.3 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} = 0.75 \text{ m}^2$$

$$A2 = \frac{1.7 \times 2.5}{2} = 2.125 \text{ m}^2$$

$$A3 = 0.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} = 1.25 \text{ m}^2$$

Para enseguida calcular “Wtotal”, multiplicando el peso volumétrico del material por el área resultante, haciendo así una sumatoria de todas y obteniendo el peso total. El brazo de palanca se determina con respecto a la esquina izquierda de la base de la cimentación, hasta donde se localiza el centroide de cada una de las figuras que conforma el muro, posteriormente se multiplican por el peso de cada figura, obteniendo con esto un momento. Sumados todos estos, se obtendrá el momento resistente.

Calculando el momento actuante:

$$Ma = \frac{Ea}{\frac{H}{3}} = \frac{1.63}{\frac{3}{3}} = 1.63 \frac{t}{m}$$

Teniendo este valor se procede a la revisión por volteo del muro de contención con la siguiente ecuación:

$$F.S = \frac{MR}{M_{Act}} = \frac{15.87}{1.63} = 9.74$$

$$9.74 > 1.5$$

Por lo tanto cumple con el factor de seguridad contra volteo.

Revisión por deslizamiento.

$$\sigma = \frac{W_t}{A} = \frac{9.075}{2.5(1)} = 3.63 \text{ T/m}^2$$

Donde:

$$W_t = 9.075 \frac{t}{m^2} \text{ (Peso total del muro)}$$

$$A = 2.5 \text{ m (Área de contacto con el suelo)}$$

$$\delta = \sigma \operatorname{tg} \phi = 3.63 \operatorname{tg} (19) = 1.25$$

Donde:

$$\phi = 19 \text{ (Ángulo de fricción interna)}$$

$$F = \delta \times b \times l = (1.25)(2.5)(1) = 3.12$$

Sustituyendo valores, obtenemos el factor de seguridad de deslizamiento:

$$F.S. = \frac{F + E_p}{E_A} = \frac{3.12 + 2.08}{1.63} = 3.19$$

$$3.19 > 1.5$$

Por lo tanto cumple contra el factor de deslizamiento.

Revisión por hundimiento o fatiga del terreno:

$$M = M_R - M_{act}$$

$$M = 15.87 - 1.63$$

$$M = 14.24$$

Corroborando que la excentricidad se sitúe en el tercio medio de la base:

$$e = \frac{m}{v} - \frac{B}{2}$$

$$e = \frac{14.24}{9.075} - \frac{2.5}{2}$$

$$e = 0.32$$

$$e < \frac{B}{6} = 0.32 < \frac{2.5}{6}$$

$0.32 < 0.42$ se encuentra dentro del tercio medio.

Se sustituyen los valores en la ecuación de esfuerzos para corroborar que el suelo resista la carga:

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

Se sustituye y se resuelve la ecuación con los dos signos y se corroboran las presiones:

$$r_m = \frac{V}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{9.075}{2.5} \left[1 + \frac{6(0.32)}{2.5} \right] = 6.41 \text{ T/m}^2$$

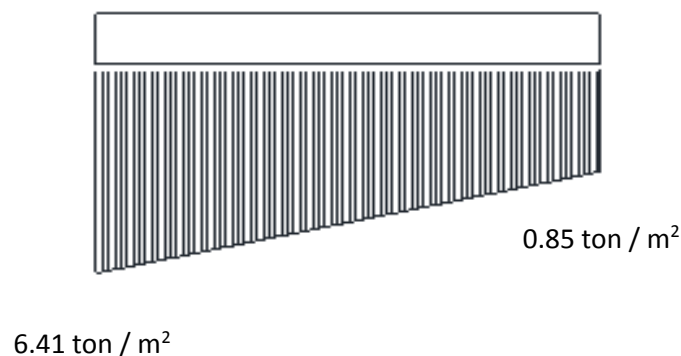
$$r_m = \frac{V}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{9.075}{2.5} \left[1 - \frac{6(0.32)}{2.5} \right] = 0.85 \text{ T/m}^2$$

$$r_m < q_{adm.}$$

$$6.41 \text{ T/m}^2 < 12.8 \text{ T/m}^2$$

Por lo tanto el suelo es adecuado para soportar al muro.

Por lo tanto, el diagrama de esfuerzos en el suelo queda de la siguiente manera:



Con los datos que arrojó el estudio de mecánica de suelos se calculó la capacidad de carga admisible que fue de 12.8 t/m², se puede decir que se acepta la propuesta de las dimensiones y de los empujes calculados, en conclusión se aceptan los valores para el muro de este proyecto.

5.5. Cálculo de drenes.

De acuerdo con SAGARPA (2016), si el muro de contención es colocado en regiones de alta o media precipitación se deberá colocar drenes a diferentes alturas para evitar la acumulación de agua y que estos deben de ser colocados de acuerdo a la altura del muro y a la permeabilidad del suelo en que se desplanta el muro.

El mismo autor refiere que para muros de 2 metros, los primeros drenes deberán ser colocados a 0.50 m de la superficie del suelo, la siguiente línea de drenes deberán de ser situados a 1.0 m entre sí, hasta finalizar el muro. En cambio si el muro es situado en una región de baja precipitación los drenes deberán de ser colocados a una distancia longitudinal de 3.0 m o a la mitad o en cambio sí es un volumen grande y precipitación es muy alta deberán de colocarse a 1.5 m. Dichos drenes deberán tener un diámetro de 3 pulgadas en la parte interior, el material de los drenes pueden ser de tubos de PVC o de concreto. El autor ya mencionado refiere que, sobre la parte inferior del muro, es decir el que tiene contacto con el talud deberá tener un filtro de grava, esto con el fin de evitar el taponeo de los drenes con el material del talud.

Para el muro de contención de este proyecto, se colocarán drenes a 0.5 m de distancia desde la superficie del suelo y la segunda línea de drenes se colocarán a un metro de distancia del primero, colocándolos a tresbolillo para así mismo evitar que generen una línea de falla y que posteriormente pueda presentar alguna fractura, los drenes se colocarán con una distancia horizontal de 1 metro, centro a centro. El diámetro de los drenes se propondrán de 3 pulgadas de material PVC.

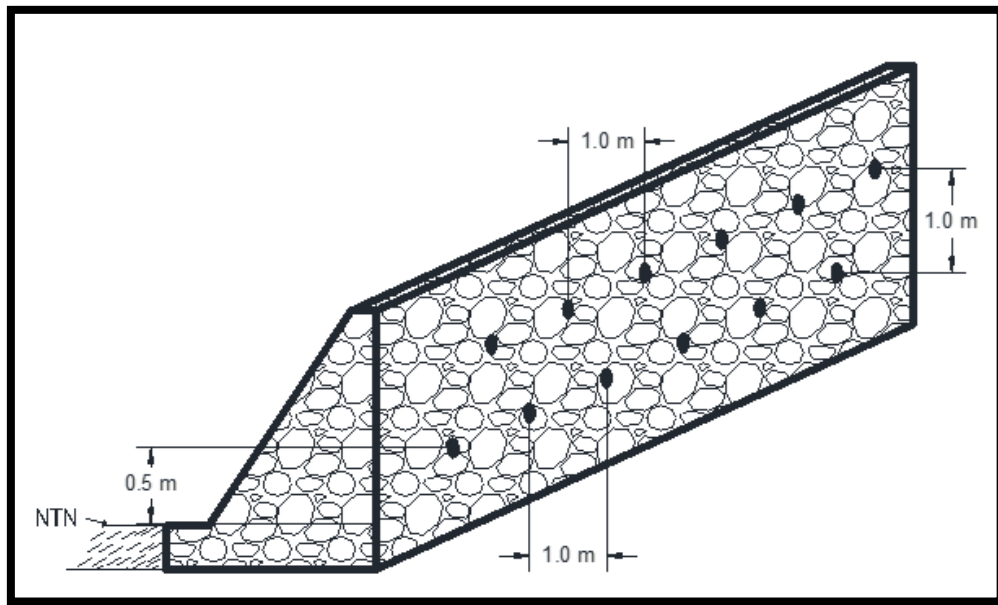


Imagen 5.7.- Distribución de drenes a lo largo del muro.

Fuente: Propia.

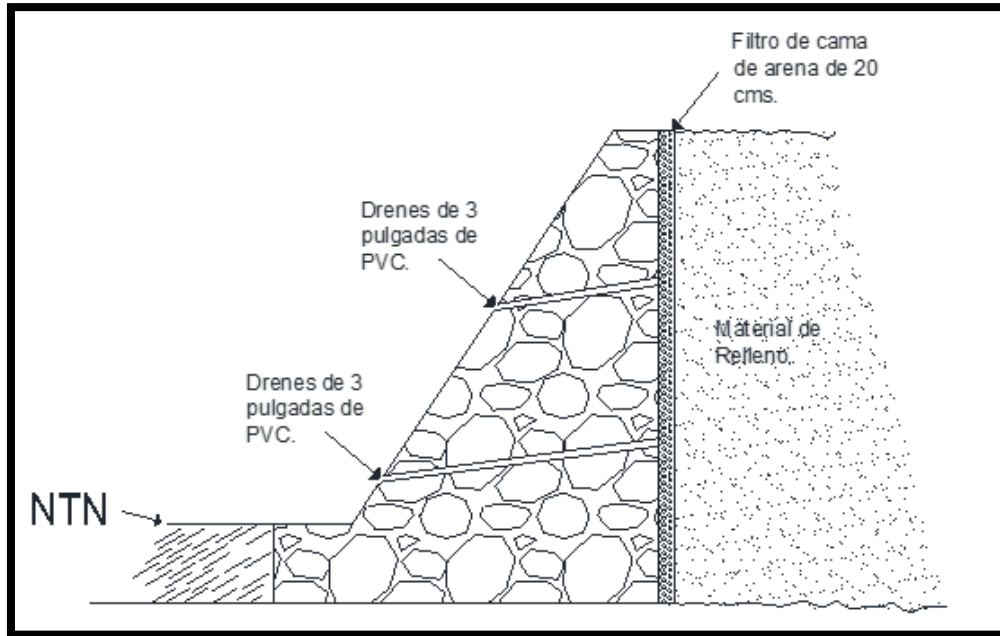


Imagen 5.8.- Vista en corte y ubicación de filtro de arena.

Fuente: Propia.

5.5.1. Propuesta final del muro de contención.

De acuerdo a los cálculos ejercidos en el presente capítulo, se puede afirmar que el muro será construido en su totalidad de mampostería (Piedra braza), cumpliendo con todos los análisis a los que se debe someter un muro de este tipo, contara con drenes a tresbolillo a diferentes alturas, evitando falla lineal. Quedando como dimensiones definitivas del muro las que se muestra a continuación:

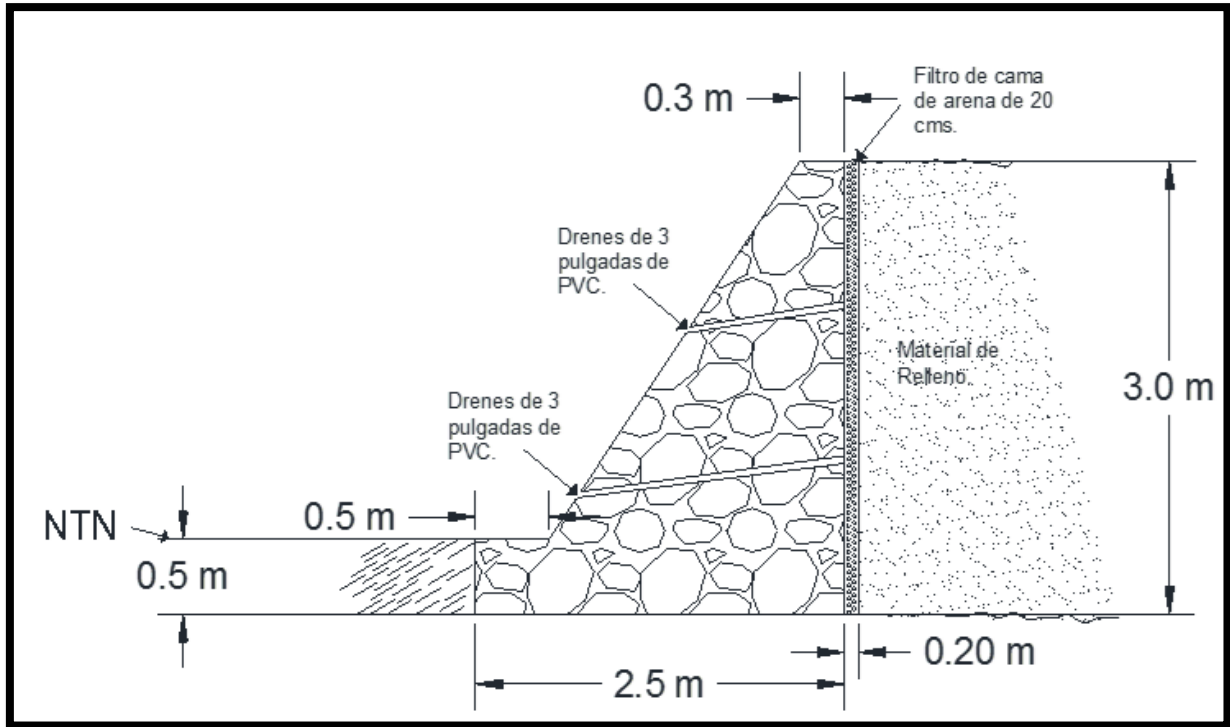


Imagen 5.9.- Dimensiones definitivas y propuesta final del muro.

Fuente: Propia.

Después de los cálculos realizados en los subtemas anteriores se llegó a una propuesta final que se muestra en la imagen 5.9, las medidas del muro de contención y los espacios de los drenes que se aprecian en dicha imagen son las óptimas para que dicho muro trabaje de manera correcta, desaloje cualquier líquido que se pueda infiltrar dentro del mismo y pueda soportar las presiones a las que estará sometido por el talud. La base del muro de contención con una ancho total de 2.5 metros ayudará para una adecuada estabilidad y la profundidad en la que será construido contrarrestará las fuerzas de volteo y deslizamiento.

CONCLUSIONES.

A lo largo de la presente investigación para realizar un muro de contención, se abarcaron temas como: muros de contención, mecánica de suelos. Dentro de los cuales se encontraban teorías sobre dichos muros y algunas características y recomendaciones que refería el autor para su debida y correcta construcción, al igual que los tipos de suelos que se pueden encontrar y de qué manera se debe de proceder si se encuentra en un suelo muy desfavorable.

Una vez realizadas las pruebas necesarias para el cálculo del muro de contención se procedió a su dicho análisis, dado que el objetivo general era el siguiente:

Diseñar una construcción de contención de tierras que pueda mantener un talud para un terreno ubicado en la calle Francisco I. Madero # 45 en la colonia Constitución en la localidad de Arantepacua, Mich; con las condiciones de seguridad adecuadas para dicho terreno y diseño.

Respondiendo a si dicho objetivo se cumplió, se puede concluir que en efecto, se diseñó un muro de gravedad a base de mampostería (piedra braza) capaz de resistir el empuje activo de un talud de aproximadamente 3 metros de altura, cumpliendo con todos los factores de resistencia dados en la teoría al igual que su dimensionamiento adecuado para cumplir con la función requerida. El cumplimiento del objetivo general se logró de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado, la teoría investigada en la presente investigación y a un previo levantamiento topográfico para determinar la altura y las condiciones topográficas actuales.

Dicha investigación cuenta también con objetivos particulares que también fueron realizados exitosamente. En cuanto al primer objetivo particular, que señalaba realizar un estudio de mecánica de suelos, se puede afirmar que sí se cumplió, ya que se acudió a la comunidad de Arantepacua Michoacán, para realizar el estudio de mecánica de suelos, ya en el lugar se procedió a realizar una excavación de próximamente 2 metros de profundidad para posteriormente tomar 3 muestras de suelo encontrando que, en su mayoría el terreno estaba comprendido visualmente por un tipo de limo por su color café, posteriormente se llevó al laboratorio para realizar las pruebas necesarias y ya mencionadas en la teoría, para calificar a ciencia cierta qué tipo de suelo es y las características que contenía ese material.

De acuerdo al segundo objetivo particular que indica el definir y calificar al suelo de dicha investigación, se llegó a un resultado, ya que una vez tomadas las muestras de suelo se procedió a su estudio con los diversos métodos ya mencionados en la teoría, dando como resultado que a los 60 cm de la de la capa vegetal se encuentra un material de tipo limo compresible suave y con una clasificación MH, limo orgánico de acuerdo al SUCS. A una profundidad de 1.20 m se encontró que el suelo era de igual manera limo orgánico perteneciente a la clasificación MH de acuerdo al SUCS, solo que con un ligero cambio de humedad. Una vez realizado esto, se procedió a la determinación de la capacidad de carga admisible del terreno dando como resultado 12.8 t/m². Por lo tanto es un suelo con muy buena capacidad de carga.

Como indica el tercer objetivo particular que es el mencionar las pruebas necesarias para un estudio de mecánica de suelos, se realizó una serie de pruebas, y que es necesario extraer unos terrones de suelo que se sacarán de pozos realizados en el terreno a una profundidad de 0.20 m la primera, la segunda de 0.20 m a 0.60 m, y la tercera y última a una profundidad de 0.60 m a 2 m. después llevarlas al laboratorio y proceder al estudio de éstos para determinar sus cualidades y características.

Teniendo ya las muestras en laboratorio se procede a los distintos análisis como por ejemplo: humedad natural, granulometría del suelo, límites de Atterberg, pruebas de consolidación, prueba triaxial, capacidad de carga admisible. Todas estas, con el fin de poder conocer el tipo de terreno donde se desplantara la estructura de contención de este proyecto.

El cuarto objetivo particular hace énfasis en definir un muro de contención y sus características principales. Como se había mencionado según B. Sowers (1972), dice que un muro de contención es una estructura permanente y que también es relativamente rígida, pueden ser de materiales como mampostería, concreto armado y celosía, ya sea de cualquiera de los 3 materiales, sus componentes actúan entre sí para soportar una masa de un suelo. Esta estructura reemplaza al talud suave que puede tener un suelo y así se aprovecha más espacio, Dando lugar a algún corte para la construcción de alguna carretera, una vía de ferrocarril, dentro de algún edificio o por fuera o en cualquier construcción por debajo del nivel de proyecto.

De acuerdo con el quinto objetivo particular que señala, calcular los esfuerzos de la tierra sobre las paredes del muro, y en efecto se llegó a un resultado y que los esfuerzos o empujes se realizaron con los datos obtenidos en el estudio de mecánica de suelo, la topografía para encontrar la altura a la que se requiere construir el muro y la profundidad posible a la que pueda ir esta. El empuje activo, es decir el que se encuentra actuando del lado del talud resulto de 1.63 t/m. Y por otro lado el empuje pasivo o sea, el que ayuda al muro a su estabilidad es de 2.08 t/m.

En empatía con el sexto objetivo particular que indica el diseñar un muro de mampostería capaz de soportar las cargas actuantes, se concluyó que de acuerdo como la teoría menciona, que primeramente se realiza un pre dimensionamiento de un muro, para enseguida corroborar si los diversos factores de seguridad cumplen y si es negativo este resultado deberán cambiarse las dimensiones del muro para que cumplan con los dichos factores. El muro de contención por gravedad calculado para soportar los empujes a los que estará sometido y cumpliendo con los factores de seguridad, se determinó que el muro de contención a base de piedra braza y pegado con mortero tendrá una base de 2.5 metros y un grosor de 0.5 metros al igual que el largo del talón y tendrá una corona de 0.30 metros. Contará con sus respectivos drenajes para desalojar las posibles filtraciones que pueda tener el muro, además tendrá una cama de arena de aproximadamente 20 cms para evitar el flujo del material de relleno. El muro estará construido a 0.50 metros de profundidad del nivel del terreno natural, por lo que se abrirá una pequeña zanja para su construcción.

Con estos resultados, se comprueba que tanto como el objetivo general y los particulares fueron cumplidos de excelente manera, dando una respuesta eficiente para cada una de ellas.

Dentro del presente trabajo se encuentra una pregunta de investigación la cual dice: ¿Cuáles son las dimensiones y los materiales necesarios para la construcción del muro de contención de mampostería con las características del terreno ubicado en la calle Francisco I. Madero # 45 en la colonia constitución de la comunidad de Arantepacua?

Respondiendo a esta pregunta, se puede decir que se diseñó un muro de gravedad a base de mampostería (piedra braza), pegado con mortero y agua capaz de resistir el empuje activo de un talud de aproximadamente 3 metros de altura. Se determinó que su base será de 2.5 metros y un grosor de 0.5 metros al igual que el largo del talón y tendrá una corona de 0.30 metros. Contará con sus respectivos drenajes para desalojar las posibles filtraciones que pueda tener el muro, además tendrá una cama de arena de aproximadamente 20 cms para evitar el flujo del material de relleno. El muro estará construido a 0.50 metros de profundidad del nivel del terreno natural, por lo que se abrirá una pequeña zanja para su construcción.

Durante la presente investigación se encontraron hallazgos teóricos relevantes, como la manera de proceder ante los cálculos de un muro de contención de gravedad, es decir; que primeramente se comienza con un muro supuesto por fórmulas para que después entre a criterio del calculista y tomando en cuenta la topografía del lugar, se podrá hacer las modificaciones convenientes para que el muro de contención cumpla con los criterios de seguridad.

Otro de los hallazgos relevantes que se encontraron en la presente investigación fue la forma en que se procede para la clasificación de los suelos, es decir dependiendo de la conformación del material, granulometría, origen del mismo o la cantidad de humedad que pueda contener es su forma de clasificación.

BIBLIOGRAFÍA.

Barros Pena, José. (1974)

Muros de contención.

Ediciones CEAC, S.A. México.

B. Sowers, George. (1972)

Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones.

Editorial Limusa Wiley S.A. México.

B. Peck, Ralph. E. Hanson, Walter. H. Thornburn, Thomas. (1982)

Ingeniería de cimentaciones.

Editorial Limusa. México.

Comisión Federal de Electricidad. (2009)

Manual de Obras Civiles de Concreto

Comisión Federal de Electricidad. México.

Couto Yáñez, Ángel, Guaita Fernández, Manuel, López Villar, María José, (2003)

Cimentaciones superficiales y estructuras de contención.

Editorial Mc Graw Hill. México.

Crespo Villalaz, Carlos. (2004)

Mecánica de suelos y cimentaciones.

Limusa Noriega Editores. México.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2006)

Metodología de la investigación.

Editorial Mc Graw Hill, México.

L. Berry, Peter. (1991)

Mecánica de suelos.

Mc Graw Hill. México.

Juárez Badillo, Eulalio. Rico Rodríguez, Alfonzo. (2001)

Mecánica de suelos Tomo I, Fundamentos de la mecánica de suelos.

Limusa Noriega Editores. México.

M. Das, Braja, (1999)

Principios de ingeniería de cimentaciones.

International Thompson Editores. México.

Tamayo y Tamayo, Mario. (2009)

El proceso de la investigación científica.

Editorial Limusa. México.

Terzaghi, Karl. (1978)

Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.

Editorial El Ateneo S.A. México.

W. Taylor, Donald. (1961)

Principios fundamentales de mecánica de Suelos.

Compañía Editorial Continental, S. A. Mexico.

Otras Fuentes:

INEGI. (2016)

Prontuario de Nahuatzen y Sus Municipios.

<http://www3.inegi.org.mx/sistemas/mexicocifras/datos-geograficos/16/16056.pdf>

SAGARPA. (2016)

Muros de Contención.

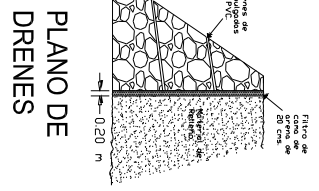
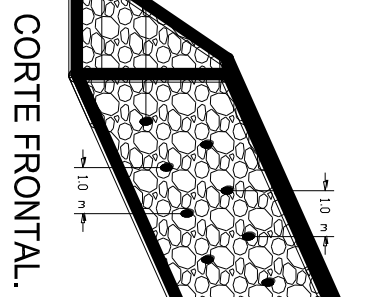
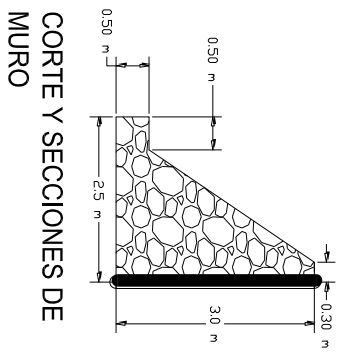
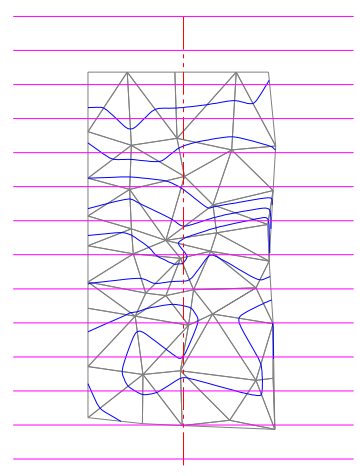
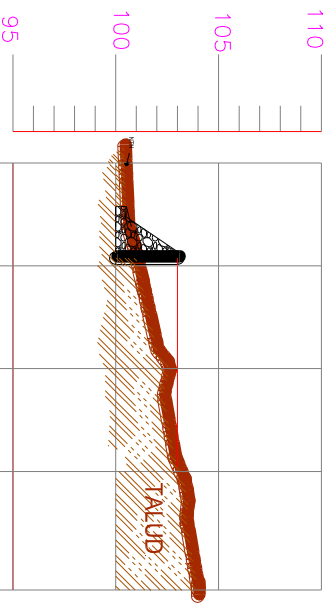
<http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Documents/fichasCOUSSA/Muros%20de%20contenci%C3%B3n.pdf>

Navarro Junior, Sergio. (2008)

Manual de topografía y planimetría.

<https://snavarro.files.wordpress.com/2011/08/apuntes-topografia-i.pdf>

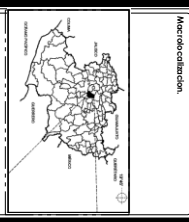
ANEXOS



CORTE Y SECCIONES DE MURO

CORTE FRONTAL.

PLANO DE DRENES



Microlocalización

Este es un documento que describe el proyecto de construcción de un muro de contención en la comunidad de San Mateo de la Sierra, Michoacán.

El muro de contención se construirá en la zona de San Mateo de la Sierra, Michoacán, con un ancho de 2.50 metros y una altura de 3.00 metros. El muro de contención se construirá en la zona de San Mateo de la Sierra, Michoacán, con un ancho de 2.50 metros y una altura de 3.00 metros.

EDIFICIO HUERTA ESPINOSA
 Asesor Ing. Amador Benito Simón

MURO DE CONTENCIÓN DE RAMBLA

A01

ARANTEFACIA MICH.

FECHA DEL DISEÑO: 15/05/2024
 FECHA DE LA OBTENCIÓN DEL TERRENO: 15/05/2024
 ESCALA: 1:50

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Anexo 2

IDENTIFICACION EN EL CAMPO			SÍMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS				
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200	ARENAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS				
		ARENAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS				
SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISREGACION)	DILATANCIA (REACCION A LA AGITACION)	TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS		
					SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS		
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA		
					CH	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS		
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	ARENAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	ARENAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS
							GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO
SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD
							MH	LIMOS INORGANICOS, SUELOS LIMOSOS O ARENOSOS FINOS MICACIOSOS O CON DIATOMEAS, LIMOS ELASTICOS
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD
							CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	ARENAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	ARENAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GW	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS
							GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS
SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA
							CH	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD
							CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	ARENAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	ARENAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GW	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS
							GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS
SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA
							CH	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ALTA A MUY ALTA	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD
							CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS

UTILICÉSE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO INDICADAS EN LA COLUMNA DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO

CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO

DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA SEGÚN EL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:

MENOS DEL 5%	GW, GP, SW, SP
MÁS DEL 12%	GM, GC, SM, SC
5% AL 12%	CASOS LÍMITES QUE REQUIEREN EL EMPLEO DE SÍMBOLOS DOBLES

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3	LÍMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LÍNEA "A" O IP MENOR QUE 4	LÍMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LÍNEA "A", CON IP ENTRE 4 Y 7; CASOS LÍMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SÍMBOLOS DOBLES
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS SW	LÍMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LÍNEA "A" O IP MAYOR QUE 7	

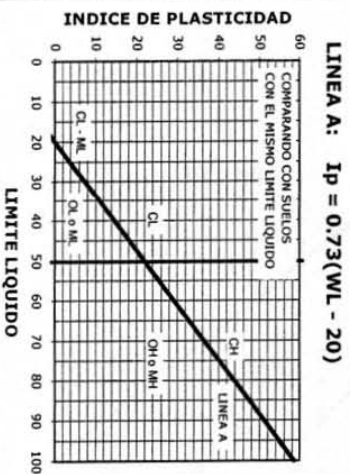


GRÁFICO DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION EN LABORATORIO DE SUELOS DE GRANO FINO