



**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 UN MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD A BASE DE MAMPOSTERÍA UBICADO EN LA UNIVERSIDAD DON VASCO

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Patricia Montserrat Ávila Vigil

Asesor: Ing. Anastasio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, 21 de Febrero de 2014



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

Para mi mamá Socorro Vigil López, porque siempre has estado para mí incluso en los momentos más difíciles, por tu apoyo incondicional y por tu maravillosa entrega. Todo lo que soy te lo debo y hoy más que nunca, realizando un sueño más no hay nadie que merezca más crédito que tú. No tengo como pagarte por todo lo que haces mamá, te amo.

Para mi papá Joel Ávila Yvarra, porque nunca has dejado de ser mi súper héroe. Porque siempre te has preocupado por mí a pesar de estar lejos y porque a pesar de las peleas sé que siempre podré contar contigo. Sin tu apoyo y tus ánimos no estaría en este lugar. Te amo.

Siempre han sido mi gran apoyo y si tuviera la oportunidad de elegir entre todos los padres del mundo, los seguiría eligiendo a ustedes una y mil veces. Son lo mejor de mi vida.

Por último, a mi abuelita Magdalena Yvarra. Te fuiste antes de poder ver esto y te lo quede debiendo. Aquí esta, algún tiempo después. Sé que donde quiera que estés lo estás viendo, y estás orgullosa de mí. Te extraño.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por todo lo que han hecho por mí y todo lo que siguen haciendo. A mis hermanos Felipe y Christian. A mi hermana Wendy por ser más que una hermana, una confidente y una amiga. Gracias por siempre escucharme a pesar de que no siempre pensemos igual. Te quiero. Y especialmente a Juan, porque siempre has sido como un segundo padre para mí y te has preocupado por mí de igual manera que te preocupas por un hijo. Jamás podré pagarte todo eso. A mis padrinos Francisco Vigil y Judith Gutiérrez, por siempre preocuparse por mí y por ser también un apoyo fundamental en mi vida, porque desde que tengo memoria siempre han estado a mi lado. Muchas gracias por todo.

A mis amigas Claudia Campos, Paulina Loperena y Gabriela Hidalgo, Gracias por demostrarme que aún quedan personas especiales en este mundo, por su amistad y su compañía durante tantos años. A mis compañeras Brenda Cerda, Verónica Carrillo y Noemí Amador. Gracias por su ayuda durante tantos años, por su apoyo cuando lo necesitaba pero sobre todo gracias por brindarme su amistad.

A Agustín Mercado, por tu apoyo tantos años. Por los buenos momentos y también por los malos. Por escucharme cada vez que quería desistir, por tus ánimos, tu cariño y tu compañía. Nada puede pagar todo eso.

Finalmente a mis maestros, de manera especial a mi asesor Ing. Anastasio Blanco Simiano, por su apoyo y ayuda en la realización del presente trabajo, ya que sin el esto no hubiera sido posible

ÍNDICE

Introducción.

Antecedentes. 1
Planteamiento del problema. 2
Objetivo. 3
Pregunta de investigación. 4
Justificación. 5
Marco de referencia. 5

Capítulo 1.- Muros de Contención

1.1 Definición y Generalidades. 6
1.2 Elementos de un Muro de Contención. 7
1.3 Empujes.. 8
1.3.1 Efectos de los Empujes. 10
1.3.2 Teoría de Empuje de Tierras. 11
1.3.3 Empuje de tierras en reposo. 12
1.3.4 Empuje Activo de Tierras. 12
1.3.5 Estado Pasivo. 14
1.4 Tipos de muros de contención. 16
1.4.1 Muros de gravedad de concreto. 16
1.4.2 Muros de contención en voladizo. 17
1.4.3 Muros de retención de contrafuerte. 17
1.5 Tipos de fallas en un muro de contención. 17
1.5.1 Muro de concreto armado. 18

1.5.2 Muro de concreto en masa y de mampostería.	20
1.6 Formas de Muros de Contención.	21
1.6.1 Muros de concreto armado.. . . .	21
1.6.2 Muros de concreto en masa y mampostería.	23
1.7 Materiales Constructivos para Muros de Contención.	24
1.8 Características del Terreno de Cimentación.	25
1.8.1 Clasificación.	25
1.8.2 Presiones sobre el terreno.	26
1.8.3 Reconocimiento.	27
1.8.4 Ángulo de rozamiento interno del terreno.	27
1.8.5 Ángulo de rozamiento de terreno y muro.	28
1.9 Estudio del Muro.	28
1.10 Drenaje en un muro de contención.	30
1.11 Estructuras de retención de tierras en condiciones de drenaje.	33
1.11.1 Muros de gravedad para la retención de suelos sin cohesión.	34
1.11.2 Muros de gravedad con relleno cohesivo.	35

Capítulo 2.- Mecánica de Suelos.

2.1 Definición y Generalidades.	36
2.2 Clasificación e identificación de Suelos.	37
2.2.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.	37
2.2.2 Identificación de Suelos.	40
2.3 Estudio de Mecánica de suelos.	42
2.3.1 Determinación de Peso Volumétrico Seco Suelto.	44
2.3.2 Determinación de la Composición Granulométrica.	44

2.3.3 Determinación de la Humedad Natural.	46
2.3.4 Determinación de los Límites de Consistencia.	46
2.3.5 Determinación del Límite de contracción.	49
2.3.6 Determinación de la contracción lineal.	50
2.3.7 Determinación de la densidad de sólidos.	50
2.3.8 Determinación de la gravedad específica.	51
2.3.9 Cálculo del peso específico relativo.	52
2.3.10 Clasificación en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.	53
2.3.11 Prueba de Compresión Triaxial Rápida.	53
2.3.12 Prueba de Consolidación Unidimensional.	55

Capítulo 3.- Teorías para el cálculo de empujes sobre muros de contención.

3.1 Presión lateral del terreno.	57
3.1.1 Equilibrio hidrostático y elástico.	57
3.1.2 Equilibrio Plástico.	59
3.2 Cálculo del Empuje de Tierras.	61
3.3 Análisis de Coulomb.	62
3.4 Método de Culmann.	64
3.5 Método de Poncelet.	66
3.6 Método de Rebhan.	68
3.7 Teoría de Rankine.	70

Capítulo 4.- Resumen de Macro y Micro Localización.

4.1 Generalidades.	74
4.2 Alcance del proyecto.	74

4.3 Macro Localización. 74
4.4 Antecedentes. 75
4.5 Geología del sitio. 75
4.6 Sismología General. 76
4.7 Hidrografía y Clima. 77
4.8 Topografía. 79
4.9 Micro Localización del terreno. 80
4.10 Estado físico actual. 82

Capítulo 5.- Metodología.

5.1 Descripción metodológica. 83
5.2 Enfoque de investigación. 84
5.2.1 Alcance de la investigación. 85
5.2.2 Diseño de la investigación. 86
5.3 Instrumentos de recopilación de información. 87
5.4 Descripción del proceso de investigación. 88

Capítulo 6.- Cálculo, Análisis e Interpretación de Resultados.

6.1 Información disponible. 90
6.2 Concentrado de Resultados del Estudio de Mecánica de Suelos. 91
6.3 Dimensiones supuestas para el muro. 95
6.4 Determinación del Empuje Activo. 97
6.5 Determinación del Empuje Pasivo. 101
6.6 Revisión del Factor de Seguridad por Volcamiento. 104
6.7 Revisión del Factor de Seguridad por Deslizamiento. 104

6.8 Revisión por Capacidad de Carga. 106
6.9 Drenaje en el Muro. 108
6.10 Diseño Final. 108
Conclusiones. 109
Bibliografía.. 111

Anexos

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Se denomina muro de contención a la estructura destinada generalmente a detener masas de tierra o materiales similares, con la finalidad de que el material con el cual se está trabajando no le sea posible adoptar su pendiente natural. Su uso más común es en la construcción de vías férreas o carreteras, aunque también son usados en los sótanos de los edificios para contener el suelo que rodea los mismos.

En otros tipos de construcciones, también son empleados para contener agua y otros líquidos. Los muros de contención no sólo deben soportar los empujes horizontales que el terreno donde se desplantan le transmite, sino que a su vez debe también recibir los esfuerzos verticales transmitidos a los pilares, paredes de carga y/o forjados que se apoyan sobre ellos. (<http://www.construmatica.com>)

La mayoría de los muros de contención se construyen de concreto armado, sin embargo también es muy usada la construcción de muros de contención con mampostería, es decir, con piedras mayores de 30 cm que no tengan grietas o fisuras, cuidando sobre todo los espacios entre piedras, que no deben ser mayores de 2.5 cm. Todos los detalles en este muro deben cuidarse especialmente porque el fallo en alguno de estos aspectos resulta contraproducente y afecta gravemente la resistencia del muro. (<http://www.sagarpa.gob.mx>)

Previamente se han tratado temas similares, en la tesis realizada en la Universidad Don Vasco por el alumno Roberto Ruiz Abarca, titulada "DISEÑO DE

MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y DE GRAVEDAD EN PREDIO UBICADO EN EL LIBRAMIENTO ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN”. En la cual, se realiza un diseño de otro tipo de muro encaminado a la misma finalidad que el que se plantea en el presente trabajo.

Planteamiento del Problema.

Con frecuencia, durante la ejecución de una obra, ya sea de tipo carretero o habitacional, se tiene la necesidad de soportar materiales para que no afecten la obra en proceso. Estos materiales, poseen un talud que es necesario estabilizar, lo cual se logra solucionar a través de una estructura que proporcione soporte a dicho material y que además garantice seguridad.

Las dimensiones de esta estructura estarán sujetas a diferentes características del terreno sobre el cual se estará trabajando, todo esto proporcionado por un adecuado estudio de mecánica de suelos en el cual se describa en qué tipo de suelo se trabaja.

Estas estructuras de estabilización, llamadas muros de contención, se presentan en diferentes tipos para diferentes finalidades. Cada una de ellas siendo diferente a las demás, aunque muy frecuentemente con similitudes. Sin embargo, para seleccionar cuál de estas estructuras es la más conveniente para el proyecto, se deberán analizar las ventajas y desventajas de cada una de ellas, para con esto decidir cuál será la más conveniente para el caso particular que se trata.

En el presente trabajo, se plantea una estructura a base de mampostería con un diseño por gravedad, con lo que se pretende realizar un cálculo exacto y detallado

de la mencionada estructura, logrando con dicho proceso obtener la información suficiente para decidir si es adecuada o no dicha estructura para el proyecto, basándose en las características del terreno.

Objetivo General.

Diseñar una estructura de contención de tierra que logre estabilizar un talud en un terreno dado, asegurándose que sea la adecuada para dicho terreno tomando en cuenta sus características, y justificar el diseño.

Objetivos Particulares.

Con el presente trabajo, se pretende conseguir los siguientes objetivos particulares:

- a) Mostrar la definición de lo que es un muro de contención y sus características principales.
- b) Definir y calcular cuales son los empujes de tierra que actúan sobre un muro de contención y como lo afectan.
- c) Calcular las características del terreno necesarias para diseñar un muro de contención que sea adecuado para este.
- d) Diseñar un muro de mampostería, así como presentar el estudio correspondiente para determinar si es la estructura adecuada para el caso que se está trabajando.

Pregunta de investigación.

Con esta tesis se pretende responder la siguiente pregunta:

¿Es adecuado el diseño de la estructura que se propone para el terreno, tanto en dimensiones como en materiales para el sitio en el que se trabaja tomando en cuenta las características del mismo?

Justificación.

Con el paso del tiempo, los procesos constructivos y los elementos estructurales han ido cambiando, con la intención de mejorar su desempeño en la labor que les es necesario cumplir. Los edificios, carreteras y demás construcciones no son hoy en día otra cosa sino el claro ejemplo de la evolución en la respuesta de los diseñadores ante las problemáticas que a través del tiempo han surgido y se han atendido durante el proceso constructivo.

Una de las problemáticas como ya se mencionó, es como tratar con las masas de tierra que se tienen en cierto terreno, ya sea con la finalidad de contener las tierras permanente o temporalmente. Por tal motivo, el diseño y revisión de un muro de contención es una parte importante durante un proceso constructivo, ya que si no es calculado de manera adecuada se corre el riesgo de un deslave o de una falla en el muro que traería grandes consecuencias en una obra, ya que, generalmente contienen grandes cantidades de masa que son difíciles de manejar.

Este trabajo tiene la finalidad de ejemplificar como se realiza un cálculo de un muro de contención que trabaja por gravedad y que es elaborado a base de

mampostería, ya que, aunque ya existe un trabajo similar dentro de la Universidad Don Vasco, existen variaciones en la elección de los materiales para trabajar y por consecuencia, existirán diferencias tanto en el proceso de cálculo como el de planeación.

Marco de Referencia.

El trabajo se realiza en los terrenos de la Universidad Don Vasco A.C. de Uruapan, Michoacán. Uruapan es la segunda ciudad más importante y poblada del Estado de Michoacán de Ocampo. Es la cabecera del municipio de Uruapan. De clima templado, exuberante vegetación y con gran producción anual de aguacate con calidad de exportación, razón por la cual se le conoce también como “La capital mundial del aguacate”. Se considera también el punto de unión entre tierra caliente y la meseta Purépecha. Su nombre oficial es Uruapan del Progreso.

Los datos arrojados por el Censo de Población y Vivienda del INEGI 2010, el municipio de Uruapan cuenta con 315,350 habitantes y la ciudad de Uruapan cuenta con 264,439 habitantes lo que la coloca como la segunda más poblada del Estado y en el lugar 58° en el país en cuanto a población se refiere. La densidad de población es de 336 habitantes por km².

La población económicamente activa del municipio en 2005 fue el 33.1% y el desempleo fue de 1.27%, la gente se ocupa mayoritariamente en el sector terciario (comercio y servicios), con 62.7% del total en 2005, seguido del sector secundario con el 24.56%. El ingreso promedio del municipio en salarios mínimos es de 3.5

CAPÍTULO 1

MUROS DE CONTENCIÓN

En el presente capítulo se tratan detalladamente las definiciones y generalidades más relevantes en lo que se refiere a muros de contención. Además de las partes que conforman; tipos y formas; tipos de fallas y principales materiales usados para la construcción de muros de contención. Se incluyen también las características del terreno, explicando cuáles deben ser prioritarias para tomar en cuenta en el diseño y se explica que es el estudio del muro y que debe contener el mismo para garantizar con esto la seguridad y el funcionamiento óptimo del diseño.

1.1 Definición y Generalidades.

Un muro de contención es una obra cuya finalidad es la contención de tierras en general. Estos muros según Meritt (2008) suelen ser económicos hasta una altura de 4.5 metros. Estas estructuras utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales de la tierra u otros materiales que contiene. Generalmente tienden a ser tan macizos que no requieren de refuerzo.

Estas estructuras pueden contener granos, agua y diversos materiales. Cuando estos muros se encuentran a la intemperie, señala Barros (1974) que el agua de lluvia se filtra en la tierra, por lo cual el muro pasa de ser una estructura de contención de tierras a sostener también los efectos de los empujes dados por la tierra y por el agua. Por este motivo, se debe tener en cuenta este factor en el proceso de cálculo.

Este tipo de estructuras son ampliamente usadas en el campo de la construcción, soportando además de las fuerzas propias de la tierra a su alrededor, las cargas estáticas o dinámicas que la estructura de la que forma parte puedan transmitirle. Debido a que cada caso se debe tratar particularmente, resulta de utilidad conocer las definiciones que ayuden a la interpretación de los casos particulares, como se muestra a continuación.

1.2 Elementos de un Muro de Contención.

De acuerdo con Barros (1974) en un muro de contención, las partes esenciales son la corona, el alzado, el trasdós, la puntera, el talón y el tacón en el caso de los muros de hormigón armado; para un muro de hormigón en masa o de mampostería, los componentes principales suelen ser únicamente la corona, el paramento externo también llamado intradós y el paramento interno también llamado trasdós, ya que las exigencias según el material utilizado cambian.

Por supuesto, dichos componentes pueden variar de muro a muro dependiendo de las exigencias del diseño tomando en cuenta los factores externos como pueden ser el terreno o el nivel del agua y también los factores internos como el tipo de material con el cual se construye el muro, ya que se debe analizar cómo afectan estos el diseño y funcionamiento del mismo

En la figura 1.1 y 1.2 se muestra donde se ubican los componentes ya mencionados en el caso general tanto del muro de concreto armado como en el de concreto en masa o mampostería.

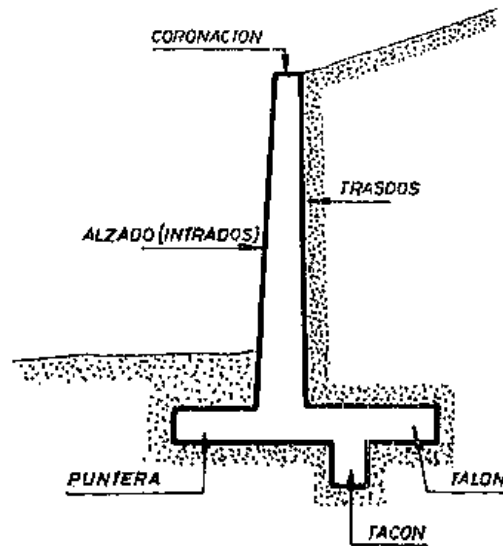


Figura 1.1 Tipo clásico de muro de concreto armado (Barros; 1974: 12)

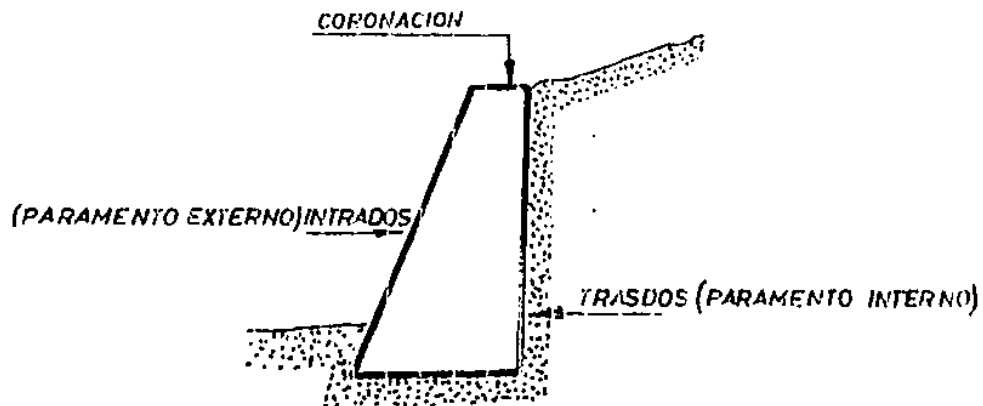


Figura 1.2 Muro de concreto en masa o mampostería (Barros; 1974: 13)

1.3 Empujes.

“Se denomina empuje a la acción que las tierras ejercen sobre el muro.” (Barros; 1974: 13) Esto indica que toda aquella fuerza producida en la tierra que pueda tener algún efecto, ya sea positivo o negativo en el muro se tomará como un empuje, y

deberá tomarse en consideración para el diseño. Los empujes pueden ser de dos tipos: activos y pasivos.

Un empuje activo es el que provoca la tierra que está sosteniendo el muro y por la cual el muro será construido. Se muestra en la siguiente figura.

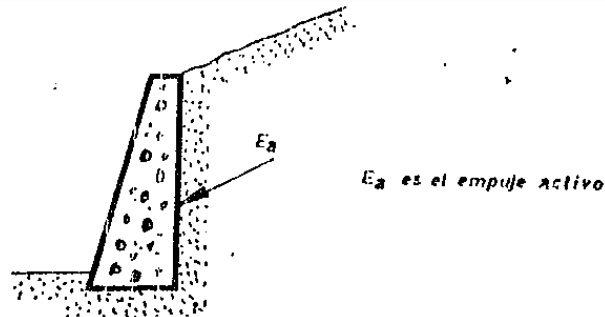


Figura 1.3 Empuje activo (Barros; 1974: 13)

El empuje pasivo es el que contrarresta la acción del empuje activo. Este es producido por un terreno que tiene la capacidad de absorber la acción producida por la estructura.

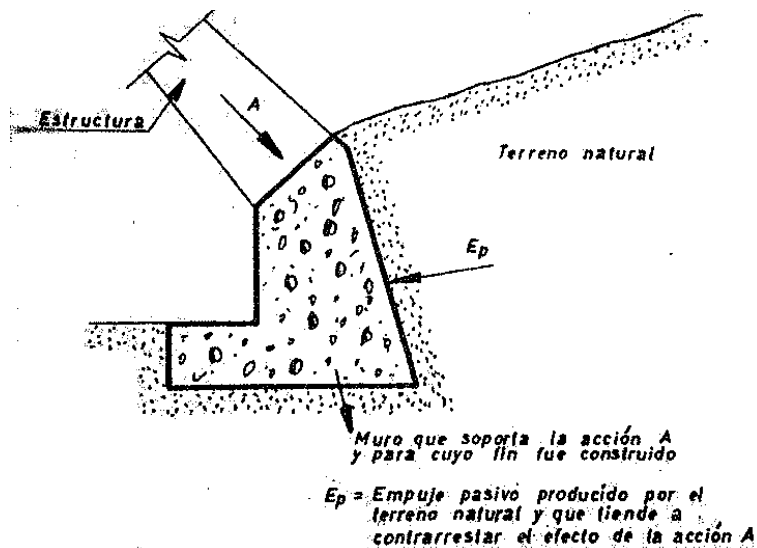


Figura 1.4 Empuje Pasivo (Barros; 1974:14)

1.3.1 Efectos de los Empujes

“Como ya se mencionó los empujes son de dos tipos: activos y pasivos. Los empujes son las consecuencias de que el muro si no está correctamente diseñado aparezcan fallas que conducen a su ruina.” (Barros; 1974: 19).

Esto significa que generalmente, cuando existen fallas en los muros o incluso cuando el muro queda obsoleto o inservible, en gran parte se debe a un mal cálculo de empujes o a que no se midieron de manera exacta las consecuencias que los empujes tendrían sobre él. Es importante considerar, que para una misma altura de un muro, el Empuje Pasivo E_p siempre será mayor que el Empuje Activo, esto solo cambia cuando en un terreno no existe rozamiento y cohesión, en ese caso el comportamiento será similar al de un fluido.

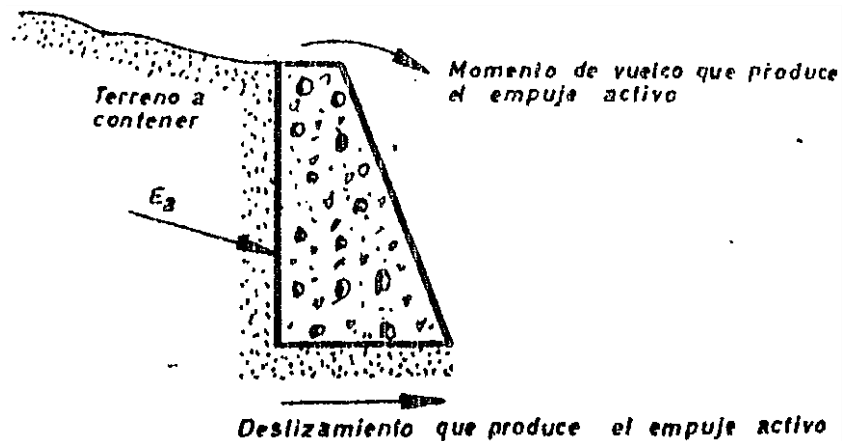


Figura 1.5 Efectos del Empuje Activo sobre un muro (Barros; 1974: 19)

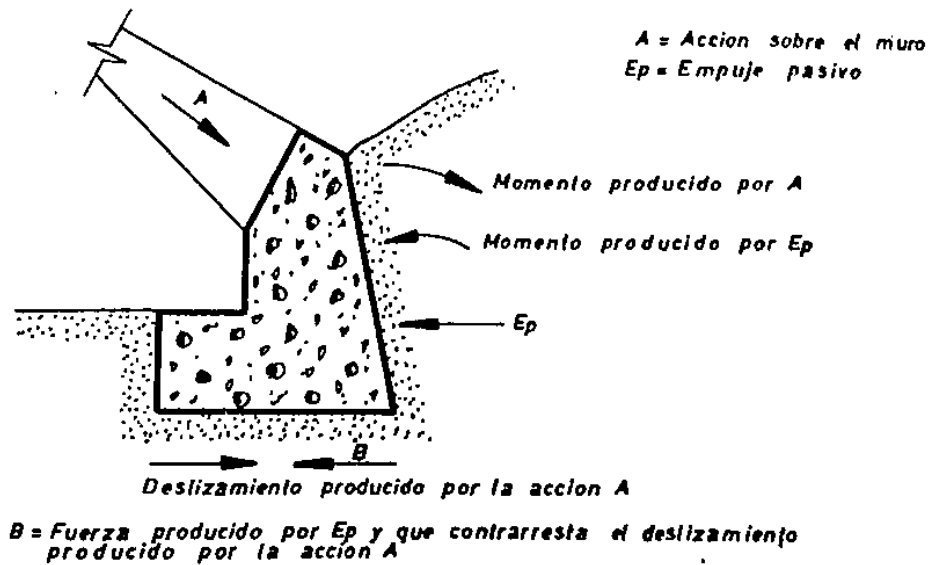


Figura 1.6 Efectos del Empuje Pasivo sobre un muro (Barros; 1974: 21)

1.3.2 Teoría de Empuje de Tierras.

Las estructuras de Ingeniería como son los muros de contención, entibación de excavaciones, mamparas o tablestacados y ataguías cumplen con una función principal común: soportar lateralmente una masa de suelo. La presión que el suelo ejerce sobre estas estructuras se llama empuje de tierras y debe determinarse antes de planear el proyecto para que este sea adecuado en su totalidad.

La teoría general del empuje de tierras se desarrolla, según Sowers (1993), partiendo de los esfuerzos en una masa de suelo extremadamente grande y a nivel. El esfuerzo vertical total en una masa de suelo a una profundidad z será igual al peso de la tierra hasta dicha profundidad. Cuando hay presencia de agua subterránea, el esfuerzo vertical se puede separar en dos componentes: el esfuerzo neutro y el esfuerzo efectivo. La fórmula del esfuerzo neutro será: $\sigma_v = \gamma z$, y la del esfuerzo efectivo será: $\sigma_v' = \gamma z - u$.

1.3.3 Empuje de tierras en reposo.

Las condiciones de esfuerzos a las que estará sometido un elemento de suelo a una profundidad z en una masa de tierra a nivel serán entonces las siguientes.

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

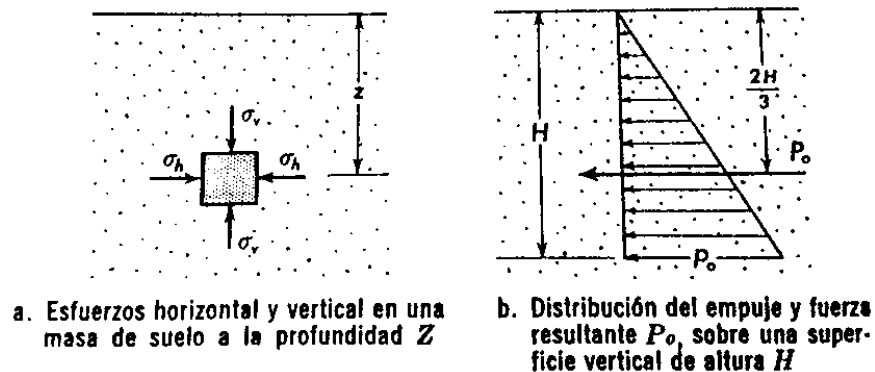


Figura 1.7 Condiciones de esfuerzo en un elemento de suelo a profundidad z en una masa a nivel. (Sowers, 1993; 417)

1.3.4 Empuje Activo de Tierras.

“Si al muro vertical sin movimiento y sin fricción, a que se refiere la condición de reposo, se le permite mover alejándose del suelo, cada elemento de suelo adyacente al muro se podrá expandir lateralmente. El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo lateral o empuje de tierras se reduce.” (Sowers, 1993; 419)

Al principio, la reducción del esfuerzo será elástica y proporcional a la deformación, sin embargo, a medida que la diferencia entre el esfuerzo mayor y menor vaya aumentando, a consecuencia de la reducción del esfuerzo lateral, el

diámetro de la circunferencia de Mohr aumenta hasta llegar a tocar la envolvente de falla. En ese momento, el empuje habrá alcanzado un mínimo, entonces las condiciones de los esfuerzos ya no son elásticas, la masa de suelo tras el muro está en un estado de falla por cortante o en equilibrio plástico y un movimiento adicional del muro hará que la falla continúe con poco cambio en el empuje.

Según Sowers (1993) el empuje mínimo horizontal p_A a cualquier profundidad z para arenas y gravas secas se puede hallar por el diagrama de Mohr en la falla, será entonces:

$$p_A = \frac{\gamma z}{\tan^2[45 + (\varphi/2)]}, \quad (8:4a)$$

$$p_A = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (8:4b)$$

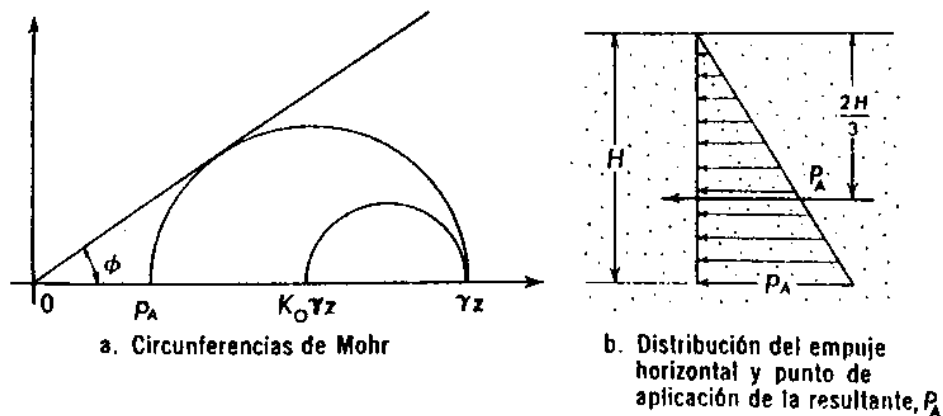


Figura 1.8 Empuje activo en suelos no cohesivos, arenas y gravas (Sowers; 1993; 419)

La expresión $\tan^2 (45 - \phi/2)$ se llama coeficiente de empuje activo de tierras y se representa de manera: K_A . El estado de falla por cortante que acompaña al empuje mínimo se llama estado activo. Entonces, la fuerza o empuje resultante

llamado P_A por unidad de longitud de muro, para arena seca, se puede encontrar por la expresión del empuje activo que es: $P_A = (\gamma H^2 K_A) / 2$. La línea de acción está en el centroide a una profundidad $2H / 3$.

En el caso de que la arena se encuentre bajo el agua tendrá que considerarse el esfuerzo neutro. El empuje activo efectivo se calcula entonces por la presión vertical efectiva y K_A .

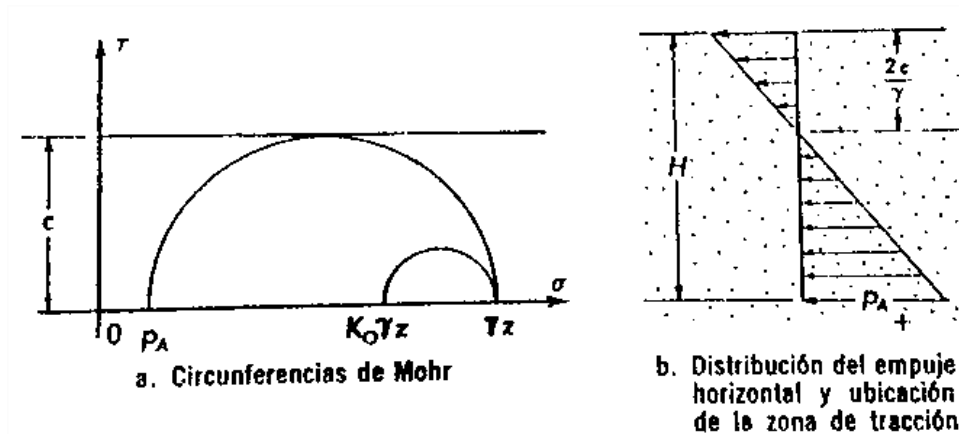


Figura 1.9 Empuje activo en suelos cohesivos saturados: arcillas sujetas a esfuerzo cortante sin drenaje (Sowers, 1993; 421)

1.3.5 Estado Pasivo

Sowers (1993) señala que, en el caso de que no se mueva el muro alejándose del suelo y en vez de ellos se moviera hacia el suelo, el empuje que se produce contra el muro aumentará. En este caso, al realizar los círculos de Mohr, las circunferencias de esfuerzos tendrán un aumento hacia la derecha del esfuerzo vertical γz el cual será ahora el esfuerzo principal menor.

“El empuje máximo contra el muro se alcanza cuando se produce la falla por esfuerzo cortante, la que también ocurre en el suelo situado detrás del muro.”
 (Sowers, 1993; 421).

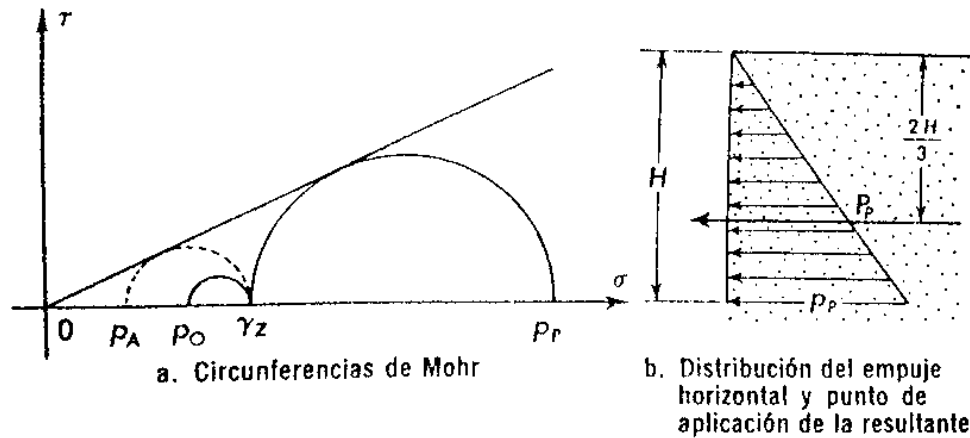


Figura 1.10 Empuje pasivo en suelos no cohesivos, arenas y gravas. (Sowers, 1993; 422)

Para los suelos no cohesivos secos, el empuje a cualquier profundidad se puede hallar con el diagrama de Mohr y será igual a: $\rho_p = \gamma z \tan^2 (45 + \phi/2)$, donde ρ_p es el valor máximo o empuje pasivo. La expresión $\tan^2 (45 + \phi/2)$ es el coeficiente de empuje pasivo de tierras y se representa como K_p . El empuje total por metro de longitud se calculará: $P_p = (\gamma H^2 / 2) * K_p$ y su línea de acción será aplicada a $2/3 H$.

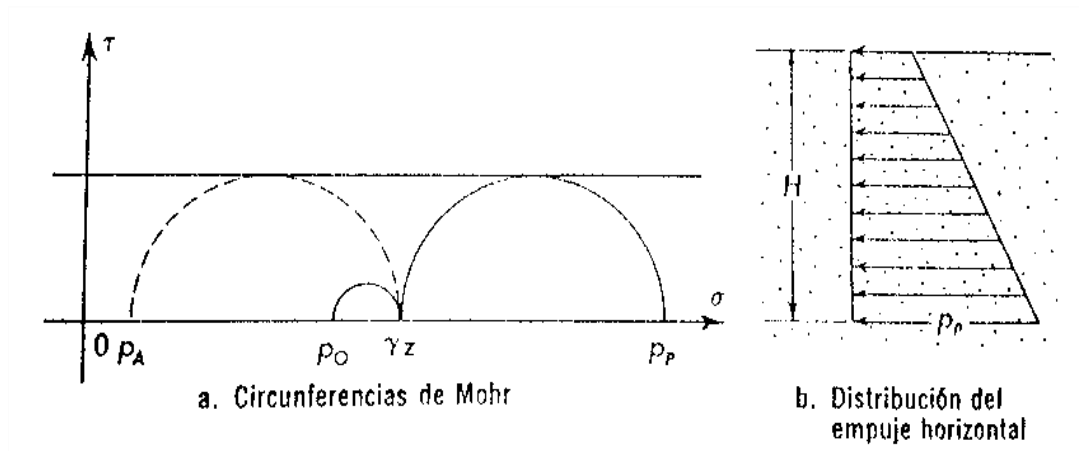


Figura 1.11 Empuje Pasivo en suelos cohesivos saturados: arcillas sujetas a esfuerzo cortante sin drenaje. (Sowers, 1993; 423)

1.4 Tipos de muros de contención.

En la clasificación de Merrit (2008) se habla de tres diferentes tipos de muros: El muro de gravedad de concreto, el muro de contención en voladizo y el muro de retención de contrafuerte, cada uno basado en diferente criterio para diseño y también destinado para diferentes situaciones. De estos, se puede elegir el que mejor se adapte a las necesidades del diseñador.

1.4.1 Muros de gravedad de concreto

El muro de gravedad de concreto suele ser económico hasta una altura de 1.5 pies y utiliza su propio peso para resistir las fuerzas laterales tanto de la tierra como de otros materiales que puedan ejercer algún efecto sobre el muro. Generalmente son macizos a tal grado que no requieren de refuerzo alguno. Las fuerzas que actúan sobre él incluyen su peso propio, el peso de la tierra en la parte posterior en

pendiente y talón, la presión lateral de la tierra y la presión resultante del suelo sobre la base.

1.4.2 Muros de contención en voladizo

“Este tipo de muro resiste el empuje lateral de la presión de la tierra por medio de la acción en voladizo de un tallo vertical y una base horizontal.” (Meritt; 2008: 8.83) Este tipo de muros son económicos para alturas que van de los 3 a los 6 metros, si son más bajos es conveniente cambiar el diseño al de un muro de gravedad como ya se mencionó. Generalmente la fuerza que actúa en el tallo es la presión lateral de la tierra y esta incluye el efecto de la acción de la congelación.

1.4.3 Muros de retención de contrafuerte

Los contrafuertes son amarres ubicados entre el tallo vertical de un muro y su base. Se colocan en el lado de tierra del tallo. Este tipo de muros son económicos para alturas para las cuales los muros de gravedad y en voladizo no son adecuados, es decir, de 6 metros en adelante. La cara vertical resiste la presión lateral de la tierra como si fuera una losa debido al apoyo de los contrafuertes.

1.5 Tipos de fallas en un muro de contención.

A consecuencia de un mal diseño o de un mal cálculo, el muro puede llegar a presentar características que afecten su funcionamiento, estas se llaman fallas y son debidas a diferentes razones y son diferentes de un tipo de muro a otro. Además, las soluciones para dichas fallas, en el caso de que existan, deben basarse en las características del muro y en la gravedad de la falla presentada.

1.5.1 Muro de concreto armado.

Como menciona Barros (1974) las fallas más comunes que pueden darse en un muro de contención de concreto armado son cinco: Deslizamiento, Rotura del alzado, Vuelco, Roturas de la puntera y del talón y falla por deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro.

El primero de ellos, el deslizamiento, aparece como consecuencia del empuje activo de las tierras y si el tacón y la puntera no han sido bien diseñados. Este tiende a desplazarse en el sentido que le obliga el empuje activo. La solución para este tipo de falla consiste en aumentar la dimensión del tacón, el grueso de la puntera o de la base total.

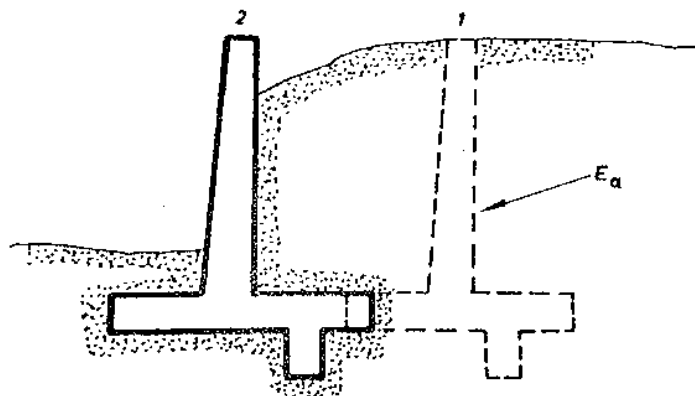


Figura 1.12

Figura 1. 12 Falla por deslizamiento (Barros; 1974: 17)

El segundo es la rotura del alzado, esta se crea cuando no se calcula bien la armadura de unión entre el alzado con la base, en esta sección se presenta un momento y un esfuerzo cortante que pueden ser la causa de efectos importantes si no han sido tomados en cuenta. La solución para este problema consiste en la colocación de la armadura necesaria para los efectos que resulten del cálculo.

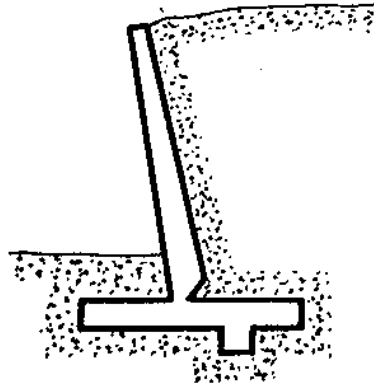


Figura 1.13 Falla por rotura del alzado (Barros; 1974: 17)

La tercera es la falla por vuelco. “La puntera ejerce una acción intensa sobre el terreno, si resulta que dicha acción en ese lugar supera la resistencia mecánica del terreno, la puntera produce un asiento del terreno y tiende a provocar el vuelco.” (Barros; 1974: 16). La solución para este tipo de falla, consiste en un aumento de la superficie del asiento de la puntera, debido a que cuanto mayor sea la superficie de la puntera, menor será la presión que se ejerce sobre el terreno en cuestión.

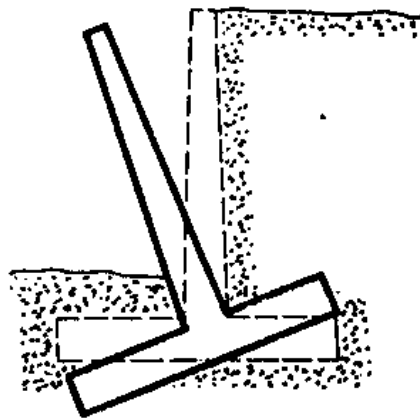


Figura 1.14 Falla por vuelco (Barros; 1974: 17)

La cuarta falla es la rotura de puntera y talón. En el caso de que la puntera y el talón no hayan sido armados de acuerdo con los resultados que se obtienen del

estudio de sus esfuerzos estos pueden resultar dañados por grietas que llevarán a la rotura de estos elementos, como se muestra en la siguiente figura.

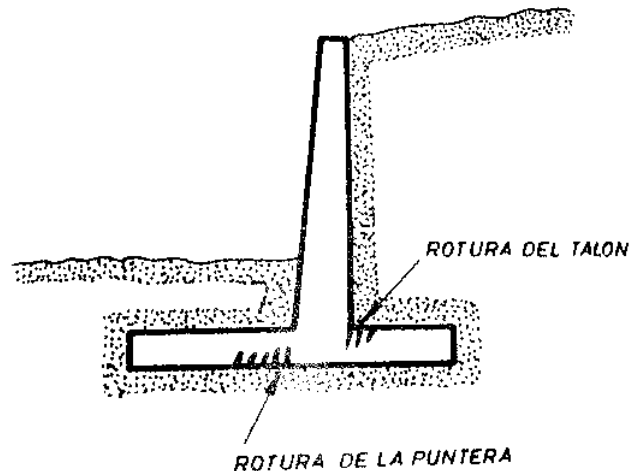


Figura 1.15 Falla por rotura de la puntera y del talón (Barros; 1974: 18)

La última falla es por deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro. Esta falla se produce cuando se supone que la resistencia del terreno sobre el cual se desplanta el muro es uniforme en toda su profundidad, pero se debe tomar en cuenta que esto no siempre es cierto. Es posible que al estudiar un terreno, a cierta profundidad se tenga una determinada resistencia y capacidad de soportar un esfuerzo y esto puede cambiar con tan solo un metro más de profundidad.

1.5.2 Muro de concreto en masa y de mampostería

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

1.6 Formas de Muros de Contención.

Para las formas de los muros no existe una clasificación fija, ya que el diseño depende del proyectista, de las demandas del terreno y de los esfuerzos que deberá soportar la estructura, sin embargo como menciona Barros (1974) se pueden dar algunos ejemplos a modo de modelo informativo, ya que el diseño se modificará a gusto del proyectista.

En relación con la configuración geométrica de los muros la descripción será la siguiente.

1.6.1 Muros de concreto armado.

Muro clásico: Esta es la forma más usual cuando las condiciones lo permiten. En este muro pueden adoptarse o no la solución del tacón, aunque en muchos casos no resulta necesaria su construcción. En este muro se tiene libertad para efectuar obras y destierres en la zona de la puntera y de igual manera en la zona del talón. Esta forma es la que ya se mostró en la figura 1.1

Muro carente de puntera: Como su nombre lo dice, la característica principal de este muro es que no tiene puntera. Usualmente, se adopta este muro cuando no resulta factible construir la puntera por razones que lo impidan, como pueden ser el no tener dominio sobre el terreno aledaño, la existencia de dependencias fabriles, conducciones, etc. La principal ventaja de este muro es que respecto a la estabilización del mismo, la gravitación sobre el talón de las tierras que sobre el existen y con esto disminuye el momento de vuelco que existe de manera importante debido a la ausencia de puntera.

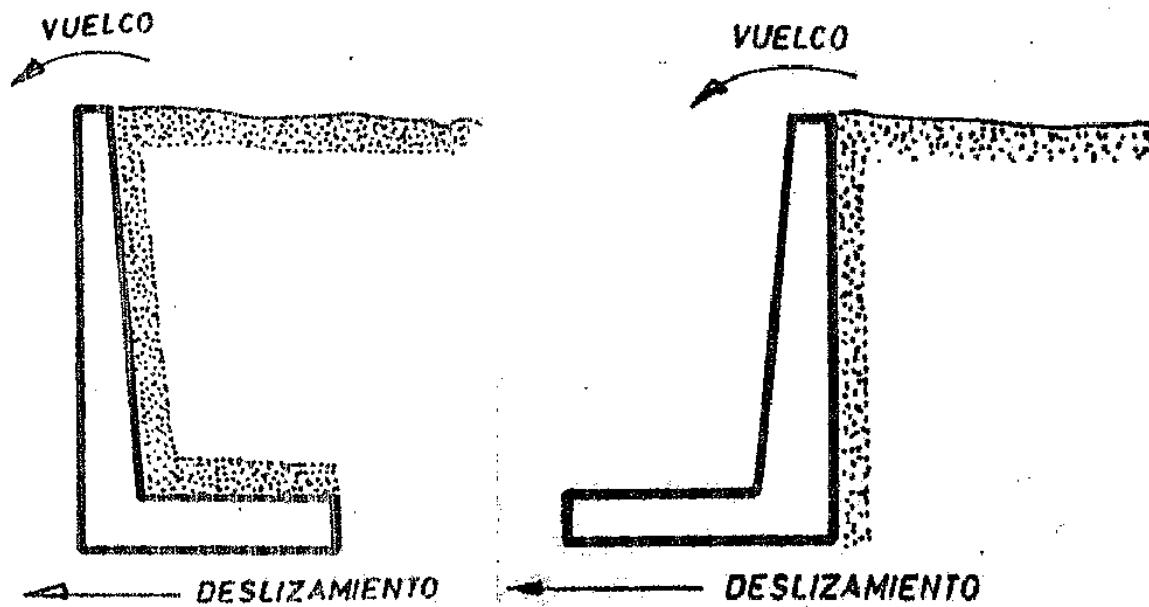


Figura 1.16 Derecha: Muro carente de puntera. Izquierda: Muro carente de talón

(Barros, 1974; 22)

Muro carente de talón: Este muro suele adoptarse cuando la existencia de roca hace imposible penetrar en el terreno para socavar el hueco del talón. La ventaja en estos muros es que la puntera ayuda a soportar el vuelco provocado por el efecto del empuje activo. Estos muros ya mencionados son llamados muros de ménsula y suelen utilizarse para una altura que no exceda los 10 metros, una vez que el muro excede esta altura es conveniente construirlos con contrafuertes para abaratar el costo.

Muros de contrafuertes: Estos pueden hacerse armados o sin armar, esto depende de la utilización según las características y necesidades del espacio. La determinación del espesor de la pantalla así como la armadura en el caso de que se requiera armado, será de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos que

correspondan al considerarlo como una viga horizontal que está apoyada en sus extremos, que son los contrafuertes.

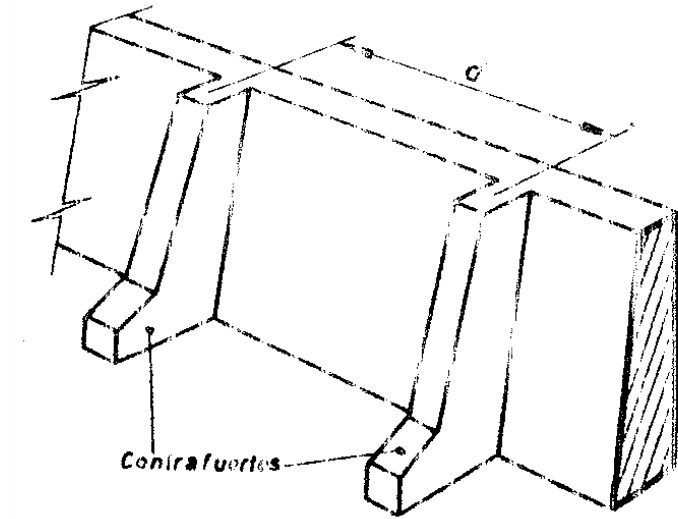


Figura 1.17 Muro de contrafuerte (Barros, 1974; 23)

Para el cálculo de la estabilidad se tomará un elemento de muro de un ancho equivalente a la distancia comprendida entre las partes centrales de dos elementos de pantalla contiguos.

1.6.2 Muros de concreto en masa y mampostería.

“La forma clásica de los muros de concreto en masa, así como los de mampostería es la sección trapezoidal, pero no obstante existen tantas formas variadas como necesidades constructivas y caprichos del proyectista. Dado que lo que aquí se pretende es describir las formas más usuales para su posterior cálculo, mediante expresiones gráficas daremos una visión de su conjunto” (Barros, 1974; 24)

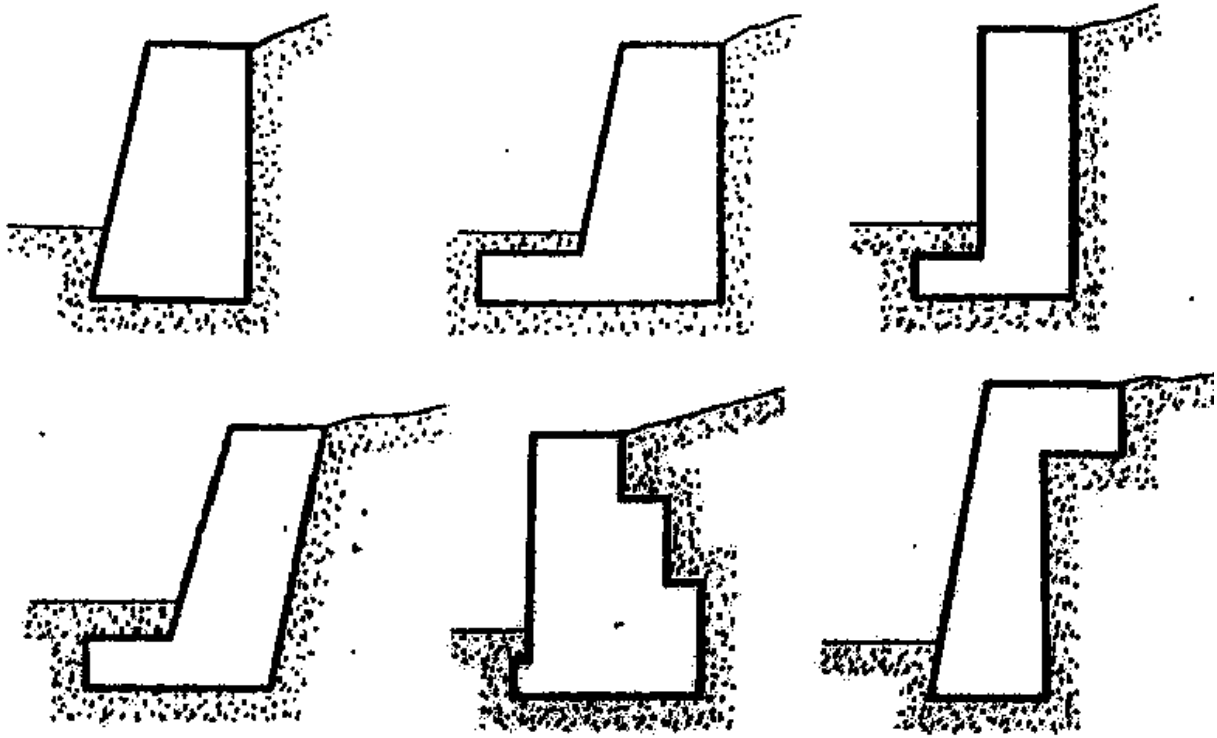


Figura 1.18 Formas de muros de concreto en masa (Barros, 1974; 25)

1.7 Materiales Constructivos para Muros de Contención.

Para la construcción de un muro, se utilizan materiales diversos, dependiendo tanto del terreno, como del diseño mismo del muro. Según Barros (1974) estos materiales van desde el concreto en masa, concreto armado hasta la piedra, en el caso de que el muro sea de mampostería. Para los muros de contención, se descarta como material el ladrillo, debido a que sus condiciones no son viables en condiciones de seguridad y duración.

Cuando se elige el concreto, se debe considerar los áridos, arenas y aguas, cuidando que todos ellos reúnan las condiciones exigidas por las normas. Algo parecido sucede con las armaduras, éstas deben estar libres de óxido y de

sustancias que impidan una adherencia perfecta entre concreto y acero. Por último, cuando se elige la mampostería, los elementos utilizados deberán reunir las características de dureza exigidas, así como su poder de resistencia a los efectos meteorológicos.

1.8 Características del Terreno de Cimentación.

Al elegir el terreno sobre el cual se habrá de desplantar el muro, se deben tomar en cuenta varias consideraciones, éstas van desde las características y clasificaciones de los terrenos hasta las presiones que habrá de sufrir. Además de eso, se deben revisar principalmente dos ángulos de rozamiento para tener una mayor seguridad de si el terreno no perjudicará al muro y viceversa.

1.8.1 Clasificación.

De acuerdo con Barros (1974) la clasificación del terreno obedece principalmente a sus condiciones de capacidad de aguante. Para esto, se deberá considerar su comportamiento frente a las cargas de las cimentaciones. Para esto, el estudio de mecánica de suelos del terreno en el cual se planea construir el muro será de importancia capital.

“Nuestra clasificación de los terrenos se ceñirá a la Norma MV-101, Acciones en la Edificación del Ministerio de la Vivienda. En dicha norma se especifican con más detalle cada uno de los elementos aquí indicados. Esta clasificación divide los terrenos de cimentación en: rocas, terrenos sin cohesión, terrenos coherentes y terrenos deficientes.” (Barros, 1974; 29)

1.8.2 Presiones sobre el terreno.

Para definir una presión admisible para un terreno sólo se obtienen datos aproximados, por lo tanto este dato debe tenerse en cuenta solo a título informativo. De acuerdo con la Norma MV-101, las presiones admisibles sobre un terreno son las que se muestran en la figura siguiente, sin embargo, la dificultad principal de la utilización de esta tabla es que, el proyectista generalmente desconoce el tipo de terreno sobre el cual está trabajando, e incluso cabe la posibilidad de que aún con el conocimiento de esto, el terreno no tenga un tipo definido y por lo tanto los datos de la tabla no sean aplicables.

En cuanto a esto, Barros (1974) resalta la importancia de hacer estudios del suelo "in situ" cuantas veces sea necesario con la finalidad de obtener una exactitud mayor en los resultados. Otro aspecto importante a considerar, es que, en un terreno, la presión admisible varía en función de su profundidad, ya sea aumentando o permaneciendo constante.

Naturaleza del terreno	Presiones admisibles en Kg./cm. ² para profundidad de cimentación en m. de:				
	0	0,5	1	2	≤ 3
<i>Rocas</i>					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
<i>Terrenos sin cohesión</i>					
Graveras	—	4	5	6,3	8
Arenosos gruesos	—	2,5	3,2	4	5
Arenosos finos	—	1,5	2	2,5	3,2
<i>Terrenos coherentes</i>					
Arcillosos duros	—	—	4	4	4
Arcillosos semiduros	—	—	2	2	2
Arcillosos blandos	—	—	1	1	1
Arcillosos fluidos	—	—	0,5	0,5	0,5

Fig. 1.19 Tabla de Presiones Admisibles (Barros; 1974: 30)

Al observar la tabla, se hace notar el hecho de que la presión admisible aumenta con la profundidad. Para las rocas, se duplica la presión admisible al pasar del valor cero a tres metros. En los terrenos sin cohesión sucede algo similar. Por otra parte, en los terrenos coherentes permanece constante. El cálculo de las presiones también puede determinarse por los métodos de la Mecánica de Suelos.

1.8.3 Reconocimiento.

El reconocimiento del terreno es el primer paso a realizar en el diseño de cualquier proyecto de construcción, el caso de los muros de contención no es la excepción, por dos razones: para determinar la presión admisible del terreno de desplante, su adherencia y su peso específico. El reconocimiento del terreno debe incluir las edificaciones próximas a este, debido a que sus cimientos pueden producir empujes elevados.

1.8.4 Ángulo de rozamiento interno del terreno.

Se representa con la letra ϕ , es un valor que se determina de manera experimental. A manera de ejemplo, la Norma MU 101 muestra los valores de la siguiente tabla. En la misma, se observa que en terrenos coherentes es importante tener en cuenta el grado de humedad, debido a que la coherencia varía de acuerdo a este dato, disminuyendo rápidamente cuando esta toma cierto valor.

En el caso de que no se hayan realizado mediciones directas, se supondrá una cohesión nula y se utilizarán los valores indicados en la tabla.

Clase de terreno	Peso específico y t./m. ³	Angulo de rozamiento φ grados
<i>Terrenos naturales</i>		
Grava y arena compacta	2,0	30 °
Grava y arena suelta	1,7	30 °
Arcilla	2,1	20 °
<i>Rellenos</i>		
Tierra vegetal	1,7	25 °
Terraplén	1,7	30 °
Pedraplén	1,8	40 °

Figura 1.20 Valores de ángulo de Rozamiento. (Barros; 1974: 33)

1.8.5 Ángulo de rozamiento de terreno y muro.

“Este ángulo depende de la rugosidad del paramento, del grado de rozamiento interno del terreno δ y del grado de humedad del terreno. Este ángulo se representará por la letra S. Al igual que el ángulo de rozamiento interno, éste también se determinará experimentalmente o en caso contrario se adoptarán los valores indicados en la Norma MV 101.” (Barros; 1974: 33)

Cuando un terreno sea coherente y se encuentre inundado, o cuando el muro sea liso se tomará un valor de $\delta = 0^\circ$. En terrenos en los que existen sistemas de drenaje y se encuentre contenido por muros de superficie muy rugosa el valor máximo será igual al ángulo de rozamiento interno.

1.9 Estudio del Muro

Una vez conocidas las formas de determinar las acciones sobre un muro se vuelve necesario el considerar todas las acciones que existen sobre el mismo tanto para un diseño del muro como para un enfoque de las acciones que el muro le

transmite al terreno. Las principales acciones que el muro transmite al terreno son el empuje y el peso propio.

El peso propio es el peso de los materiales con que es construido el muro. Los pesos aproximados de los diferentes macizos, según Barros son: para el concreto en masa 2200 kg/cm^2 y para el concreto armado 2400 kg/cm^2 . El peso se aplica en el centro de gravedad del material y junto con la componente vertical del empuje tenderá a la estabilización del muro.

Todos los muros tienden a volcarse, esto se debe al empuje activo. Este vuelco se produce por la componente horizontal del empuje activo. Los empujes pasivos no se consideran debido a que tienden a dar seguridad al muro ya que son una acción opuesta al empuje activo. En la práctica se dice que un muro es seguro al vuelco cuando los momentos estabilizadores tomados respecto a la arista al ser divididos por el momento de vuelco da como cociente un valor comprendido entre 3 y 4.

También se sabe que el muro tiende a deslizarse debido al efecto del empuje horizontal. Lo que hace que el muro no se deslice es el rozamiento que se produce entre muro y tierra por esto es conveniente que la superficie de sustentación del muro sea lo más rugosa posible para de esta manera lograr mayor adherencia. Se calcula dividiendo la suma de las fuerzas horizontales entre la suma de fuerzas verticales.

“La tangente del ángulo de rozamiento debe tener como mínimo valor 0.25 para que no produzca un deslizamiento del macizo. Este coeficiente de seguridad al

deslizamiento viene definido por la relación entre los empujes vertical y horizontal” (Barros; 1974: 73).

El muro además puede poseer una coronación con un elemento tal como un pilar, que produce sobre él una acción vertical. Esta acción debe tomarse en cuenta cuando se estudien las seguridades de deslizamiento, vuelco y capacidad del terreno ya que esta acción puede facilitar en ocasiones los coeficientes de seguridad.

“La resultante del peso y empuje vertical producen sobre el terreno una presión que en ningún momento puede ser mayor que la presión admisible del terreno”. (Barros; 1974:76)

En un estudio de la presión sobre el terreno desempeña un papel importante el núcleo central de la cimentación. Se define el núcleo central como la tercera parte interior de toda cimentación, es necesario que la resultante pase por este núcleo debido a que la reacción del terreno pasa por esta zona, logrando así una distribución de presiones aceptable.

1.10 Drenaje en un muro de Contención.

De acuerdo al DB HS (Documento Básico de Higiene y Protección al medio Ambiente) dictado por la CTE (Código Técnico de la Edificación) el procedimiento adecuado para la colocación de drenaje en un muro de contención es el siguiente:

- 1.- Realizar la excavación hasta la base del muro de contención.
- 2.- Colocar contra el terreno un geotextil capa filtrante.

3.- Ejecutar la formación de pendiente del tubo drenante, normalmente con concreto en masa. (Mirar las pendientes establecidas en la tabla 3.1 del DB HS1).

4.- Ejecutar el sistema de impermeabilización del muro de contención de acuerdo con las condiciones constructivas establecidas en el DB HS1. (En cualquier caso siempre existirá por el exterior una capa filtrante (Geotextil) y una capa drenante (Lámina nodular de polietileno reticulado de alta densidad). Estas dos capas, filtrante y drenante, se deben colocar también sobre la formación de pendiente para que queden por debajo del tubo drenante.

5.- Colocar tubo drenante con las perforaciones hacia arriba. (El diámetro mínimo de este tubo es de 150 mm, pero debe calcularse según la tabla 3.1 del DB HS1).

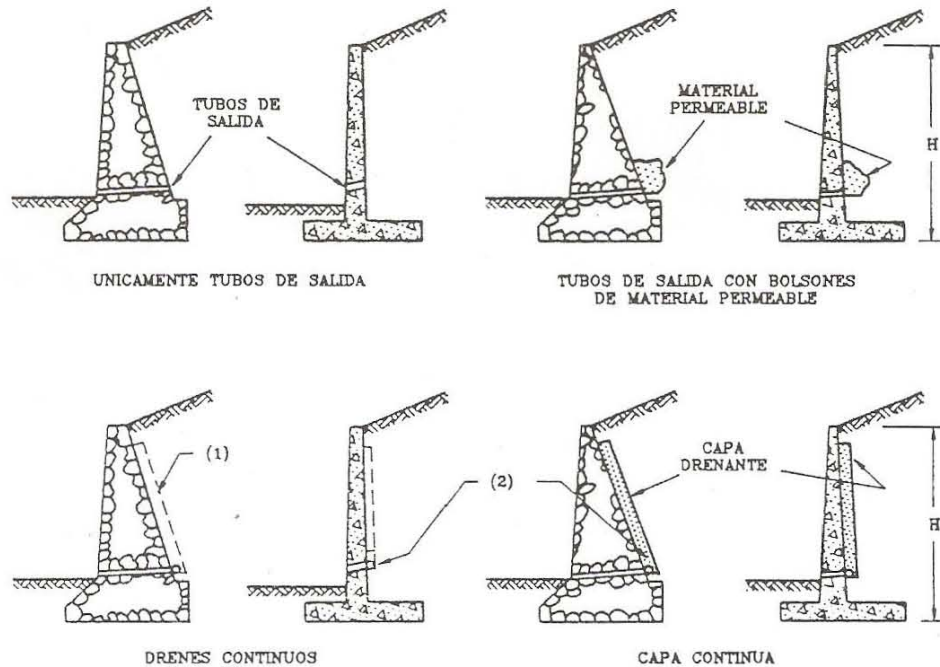
6.- Cubrir el tubo con en geotextil capa filtrante, tanto lateral como superiormente.

7.- Crear, alrededor del tubo drenante, una capa drenante con grava, Las condiciones de esta capa drenante formada con grava se define en el punto 5.1.1.6 Condiciones de los sistemas de drenaje, del DB HS-1.

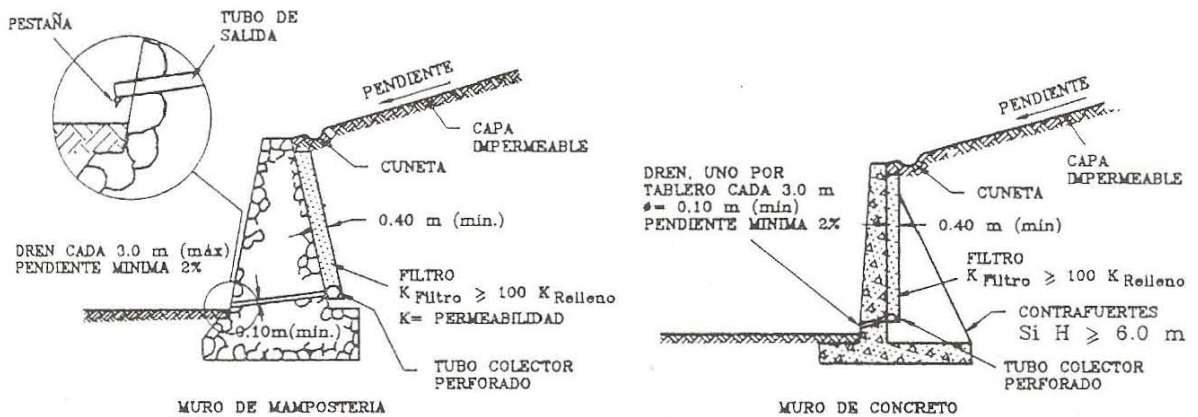
8.- Cubrir la parte superior de esta capa drenante de grava con un geotextil capa filtrante.

9.- Rellenar el trasdós del muro de contención, hasta su coronación, con tierra seleccionada, apisonándola por capas.

Los principales sistemas de drenaje empleados en la construcción de muros de contención se muestran en la siguiente figura.



a) SISTEMA DE DRENAJE



b) COMPONENTES DEL SISTEMA DE DRENAJE

Fig. 2.6 Sistema de drenaje en muros de contención

- (1) Sistema discontinuo de drenes verticales adosados al respaldo y colocados en posición intermedia respecto a los tubos de salida. (véase la fig. 2.7)
- (2) Dren continuo horizontal con tubo colector perforado:
 - diametro del tubo, 10 a 20 cm
 - perforaciones de 5 a 10 mm
 - véase corte longitudinal en la fig. 2.7

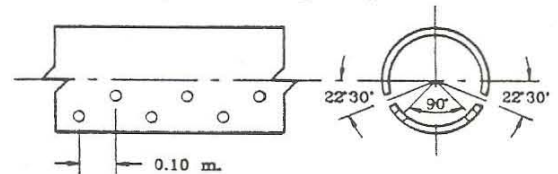
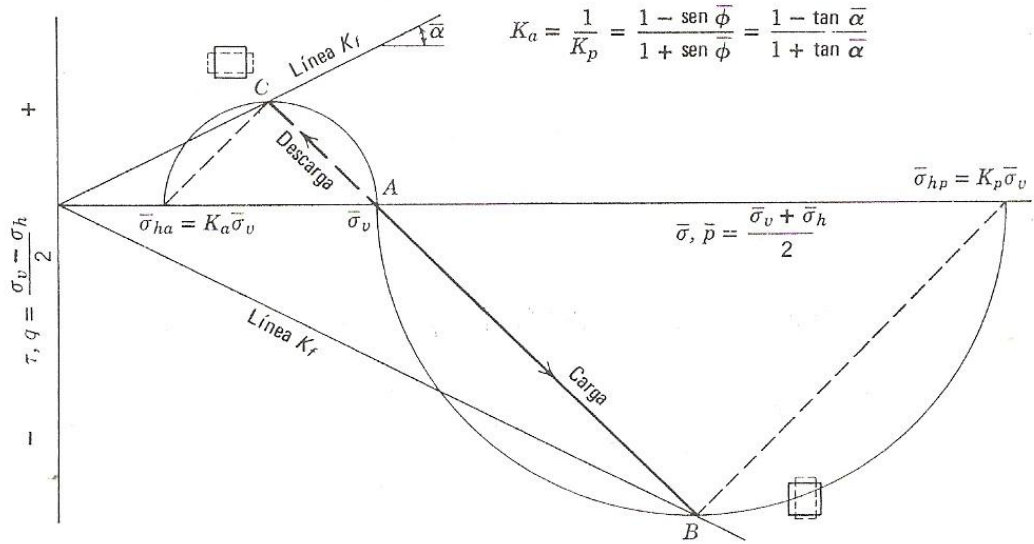


Fig. 1.21 Formas de drenaje. (Fuente: CFE ; 1981: A.3)

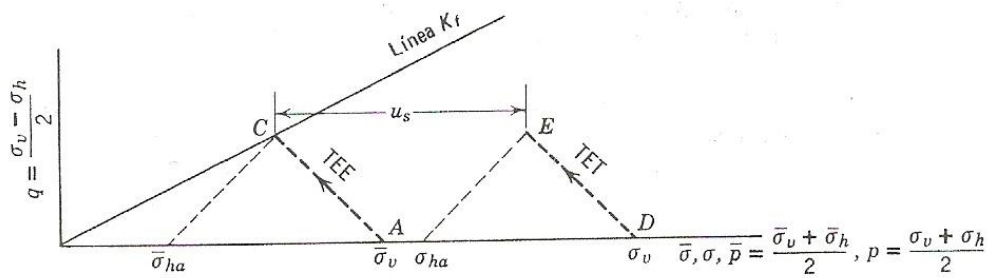
1.11 Estructuras de retención de tierras en condiciones de drenaje.

Existe también otra clasificación para muros, la cual ayuda a su cálculo, en base a las condiciones de drenaje que posee el relleno del mismo. Para esta clasificación, se hacen dos grupos principales con subdivisiones: los muros de gravedad con relleno sin cohesión y los muros de gravedad con relleno cohesivo. Para este cálculo se requiere principalmente del conocimiento de las presiones laterales que actúan sobre las estructuras de retención de tierra para hacer posible el dimensionamiento de los elementos de los mismos.

Las presiones, como ya se mencionó pueden ser activas o pasivas, para los suelos granulares es aplicable esto mismo que en los suelos secos, ya que todos los esfuerzos son efectivos. Para el desarrollo de las presiones activa y pasiva en arcillas normalmente consolidadas, es necesaria una deformación horizontal y vertical como la mostrada en la siguiente figura.



Trayectorias de esfuerzos y círculos de Mohr correspondientes a los estados activo y pasivo.



Trayectorias de esfuerzos para el estado activo.

Fig. 1.22 Trayectorias de Esfuerzos (Lambe; 2001: 348)

1.11.1 Muros de gravedad para la retención de suelos sin cohesión.

“En esta sección se consideran los problemas en los que todo o una parte del relleno arenoso tras un muro de contención están saturados de agua. La presencia del agua puede modificar la magnitud del empuje existente sobre el muro, modificando también la resistencia del deslizamiento en la base del mismo y la capacidad de carga del suelo de cimentación del muro”. (Lambe; 2001: 348).

Un ejemplo de este tipo de muros es el muro de retención sumergido, en este muro el agua se mantiene al mismo nivel por las dos caras del muro, de este modo no existe filtración de agua en el mismo. Otro ejemplo es el muro de retención parcialmente sumergido, este es cuando el nivel freático está por debajo de la superficie del terreno.

1.11.2 Muros de gravedad con relleno cohesivo.

La mayor parte de los muros de retención de tierra tienen rellenos sin cohesión, esto se debe a que a no ser que el muro tenga un adecuado drenaje, se producen presiones de agua muy elevadas. En algunos casos, este empuje puede llegar a ser mayor que el del suelo. Para que el empuje del agua no se ejerza, se requieren dos condiciones: un sistema de drenaje y un relleno de elevada permeabilidad.

En el caso de que el nivel freático se encuentre en la superficie del relleno, el empuje pasivo se ejerce tan lentamente que no se produce sobrepresión intersticial en el relleno. Para esta condición, los esfuerzos del relleno son geostáticos y la magnitud de la presión horizontal a una profundidad cualquiera puede calcularse fácilmente mediante el círculo de Mohr.

“El problema puede también resolverse utilizando el método de Coulomb, tanteando diversas cuñas. Aunque los detalles de la solución son mucho más complicados, esta solución sirve para indicar cómo este método tan útil puede extenderse a problemas con cohesión”. (Lambe; 2001: 357)

CAPITULO 2

MECÁNICA DE SUELOS

En este capítulo se explicará brevemente cómo es y en qué consiste la clasificación e identificación de suelos, además de los componentes de un estudio de mecánica de suelos y para qué sirve cada uno de ellos, que contiene y para que se utiliza un concentrado de resultados de un estudio de mecánica de suelos realizado sobre un terreno sobre el cual se pretende desplantar una estructura de retención de tierras.

2.1 Definición y Generalidades.

“Es común creencia la de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal” (Juárez, 2010: 34)

“Suelo” es una palabra que se utiliza en muchos campos y de la cual puede ser diferente el significado según sea el campo en el cual está siendo utilizada. Por ejemplo para un geólogo será todo material intemperizado en el lugar en el que ahora se encuentra, para un agrónomo será la parte superficial de la corteza capaz de sustentar vida vegetal.

Sin embargo, para un Ingeniero el significado es más profundo. En el área de la Ingeniería esta palabra representa todo tipo de material terroso ya sea un relleno

de desperdicio o una arenisca parcialmente cementada. El agua juega en este caso un papel fundamental debido a que afecta el comportamiento mecánico del suelo y por lo tanto debe considerarse como parte integral del mismo.

2.2 Clasificación e identificación de Suelos.

“Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa. Obviamente la mecánica de suelos desarrolló estos sistemas de clasificación desde un principio”. (Juárez, 2010: 149)

Un sistema de clasificación que quiere cubrir las necesidades correspondientes debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos. Los estudios más destacados para intentar encontrar un sistema de unificación son los efectuados por el doctor A. Casagrande los cuales culminaron en el conocido Sistema de Clasificación de Aeropuertos.

2.2.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Se dice que este sistema está basado en el de Aeropuertos. Este sistema cubre los suelos gruesos y los finos distinguiéndose unos de otros por el cribado mediante la malla 200, las partículas gruesas son mayores que esta malla y las finas menores. Un suelo es considerado grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y es fino si más de la mitad de las partículas en peso, son finas.

El símbolo de cada grupo se compone de dos letras mayúsculas que corresponden a las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos. Para

la primera letra se utilizan: G (Gravel en Inglés) para las Gravas; S (Sand en inglés) para las Arenas; M (del sueco Mo y Mjala) para los Limos; C (Clay en inglés) para las Arcillas y O (Organic en inglés) para suelos Orgánicos.

La segunda letra corresponde a la característica del suelo, en ocasiones puede ser alguna de las ya mencionadas en las primeras letras, aunque también pueden ser: P que significa Pobrementemente Gradado, W que es para los Bien Gradados, H para los suelos con alta plasticidad y L para los suelos con baja plasticidad.

Los suelos gruesos, son los que su primera letra es G y S, es decir, las Gravas y las Arenas. Siendo los demás, es decir, M de Limos, C de Arcillas y O de Orgánicos los suelos finos. Esto, se muestra en la siguiente tabla:

Divisiones mayores		Símbolo del grupo	Nombre del grupo
Suelos granulares gruesos más del 50% retenido en la malla no. 200 (0.075 mm)	Grava > 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz nº4 (4.75 mm)	grava limpia menos del 5% pasa el tamiz nº200	GW grava bien gradada, grava fina a gruesa
			GP grava pobrementemente gradada
		grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200	GM grava limosa
			GC grava arcillosa

	Arena < 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz nº4	Arena limpia	SW	Arena bien gradada, arena fina a gruesa.
			SP	Arena pobremente gradada
		Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200	SM	Arena limosa
			SC	Arena arcillosa
Suelos de grano fino más del 50% pasa la malla No.200	limos y arcillas límite líquido < 50	inorgánico	ML	limo
			CL	arcilla
		orgánico	OL	Limo orgánico, arcilla orgánica
	limo y arcilla límite líquido ≥ 50	inorgánico	MH	limo de alta plasticidad, limo elástico
			CH	Arcilla de alta plasticidad
		orgánico	OH	Arcilla orgánica, Limo orgánico
Suelos altamente orgánicos			Pt	turba

Tabla 2.1 SUCS (Fuente:

http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Unificado_de_Clasificaci%C3%B3n_de_Suelos)

2.2.2 Identificación de Suelos

“El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos” (Juárez; 2010: 158)

Juárez además menciona que la identificación de un suelo es la que nos permite saber de forma cualitativa, las propiedades tanto mecánicas como hidráulicas de un suelo según el grupo en el que quede ubicado. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, además de contener amplios criterios para clasificación de suelos a través de las pruebas granulométricas, también cuenta con criterios para identificación en campo.

Identificación en campo de suelos gruesos: Esta identificación es prácticamente visual. Se extiende una muestra del suelo seco sobre una superficie plana para poder juzgar de manera aproximada su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica.

Para distinguir las gravas de las arenas se considera el tamaño de 0.5 cm como un equivalente de la malla no. 4 y para considerar las de la malla no. 200 se toman en cuenta las partículas más finas distinguibles a simple vista.

Identificación en campo de suelos finos: Para esta identificación las principales bases son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de

resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, sobre todo en suelos orgánicos.

Para la prueba de dilatancia, una pastilla con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiriera una consistencia suave pero no pegajosa, se agita en la palma de la mano golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino no plástico adquiere con esto una apariencia de hígado, mostrando además agua libre en su superficie mientras se le agita, cuando es apretado entre los dedos el agua desaparece y la muestra se endurece.

La velocidad con la que la prueba cambia su consistencia y con la que el agua desaparece son las que definen la intensidad de la reacción e indican el carácter de los finos del suelo. La reacción rápida indica que es arena fina uniforme, no plástica (SP y SM) y algunos limos orgánicos (ML).

Los contenidos ligeros de arcilla coloidal le dan algo de plasticidad al suelo, por lo que su reacción se vuelve más lenta. Ejemplos de esto son los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos. (ML, OL), las arcillas muy limosas (CL, ML) y muchas arcillas de tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH).

Por último, una reacción extremadamente lenta o nula corresponde a las arcillas situadas sobre la línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (OH).

La prueba de tenacidad se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se moldea hasta formar un rollito de unos 3 mm de diámetro aproximadamente, el cual se amasa y vuelve a enrollar varias veces.

Se debe observar como aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Sobrepasado el límite plástico, los fragmentos en que se parta el rollito se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final

La resistencia en estado seco de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal. Los limos exentos de plasticidad, no presentan ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital. Las arcillas tienen mediana y alta resistencia al desmoronamiento por presión digital

2.3 Estudio de Mecánica de Suelos

El formato entregado para un estudio de mecánica de suelos, debe contener por lo menos las siguientes pruebas mostradas. El formato que se muestra es el usado en el estudio del proyecto actual y a continuación se describe cada uno de sus componentes.

PRUEBAS REALIZADAS.	SONDEO 1	
	CAPA SUPERFICIAL	ESTRATO 1
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO. (M)		
DESCRIPCIÓN OCULAR DEL SUELO.		
NIVEL DE AGUA FREÁTICA.		
	GRANULOMETRÍA	
PESO VOLUMÉTRICO SECO SUELTO PVSS. (Ton/m3)		

% SOBRETAMAÑOS >7,5 cm (3")		
% GRAVAS. Pasa 5,08 cm (2") y retenido en 4,76 cm (Malla No. 4)		
% ARENAS Pasa 4,76 cm (Malla No.4) y retenido en 0,0074 cm, (Malla No. 200)		
% FINOS. Pasa 0,0074 cm. (Malla No. 200)		
CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA.		
	LIMITES DE CONSISTENCIA	
HUMEDAD NATURAL (%)		
LÍMITE LÍQUIDO. (%)		
LÍMITE PLÁSTICO. (%)		
ÍNDICE PLÁSTICO. (%)		
CONTRACCIÓN LINEAL (%)		
CLASIFICACIÓN LÍMITES.		
DESCRIPCIÓN SUCS.		
	COMPRESIÓN TRIAXIAL RAPIDA	
PESO VOLUMÉTRICO PROM. (Ton/m ³)		
COHESIÓN (Ton/m ²)		
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)		
	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	
DENSIDAD DE SÓLIDOS.		
CARGA DE PRECONSOLIDACIÓN (Ton/m ²)		

Tabla 2.2 Concentrado de Resultados (Fuente: Propia)

2.3.1 Determinación de Peso Volumétrico Seco Suelto.

Con esta prueba se pretende determinar cómo se encuentran distribuidas las partículas pertenecientes al suelo con respecto a la masa que se encuentra retenida en las mallas. Se pretende calcular el porcentaje del total y así clasificar con la curva granulométrica el material obtenido.

2.3.2 Determinación de la Composición Granulométrica.

Estas pruebas permiten determinar la composición por tamaños (granulometría) de las partículas que integran los materiales empleados para terracerías, mediante su paso por una serie de mallas con aberturas determinadas. El paso del material se hace primero a través de las mallas con la abertura más grande, hasta llegar a las más cerradas, de tal forma que los tamaños mayores se van reteniendo, para así obtener la masa que se retiene en cada malla, calcular su porcentaje respecto al total y determinar el porcentaje de la masa que pasa.

El procedimiento para suelos gruesos es el siguiente: con el material extraído del campo se divide la muestra del suelo en pedazos cuyo peso sea de 5 a 10 kilogramos, de ahí se obtendrán aproximadamente 3 kilos del material para pasarlo por las mallas. Se acomodan las mallas para suelos gruesos en orden decreciente.

Después se coloca la muestra del material extraído en las mallas de suelo grueso para que pase a través de estas. Una vez hecho esto, se agita manualmente las mallas para que el material pueda pasar a través de cada una de ellas. Una vez que el material se haya pasado por todas las mallas se pesa el material que queda en cada malla y se anotan los pesos en la hoja de anexos del laboratorio.

El procedimiento para suelos finos es el siguiente: del material que ha pasado la malla no. 4 se obtienen 500 gramos de la muestra. Se colocan las mallas de los suelos finos en orden decreciente. Del material obtenido en la malla no. 4 se coloca en las mallas para suelos finos para que pasen at través de estas.

Se agita manualmente las mallas para que el material pueda pasar por cada una de las mallas. Finalmente, una vez que las fracciones del material hayan pasado por todas las mallas se pesa el material que quedó en cada malla y se anotan los pesos en las hojas de anexo.

Para el análisis por lavado: se obtiene una fracción del material que pasa por la malla no. 4 y se obtiene aproximadamente 500 gramos de suelo seco en cual se colocará en una charola con el fin de saturarlo de agua hasta quedar cubierto, dejarlo reposar 24 horas.

Una vez que hayan transcurrido las 24 horas se hará el lavado a través de la malla número 200 de la siguiente manera: Con algún instrumento de punta se agitará el material para formar una suspensión. Esta se deja reposar durante 30 segundos, pasado este tiempo se deja caer en la malla No. 200. Al material que se encuentra en la malla se le agrega un poco de agua para continuar con el lavado, esto se debe realizar hasta que el agua salga limpia.

El material que al final quede en la malla No. 200 se coloca en una charola y se pone en el horno para que se caliente hasta que este ya no tenga agua. Una vez que el material esté libre de agua se procede a realizar el tamizado pasando el material por las mallas N0. 10, 20,40, 50, 100 y 200.

Finalmente, una vez que el material haya pasado por las mallas se realiza el cálculo de la granulometría tomando en cuenta el material que se eliminó por el lavado haciendo una diferencia de pesos.

Para obtener el porcentaje del material más fino que pasa por las mallas se obtiene calculando el peso acumulado del material que pasa por las mallas, a esto se le divide el peso seco de toda la muestra empleando el análisis mecánico combinado.

El porcentaje de grava G (%), se calcula restando al 100% de la muestra lo que pasa por la malla No. 4. El porcentaje de finos F (%) es el material que pasa la malla No. 200. El porcentaje de arenas S (%) será la diferencia de la suma del porcentaje de grava de finos con respecto al 100% del material.

2.3.3 Determinación de la Humedad Natural.

Esta prueba permite determinar el contenido de agua en los materiales para terracerías, con el fin de obtener una idea cualitativa de su consistencia o de su probable comportamiento. La prueba consiste en secar una muestra del material en el horno y determinar el porcentaje de la masa del agua, con relación a la masa de los sólidos.

2.3.4 Determinación de los Límites de Consistencia.

Estas pruebas permiten conocer las características de plasticidad de la porción de los materiales para terracerías que pasan la malla N° 40 (0,425mm), cuyos resultados se utilizan principalmente para la identificación y clasificación de los

suelos. Las pruebas consisten en determinar el límite líquido, es decir, el contenido de agua para el cual un suelo plástico adquiere una resistencia al corte de 2,45 kPa (25 g/cm²); éste se considera como la frontera entre los estados semilíquidos y plástico.

El límite plástico o el contenido de agua para el cual un rollito se rompe en tres partes al alcanzar un diámetro de 3 mm; éste se considera como la frontera entre los estados plásticos y semisólido. El índice plástico se calcula como la diferencia entre los límites líquido y plástico. En esta práctica se pretende determinar la característica de plasticidad del suelo que pasa la malla No. 4, donde el resultado nos permite identificar y clasificar los suelos finos.

En esta práctica se pretende determinar la característica de plasticidad del suelo que pasa la malla No. 4, donde el resultado nos permite identificar y clasificar los suelos finos. Para poder determinar los límites y las contracciones de los materiales se debe de tener el material de la siguiente manera:

Del material que se obtiene en campo se extrae un acierta cantidad, esta se seca a temperatura ambiente y se disgrega. Una vez que el material se encuentra seco se criba y pasa por la malla no. 40 y se toma unos 300 gramos del material para depositarlo en una cápsula. Ya que el suelo de la cápsula esta pesado se le agrega agua y se mezcla hasta crear una pasta homogénea. Esta muestra se deja reposar durante 24 horas para que de esta forma la pasta tenga la humedad correspondiente.

Para determinar el límite líquido del material que se encuentra en humedad se deben de seguir los pasos que a continuación se mencionan. Para esta prueba se

toma una parte de la prueba humedecida y se coloca en la copa de Casa Grande para determinar los diferentes tipos de humedades.

Para esta prueba se deben de obtener al menos cuatro tanteos para así obtener las humedades de cada uno. Los rangos de golpes a seguir para los tanteos son: de 15 a 20, 20 a 25, 25 a 30 y 30 a 35. Antes de comenzar con el golpeteo se coloca la masa en la copa y se ranura a la mitad del material.

Para realizar este golpeteo se gira la manivela a una velocidad de 2 revoluciones por segundo y así contar las veces que la copa cae, y de la misma manera revirar que la ranura se cierre aproximadamente por la mitad. Una vez que se realiza el golpeteo se procede a poner en un recipiente aproximadamente 10 gramos del material golpeado y se seca el material por 24 horas, hacer esto con los 3 diferentes golpeteos.

Para determinar el límite plástico del material que se encuentra en humedad se deben de seguir los pasos que a continuación se mencionan:

Se toman 15 gramos de suelo húmedo y se amasan. Cuidadosamente se harán rollitos de 3 mm de diámetro, se puede apoyar en una placa de vidrio. Para saber si la humedad que se quiere es la correspondiente a cada uno de los rollitos formados se le aplica cierta presión, si se llega a doblar significa que cuenta con la humedad dentro de un rango plástico y si en lugar de eso se presenta una grieta esto significa que contiene la humedad que se desea.

Al obtener los rollitos se colocarán en una cápsula pequeña donde se pesaran y se pondrán en la estufa a que se evapore el agua. Una vez que no tengan agua se

volverán a pesar para determinar el contenido de humedad de los rollitos Para esta prueba se debe de repetir el procedimiento 3 veces para que se promedie y así evaluar el límite plástico.

2.3.5 Determinación del límite de contracción

El objetivo de esta práctica es la de obtener el límite de contracción, y se calculará siguiendo estos pasos: Comienza obteniendo el material sobrante de la prueba del límite líquido.

El material se coloca en una cápsula, se pesa y se cubre su interior con una capa de aceite. Para llenar la cápsula se debe colocar el material en 3 capas y al final de la capa se debe de dar unos ligeros golpes para que el material se compacte y expulse el aire que pueda contener la muestra, al finalizar la última capa debe de quedar al ras y se pesa.

Se seca la capsula a temperatura ambiente hasta que cambie de color a un color claro, esto se hace para que no se agriete el material, después se coloca al horno durante 24 horas. Pasado el tiempo predeterminado se saca del horno, se pesa y así se obtiene el peso seco de la muestra.

Se llena de mercurio ya sea una cápsula de porcelana o un recipiente de vidrio y se enrasa. Se coloca un vidrio sobre esta superficie y se presiona hacia abajo con fuerza para que salga del recipiente el aire atrapado. Lo que quede fuera del mercurio se pesa y este dato obtenido se divide entre el peso de mercurio y así obtenemos el volumen de la pastilla. Se considera que el peso del mercurio es de 13.56.

2.3.6 Determinación de la contracción lineal

Esta prueba también se realizará con el material sobrante de la práctica del límite líquido. Este material, mezcla de suelo y agua se pone en un molde engrasado que evitará que el material se pegue a las paredes del mismo.

De igual manera el material se coloca en 3 capas, dándole golpes para sacar el aire. Al final se enrasa con una espátula. Se deja secar el molde a temperatura ambiente por 12 horas. Una vez seco se coloca en el horno durante 24 horas. Se saca del horno se pesa y se mide la longitud de la barra de material seco y de igual manera se mide la longitud interior del molde.

Los datos obtenidos se anotan en el formato correspondiente para realizar los cálculos de los mismos. Una vez terminados los cálculos se clasifica el material mediante la carta de plasticidad del SUCS.

2.3.7 Determinación de densidad de solidos

La gravedad específica se utiliza en la mayoría de los cálculos que acompañan a las pruebas de laboratorio y de igual manera se utilizan para identificar a los minerales, aunque la mayoría de las veces su valor es limitado para fines de identificación de suelos ya que está comprendido dentro de un pequeño intervalo.

En esta prueba se determina la densidad de los Sólidos (S_s) que existe en la muestra del suelo. Se coloca en el matríz aproximadamente 200 ml de agua colocándola posteriormente a calentar mediante el proceso de baño maría hasta que obtenga una temperatura de 55° a 60° C.

Se llena el matraz con agua hasta que el fondo del menisco de calibración alcance la marca de calibración del matr az y este quede por debajo del menisco. Se toma la primera lectura de la temperatura del agua dentro del matr az y del peso mismo, de ah ı procedemos a dejar enfriar el agua dentro del matr az para obtener las lecturas con decrementos de 1 C y as ı seguir hasta tener una temperatura menos a 20 C

Ya obteniendo las lecturas de las temperaturas y del peso del matr az se grafican las coordenadas tomando como valor en "X" al rango de temperatura y a "Y" al valor de los pesos.

2.3.8 Determinaci n de la gravedad espec fica

En suelos inertes (no pl sticos) Para obtener la gravedad espec fica se debe seguir los siguientes pasos:

Se obtienen 50 gramos de suelo seco y se debe cribar por la malla No. 40 una vez hecho esto, 50 gramos se colocan dentro del matraz seco y se le agregan 200 ml de agua destilada. Para eliminar el aire que se encuentra en el suelo se calienta el matraz por medio del proceso de ba o mar ıa hasta que el suelo ya no presente burbujas en la superficie del agua.

Una vez que ya no se encuentre aire dentro del suelo se tomar n las medidas del matr az. Una vez terminado se toma la temperatura del agua que se encuentra dentro del matr az, se localiza dentro de la gr fica de calibraci n correspondiente al matraz utilizado y si esto es positivo se toma el peso y la temperatura del matr az aforando con agua + suelo y se anota el registro.

En suelos plásticos (arcillas) para obtener la gravedad específica de los suelos plásticos se debe seguir los siguientes pasos:

Se colocan 50 gramos de suelo seco que ya haya sido cribado por la malla No. 40 en un recipiente para formar una pasta suave y manejable que se colocará dentro del matríz seco, a lo cual se le agregaran 200 ml de agua. De igual manera para esta prueba se elimina el aire calentando el matríz por medio del proceso de baño maría hasta que el suelo no presente burbujas en la superficie del agua.

Una vez que ya no se encuentre aire dentro del suelo se toman las medidas del matríz. Enseguida se toma la temperatura del agua al interior del matríz y se verifica que se localice dentro del intervalo de la gráfica de calibración correspondiente al matraz utilizado si esto es positivo se toma el peso y temperatura del matríz aforado con agua + suelo y se anota el registro.

Una vez obtenidos los datos la mezcla del agua y del suelo se coloca en una charola de evaporación empujando al matríz para que se recuperen las partículas del suelo. Se coloca una charola en la estufa y se elimina el agua de la mezcla para conocer el peso del suelo que realmente se utilizó en la prueba.

2.3.9 Cálculo del peso específico relativo

Para realizar el cálculo del peso específico relativo de la muestra de suelo se utilizará la siguiente fórmula.

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

Dónde:

S_s = Peso específico relativo de la muestra de suelo

W_s = Peso seco de la muestra de suelo

W_1 = Peso del matraz + suelo + agua

W_2 = peso del matraz con agua hasta la marca de aforo, obteniendo de la gráfica de calibración del matraz usando la temperatura del W_1

2.3.10 Clasificación en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El SUCS es el sistema por el cual, en base a las pruebas índices de un suelo, se puede obtener el tipo de material que se está trabajando. Cubre los suelos gruesos y los finos; describiendo las Gravas, Arenas, Limos, Arcillas y Coloides; además de la clasificación en los gruesos de: Bien Graduados y Mal Graduados; así como en los finos de: Alta o Baja Plasticidad.

2.3.11 Prueba de Compresión Triaxial Rápida.

En esta prueba, la muestra de suelo se coloca dentro de una cámara llena de agua con cierta presión inicial (σ_3) y posteriormente se aplica sobrecarga hasta llevar a la muestra a un esfuerzo máximo. Con los resultados obtenidos se traza la curva esfuerzo-deformación y los círculos de Mohr, resultados que nos indican las características esfuerzo-deformación y posteriormente por medio de la teoría de capacidad de carga obtener la capacidad de carga admisible de ese suelo.

En esta práctica se pretende obtener los parámetros del suelo y la relación esfuerzo–deformación, determinando el esfuerzo cortante. Realizando 3 pruebas se realiza un gráfico representando los círculos de Mohr que enseñan los esfuerzos de falla de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a estos, se determinan los parámetros del ángulo, la fricción interna y la cohesión.

Para la elaboración de esta prueba se requiere trasladarse a un laboratorio que cuente con el equipo necesario para realizar la misma. Se hacen cilindros de la muestra inalterada con dimensiones de 3.6 cm de diámetro y 9 cm de altura. Una vez que la probeta esta lista se pesa y se toman las dimensiones específicas en el formato, anotando los datos.

Después se le pondrá talco al condón para así evitar que el líquido afecte a la prueba y enseguida se colocara el condón a la probeta, esto se realiza con la finalidad de aislar la probeta del agua que se colocara en la cámara. Se procede a armar la cámara de compresión triaxial para colocarla en su mesa de soporte.

Se introduce el agua en la cámara, se coloca el marco de compresión y se aplica la presión de confinamiento, esta se aplica por medio de aire comprimido. Se colocará el micrómetro de deformación en el soporte de la cámara apoyada sobre el marco y se ajusta su carátula a cero. Enseguida se le aplica la carga con una velocidad de presión a una razón de 1mm/min.

Se toman lecturas simultáneas del anillo de carga y del micrómetro de deformación, tomando de base las lecturas del micrómetro de deformación. Las lecturas se suspenden cuando el anillo de carga presente lecturas inferiores a la

carga aplicada y esta se mantiene constante por cuatro lecturas. Una vez obtenidas las lecturas del anillo de carga y del micrómetro de deformación, se procede a hacer el cálculo apoyándose en el formato correspondiente.

2.3.12 Prueba de Consolidación Unidimensional.

El Objetivo de esta prueba es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo confinado lateralmente en un anillo con una deformación nula y sujeto a una carga axial, ésta carga será la máxima que la estructura transmita al suelo; permitiendo determinar la cantidad de deformación que el suelo tendrá con la consecuente reducción de volumen.

El propósito de esta práctica es el de determinar la velocidad y el grado de asentamiento que presenta la muestra de suelo cuando esta es sometida a una serie de incrementos de carga.

El procedimiento para esta prueba es el siguiente: Se toman los datos de los diámetros y de los pesos del anillo de deformación que se utilizará. Se labra el anillo de la muestra inalterada utilizando cuchillos o cuters. Se pesa la muestra y se anotan los registros. Se prepara el material para crear la prueba de la densidad de los sólidos (S_s). La muestra se coloca con las piedras porosas y el papel filtro dentro de la celda de consolidación para después colocarla en el marco de carga. Una vez que la muestra se encuentre en el arco de consolidación se equilibra el marco y se coloca el cronometro de forma que se marque ceros en la lectura inicial.

Para iniciar la prueba se colocan incrementos de carga a cada periodo de tiempo de 8 horas tomando las lecturas en los tiempos que marca el formato correspondiente. Una vez que terminó el proceso de cargas se debe comenzar el proceso de descarga. Este consiste en disminuir la carga que se agregó en un principio.

Para iniciar la prueba de descarga se toma registro de la deformación existente y se continúa con las lecturas de descarga en un intervalo de 10 a 15 min. Una vez que haya terminado el proceso de descarga se desmontará el equipo, se pesa la muestra de suelo y se pone a secar. Del mismo modo se registran los datos en el formato correspondiente.

Ya finalizada la recolección de datos se debe de calcular y dibujar las curvas de compresibilidad que comprenden a esta muestra.

Todos estos procedimientos de prueba son realizados tomando como base la normativa vigente para Estudios Geotécnicos de las siguientes instituciones normativas: Secretaría de Comunicaciones y Transportes "SCT". Manual de Pruebas Geotécnicas del "IMTA" Instituto Mexicano de la Tecnología del Agua. AASTHO. (American Association of State Highway and Transportation Officials.) ASTM. (American Society for Testing and Materials)

CAPÍTULO 3

TEORÍAS PARA EL CÁLCULO DE EMPUJES SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

En este capítulo se abordan las principales teorías utilizadas en el cálculo de empujes de tierras sobre los muros de contención, esto con la finalidad de explicar cómo es que afectan a la estructura y que fuerzas son las principales que deben tomarse en cuenta para la planificación y dimensionamiento de un muro para que este no falle, haciéndolo seguro y estable.

3.1 Presión Lateral del Terreno.

Para las presiones que actúan sobre un terreno, Whittow (1994) hace una subdivisión para separar las diferentes propiedades de las mismas fuerzas. La subdivisión es en primer lugar el Equilibrio hidrostático y elástico y en segundo lugar el equilibrio plástico.

3.1.1 Equilibrio hidrostático y elástico.

La presión aplicada en un punto dado bajo la superficie de un líquido en estado de equilibrio hidrostático, es decir, sin flujo, debe ser igual en todas las direcciones y aumenta linealmente conforme la profundidad. El empuje resultante es entonces, una resultante por unidad de longitud de superficie. Esto quiere decir que es igual al área del diagrama triangular de presión.

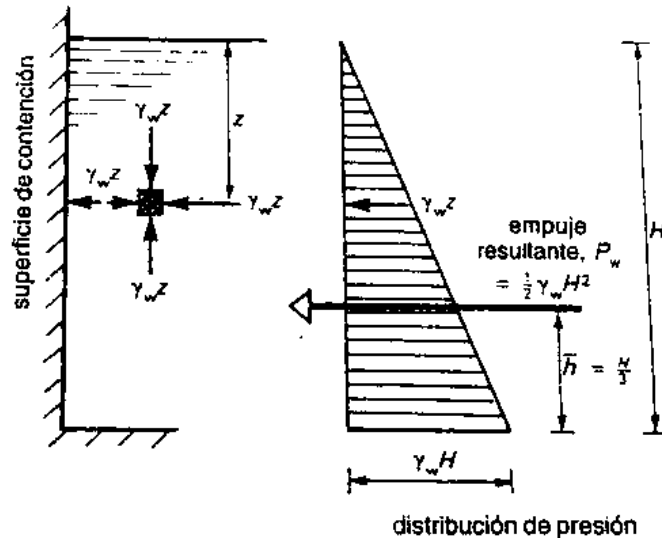


Fig. 3.1 Presión lateral originada por un líquido (Whittow, 1994; 295)

“La magnitud de la presión de tierra lateral depende de las características de resistencia del suelo al cortante, de las condiciones de deformación lateral, de la presión de agua en los poros y del estado de equilibrio del suelo. Estos a su vez dependen de las condiciones de drenado, de la interacción del suelo y la pared y de la magnitud y naturaleza de los desplazamientos relativos”. (Whittow; 1994: 296)

Whittow (1994) además menciona que un cuerpo estará en estado de equilibrio elástico cuando un ligero cambio en el esfuerzo al que es sometido produce un cambio correspondiente en su deformación. En un estado de equilibrio plástico con un esfuerzo constante se produce una deformación irreversible.

En el criterio de falla de Mohr-Coulomb se pretende representar un estado de equilibrio plástico. Se supone para esto que una masa de suelo bajo esfuerzo creciente tiende a permanecer en estado de equilibrio elástico hasta que alcanza la condición de flexibilidad plástica o falla.

Estos estados de deformación con relación a los cálculos de la presión de tierra caen dentro de tres categorías: En estado de reposo: equilibrio elástico sin desplazamiento lateral. En Estado activo: equilibrio plástico cuando tiene lugar la expansión lateral y en Estado Pasivo: equilibrio plástico cuando tiene lugar la contracción lateral.

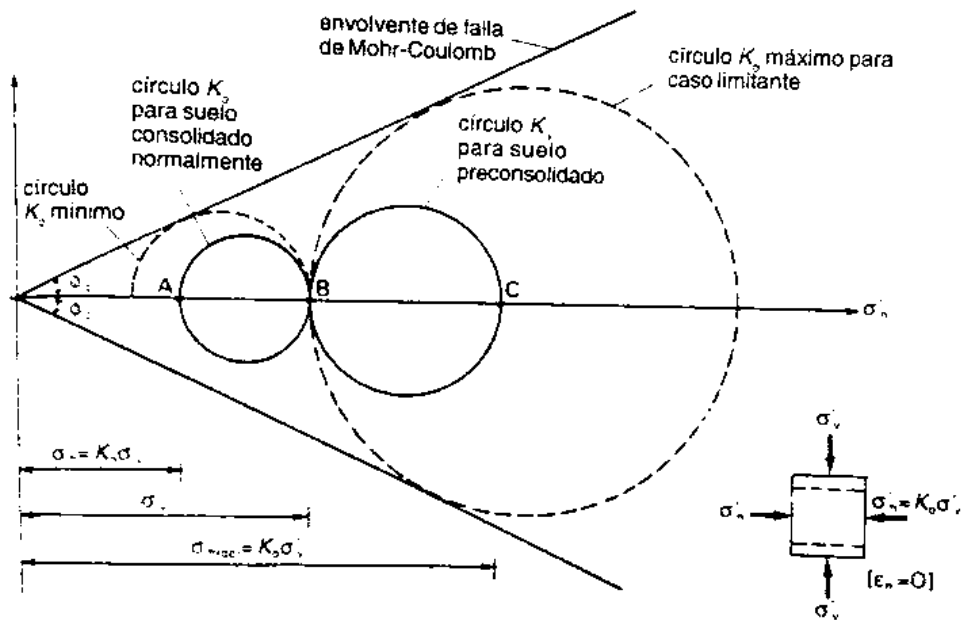


Fig. 3.2 Presión de tierra en reposo (Whittow; 1994: 297)

3.1.2 Equilibrio Plástico

En la figura anterior se representa un estado por debajo del necesario para la falla por deslizamiento. En el caso de que exista flexibilidad lateral aumentará o disminuirá con un cambio correspondiente del diámetro del círculo. Con expansión lateral se alcanza el estado de equilibrio plástico, es decir, la falla. Y con contracción lateral el estado límite está en el valor máximo. En ambos casos la resistencia del

suelo al cortante es movilizada por completo. Rankine llamó a esos estados activo y pasivo respectivamente.

Los círculos de Mohr que representa los dos estados posibles de equilibrio plástico tocan las envolvente de la falla porque estas se relacionan un una condición límite.

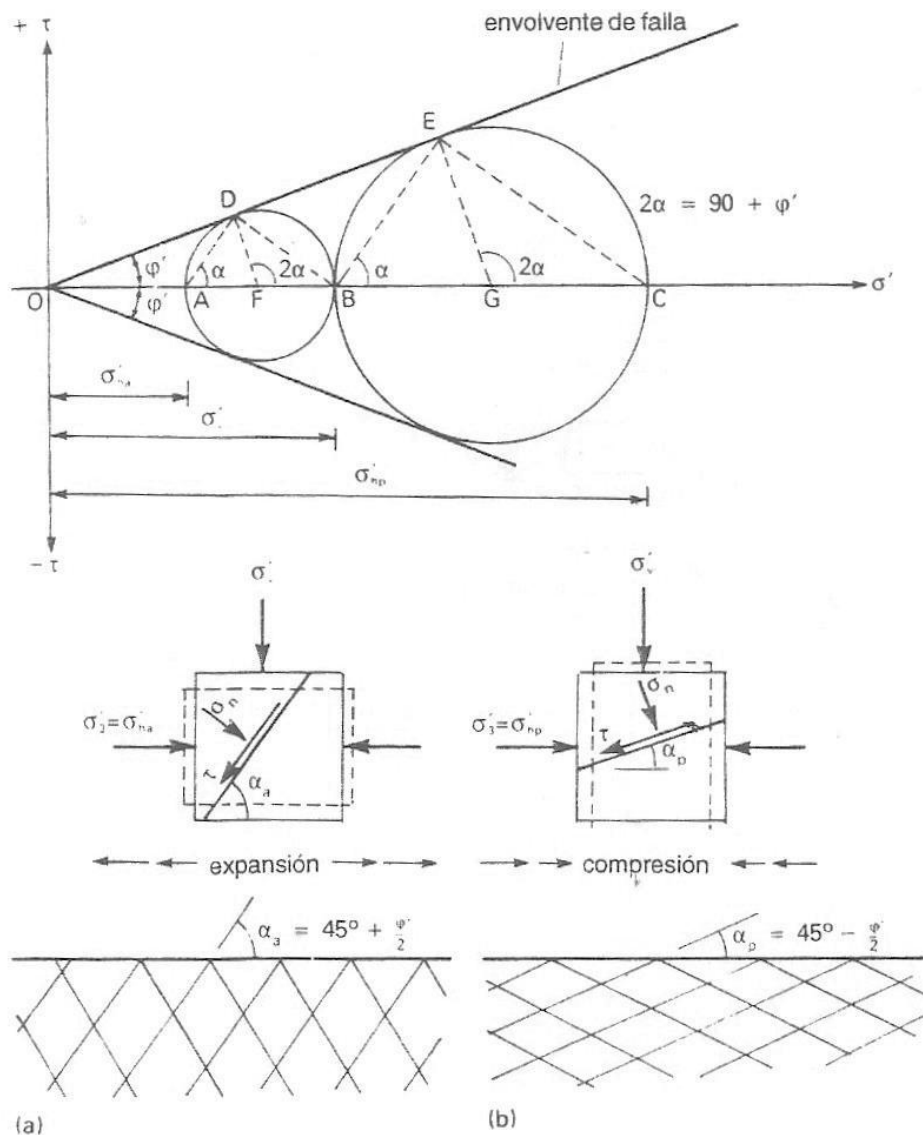


Fig. 3.3 Estados de equilibrio plástico de Rankine (a) Estado activo (b) Estado pasivo

(Whittow; 1994: 299)

3.2 Cálculo del Empuje de Tierras

En los casos de muros de menos de 10 m de altura como lo es el planteado en este proyecto, Sowers (1993) menciona que se han desarrollado varios métodos aproximados que son útiles, los cuales se basan en el análisis de Rankine.

Cuando el paramento posterior del muro es inclinado el empuje de la tierra supuestamente actúa contra un plano vertical que pasa por la arista posterior de la base del muro. Para este caso, el peso de la cuña de tierra situada entre el plano vertical y el paramento posterior se suma vectorialmente a la resultante P_A .

“Si el relleno tiene una pendiente que forma el ángulo β con la horizontal, la fórmula de Rankine correspondiente (deducida en igual forma que en el caso de relleno horizontal es:

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \cos \beta \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}$$

(Sowers; 1994: 427)

Juárez (1979) menciona que el primero en emplear una metodología científica para calcular las presiones de la tierra sobre las estructuras de contención fue Coulomb. Con el uso de hipótesis en las que plasma la tierra como incompresible y donde la falla ocurre a través de superficies planas de deslizamiento. Coulomb señala que la resistencia del esfuerzo cortante se obtiene de la siguiente manera:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

En dicha ecuación la c representa la cohesión del material, ϕ es el ángulo de fricción interna del muro y σ es el esfuerzo normal.

3.3 Análisis de Coulomb

Sowers (1993) menciona que en 1776, Ch. A. Coulomb publicó una teoría del empuje de tierras que incluía el efecto de la fricción del suelo con el muro. Esta podía aplicarse a cualquiera que fuera la inclinación del muro o del relleno. A través de numerosos experimentos con arena seca, descubrió que el muro gira o se inclina hacia afuera hasta que el empuje de la tierra llega a un mínimo, que es el estado activo.

Dadas estas condiciones, el relleno se encuentra en un estado de falla por esfuerzo cortante en una serie de superficies ligeramente curvas, paralelas e inclinadas. La cuña de tierra limitada por las superficies de esfuerzo cortante se va a deslizar hacia abajo y afuera conforme el muro se mueva hacia afuera.

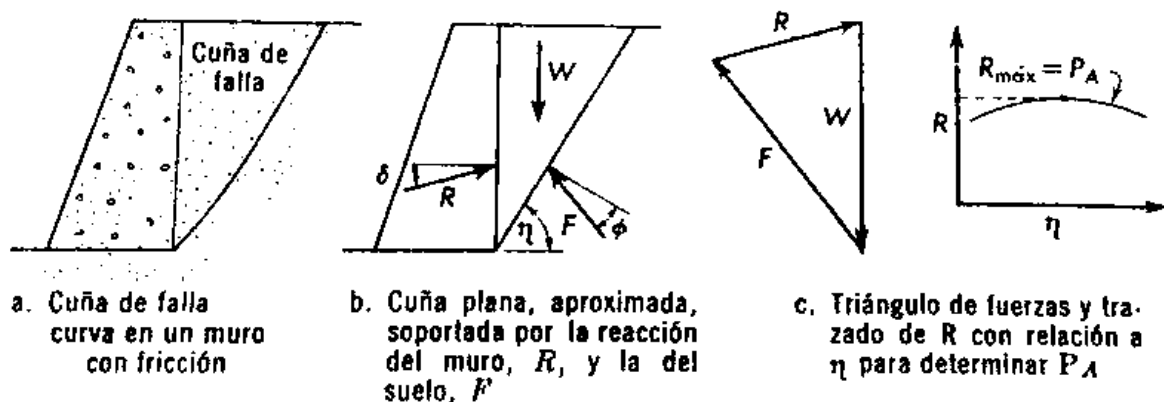


Fig. 3.4 Empuje activo según el análisis de Coulomb (Sowers; 1993: 430)

“Coulomb simplificó la forma de la curva de falla suponiendo que la superficie de deslizamiento era plana y dedujo el valor del empuje activo de la tierra de las

fuerzas que producían el equilibrio de la cuña en el momento en que ésta empezaba a moverse” (Sowers; 1993; 430)

El peso W de la cuña de tierra se calcula suponiendo una falla que forma un ángulo n con la horizontal y conociendo el peso del suelo, así como las dimensiones del muro y del relleno, su dirección es vertical. La fuerza F es la resultante de la cuña sobre el suelo y tiene una inclinación ϕ con respecto a la normal al plano de la falla, sin embargo su magnitud es desconocida.

La reacción del muro con la cuña es R formando un ángulo δ que es el de fricción con el muro. Estas tres fuerzas forman un triángulo (figura 3.4) con el que se obtiene gráficamente la magnitud de R y de P .

La fórmula de Coulomb da valores iguales a la de Rankine cuando se trata de muros verticales sin fricción y con rellenos horizontales. Cuando el valor de δ es mayor que 0 grados el empuje resultante calculado por el método de Coulomb es aproximadamente 10 por ciento más bajo, sin embargo el punto de aplicación es el mismo.

“Esta teoría supone la existencia de un plano de rotura. Es por tanto una teoría de rotura que supone la existencia de una superficie de deslizamiento del terreno que partiendo de la arista interior del trasdós del muro llega a la superficie del terreno” (Barros; 1979: 37)

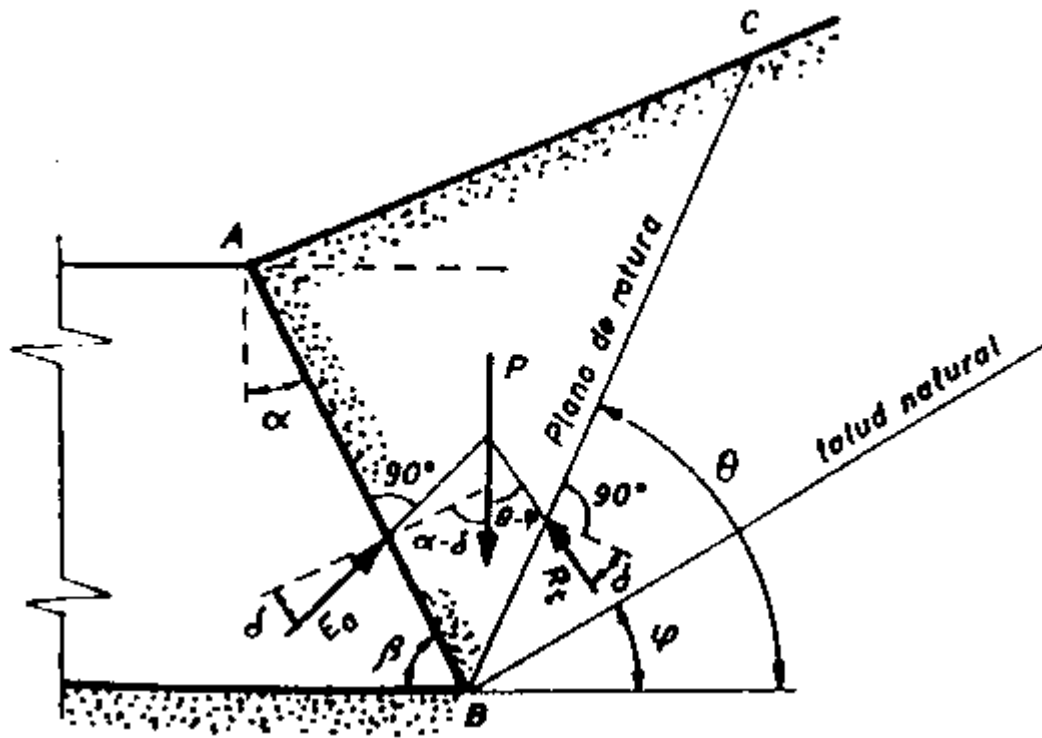


Fig. 3.5 Teoría de Coulomb (Barros; 1979: 38)

Esta teoría supone, según indica Barros (1979) que el empuje activo es el que se produce por acción de ABC (figura 3.5), a consecuencia de esto el macizo gravitará con una fuerza P que corresponde al peso propio del mismo macizo, esta fuerza estará equilibrada por la reacción del terreno R_t así como por la reacción que el muro ofrece al empuje activo de las tierras.

3.4 Método de Culmann

Debido a que la teoría de Coulomb es más una interpretación práctica que analítica muchos autores dieron métodos analíticos. Este método consiste en encontrar el plano de deslizamiento que según la teoría de Coulomb proporcione el

empuje activo máximo. Este puede usarse en muchos tipos de muros y con muchos tipos de sobrecarga.

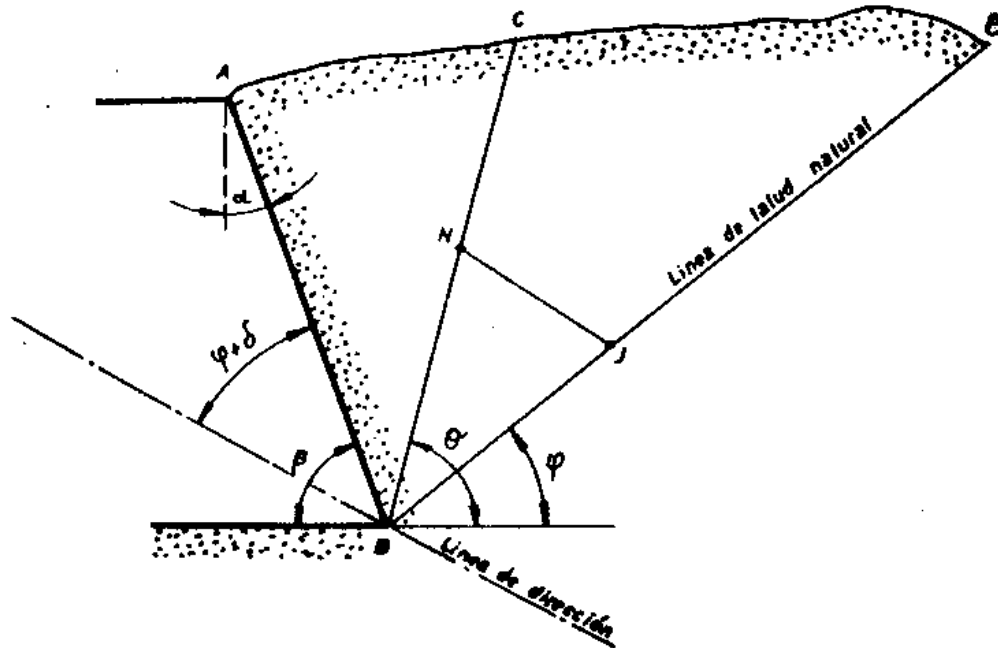


Fig. 3.6 Teoría de Culmann (Barros; 1979: 40)

Este método sigue el siguiente proceso:

- a) Define la línea de talud natural como la que forma el ángulo ϕ (ángulo de rozamiento interno del terreno) partiendo del vértice del trasdós del muro con la horizontal.
- b) Define la línea de dirección como la que, pasando por B forma el ángulo $\phi + \delta$ con el paramento del muro.

Este método dice que si a partir del punto B que se considera como origen de coordenadas, se lleva sobre la línea de talud natural BD, la magnitud del peso del prisma ABC a una determinada escala dará como resultado el punto J. Si se traza

después por JBe una línea paralela a la línea de dirección cortará la línea BC en el punto N. Este valor JN representa la escala indicada para la fuerza, el valor del empuje activo producido por el prisma ABC.

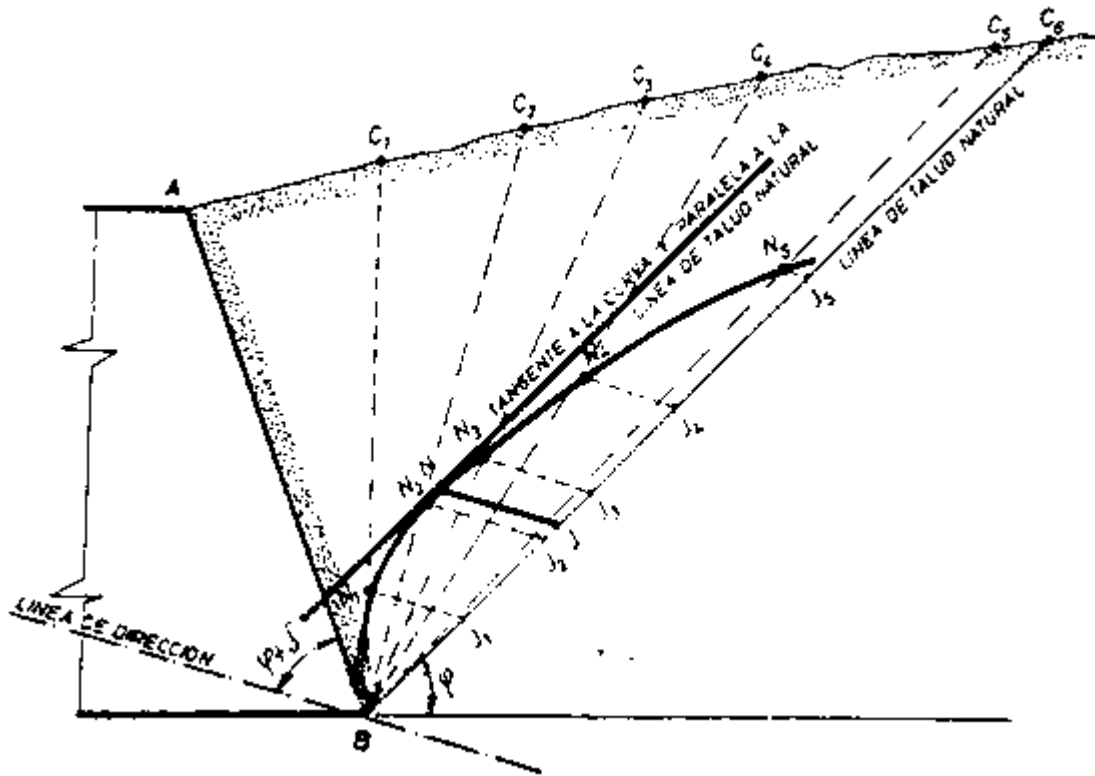


Fig. 3.7 Método de Culmann en un muro de contención (Barros; 1979: 41)

3.5 Método de Poncelet

Este es considerado un método extraordinariamente simple para obtener de una forma fácil el empuje sobre un muro determinado. Básicamente el método consiste en que conocidos los valores de ϕ y δ , obtener el plano de deslizamiento. Una vez obtenido este, se obtiene el empuje como se indica en la figura.

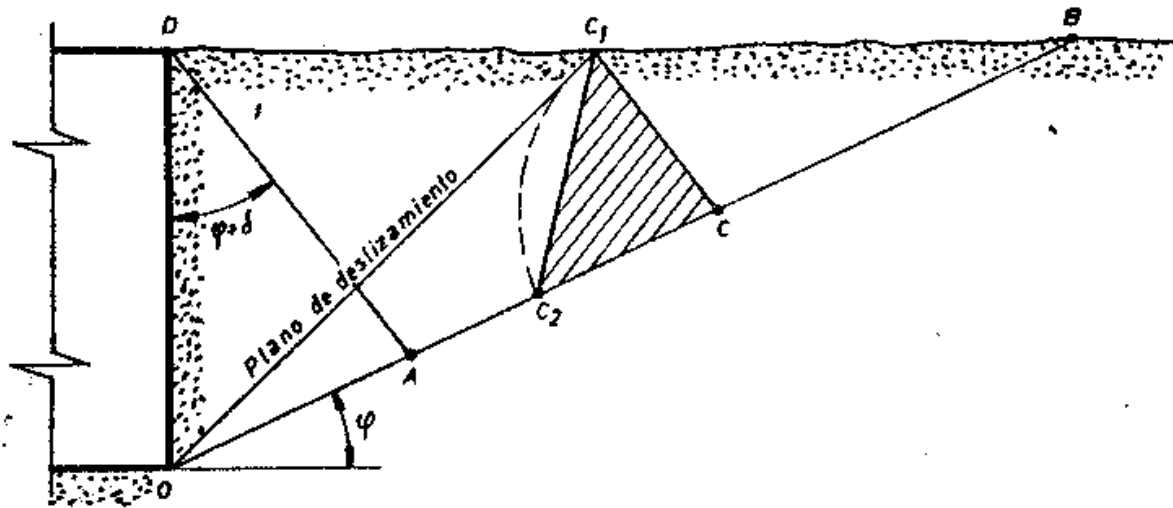


Fig. 3.8 Método de Poncelet (Barros; 1974: 47)

El primer paso es que, conocidos los valores de ϕ y δ dados por las características del terreno u del muro, se trazan las líneas OB y DA formando con la línea horizontal y con el paramento los ángulos ϕ y $\delta + \phi$ tal como se indica en la figura 3.8

Una vez determinado el punto A se halla el punto C mediante la expresión $OC = (OA \times OB)^{1/2}$. Esto debido a que OC es la media geométrica de OA y OB. Una vez conocido C, se traza por este punto una línea paralela a DA con lo que quedará definido el punto C_1 ; uniendo C_1 con O se obtiene el plano de deslizamiento. Alargando la distancia CC_1 sobre la recta OB a partir de C se obtiene el punto C_2 .

El triángulo formado por C, C_1 y C_2 se define el empuje activo de las tierras sobre el muro analizado.

3.6 Método de Rebhan

Barros (1979) indica que para una buena interpretación del método de Rebhan y para la utilización de la fórmula que el método propone, se explica brevemente las sobrecargas. Se supone un muro conteniendo tierras cuyo peso específico es γ y que a su vez sobre estas tierras exista una sobrecarga distribuida uniformemente de la cual su peso por metro es P . En este caso es práctico homogeneizar la sobrecarga con las tierras de empuje y de esta manera se facilita el cálculo.

Esto se logra suponiendo que las tierras aumentan una altura h_0 sobre su coronación. Esta es dada por la relación: $h_0 = P/\gamma$ en donde P corresponde al peso por metro de la sobrecarga y γ es el peso específico de las tierras.

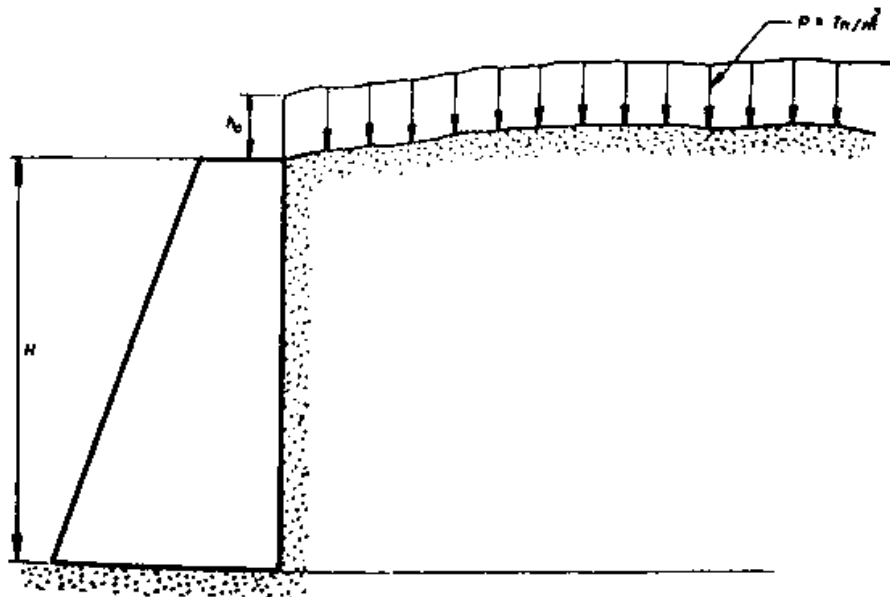


Fig. 3.9 Sobrecarga en un terreno (Barros; 1974: 50)

El primer paso de este método es que, conocidos los valores de δ y ϕ se construye una recta partiendo de C cuya inclinación respecto a la horizontal sea el

valor de ϕ . Otro tramo se hace respecto al paramento del muro y a partir de A con un ángulo de valor $\phi + \delta$. Después se traza una recta con cualquier inclinación. Esta recta corta la superficie del terreno en el punto E. Por este punto se traza una paralela a la recta definida por la inclinación $\phi + \delta$ que cortará en D_1 a la recta definida por la inclinación θ_1 . Se comprueba que los triángulos CAE_1 y CE_1D_1 tengan la misma área.

Se ensaya otro valor de la inclinación de la recta θ_2 la cual debe cortar la superficie del terreno en E_0 , se traza una paralela a la recta con una inclinación $\phi + \delta$ que cortará en D_1 a la recta definida por la inclinación ϕ . Los triángulos que determinan este nuevo trazo son el CAE_2 y el CE_2D_2 .

Ya trazada la recta de inclinación θ_2 y efectuando el mismo proceso que en los pasos anteriores y se observa (fig. 3.10) que $h'_3 = h_3$ por lo tanto ya es posible definir el empuje activo sobre la recta CD, el valor de la distancia D_3E_3 con lo que se determina el triángulo que esta rallado en la figura (fig. 3.10) y que define el empuje una vez hallada su área.

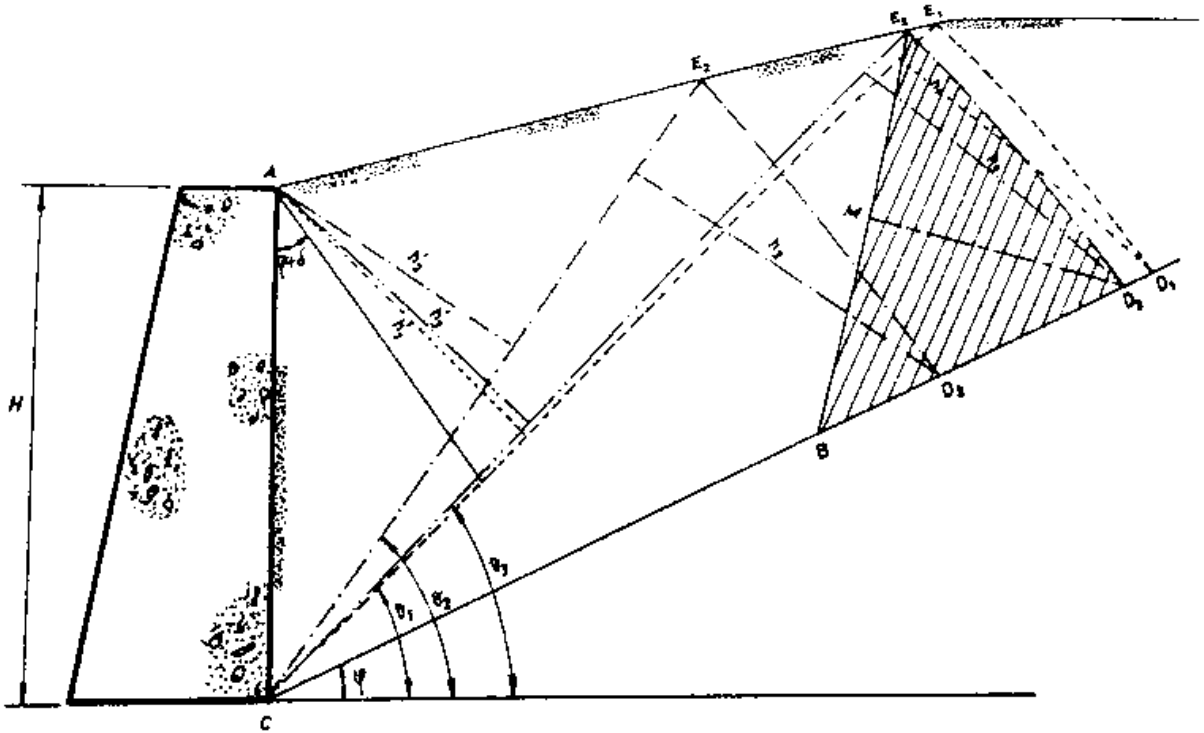


Fig. 3.10 Método de Rebhan (Barros; 1979: 52)

3.7 Teoría de Rankine

La fórmula de Rankine, según Barros (1979) proporciona un valor inmediato del empuje de las tierras sobre un muro en el caso de que este tenga el trasdós vertical. La fórmula que da este empuje y sus componentes se muestran en la siguiente figura.

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cos \lambda \frac{\cos \lambda - (\cos^2 \lambda - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \lambda + (\cos^2 \lambda - \cos^2 \phi)^{1/2}}$$

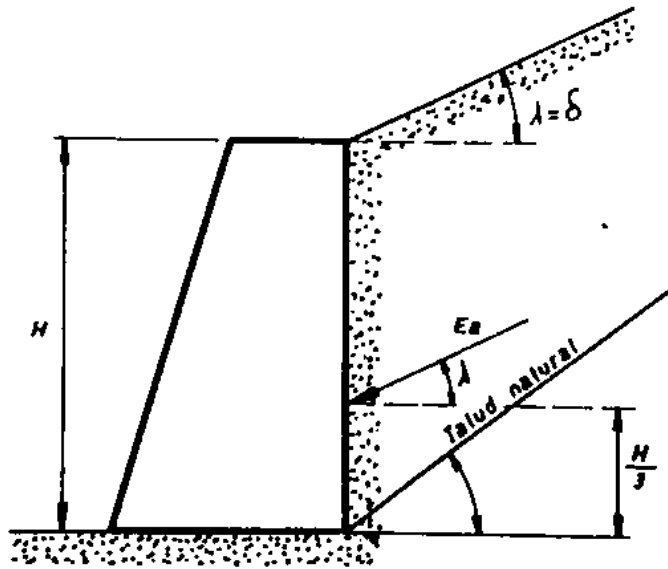


Fig. 3.11 Componentes de la fórmula de Empuje de Rankine (Barros; 1974: 55)

Esta fórmula es para analizar un ancho del muro de un metro. Se puede observar en la figura que el empuje activo E_a está aplicado a una altura de $H/3$ de la base del muro y forma con la horizontal un ángulo que es igual al que forma la superficie del terreno con la horizontal.

En el caso de que la superficie del terreno sea horizontal, es decir, que forme un ángulo cero con la horizontal, se sustituye el término $\cos \lambda = \cos 0 = 1$ en la fórmula de Rankine, con lo cual se obtiene la fórmula mostrada a continuación que es la que se usa en estos casos:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cos \lambda \frac{1 - (1 - \cos^2 \phi)^{1/2}}{1 + (1 - \cos^2 \phi)^{1/2}}$$

Y simplificando la fórmula, se obtiene entonces:

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

El termino formado por $\operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2)$ es el peso específico del fluido equivalente, esto debido a que el empuje activo resultante es el mismo que se obtendría en el supuesto caso de que el muro se encontrara soportando la acción de un líquido de peso específico $\operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2)$.

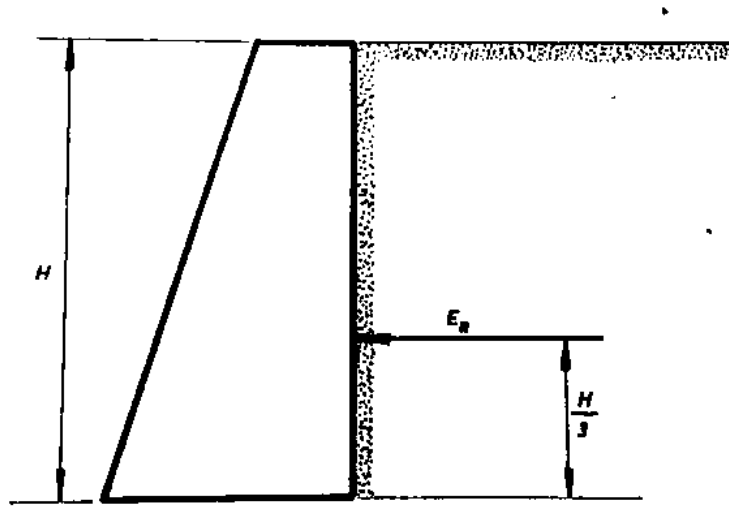


Fig. 3.12 Empuje activo en un muro con terreno horizontal. (Barros; 1979: 57)

“Por más que se diseñe un muro siempre sufre de un corrimiento de orden muy pequeño y que no afecta en absoluto a la estabilidad del muro. Por el contrario el corrimiento de pequeño valor que se ha indicado es el que hace que aparezca el empuje pasivo y entonces es cuando ya se puede calcular la obra de acuerdo con este empuje que vendrá a apoyar la función que el muro tiene en la contención de que es objeto y para cuyo fin ha sido construido.” (Barros; 1974: 58-59)

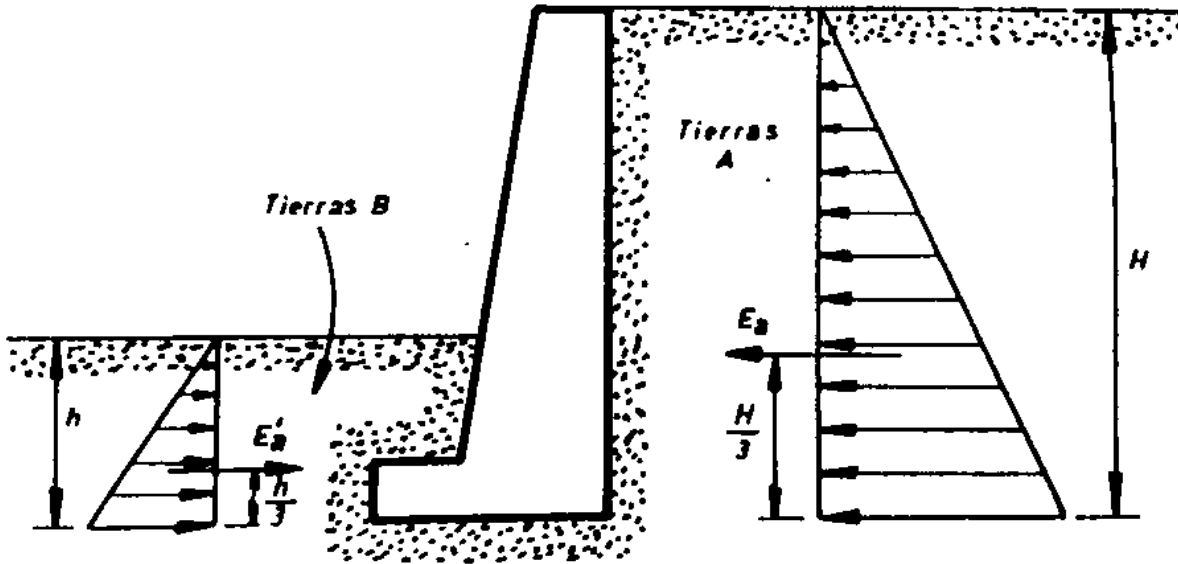


Fig. 3.13 Empuje Pasivo sobre un muro de Contención (Barros, 1979; 59)

El empuje activo es de dudosas aplicaciones y se debe tener precaución con su utilización ya que esto puede resultar en que el desplazamiento no sea lo suficiente como para que surja el empuje pasivo. El empuje pasivo tiene como función ayudar a estabilizar el muro contra el corrimiento debido al empuje activo. Se calcula de la siguiente manera:

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

CAPÍTULO 4

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En el siguiente capítulo se presenta detalladamente la macro y micro localización del presente proyecto.

5.1 Generalidades

En este capítulo está contenido a detalle todo aquel dato que es necesario para la localización del proyecto así como las características del entorno del mismo. Esto con la finalidad de que la persona que revise este tenga una visión clara del lugar sobre el cual se trabaja.

4.2 Alcance del proyecto

En el proyecto presentado se diseña un muro de contención por gravedad a base de mampostería de piedra caliza. Una vez realizado el proyecto, se revisan los factores de seguridad que el mismo debe cumplir para afirmar o negar que el muro sea indicado para el entorno que en este capítulo se está describiendo.

4.3 Macro localización

La ciudad de Uruapan se localiza en las coordenadas 19°25' de latitud Norte y 102°03' de longitud Oeste, a una altura de 1, 620 metros sobre el nivel del mar. Asentada dentro del eje neovolcánico mexicano, al centro-occidente del estado de Michoacán, tiene una extensión territorial total de 954.17 km²., Su distancia a la capital del Estado (Morelia) es de 120 km.



Fig. 4.1 Localización de Uruapan en Michoacán (izquierda) y localización de Uruapan en México (derecha) (Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan>)

4.4 Antecedentes

Uruapan está inmersa en el eje neovolcánico mexicano, al centro-occidente del estado de Michoacán, tiene una extensión territorial total de 954.17 km². Limita con los municipios de Los Reyes, Charapan, Paracho, Nahuatzen, Tingambato, Ziracuaretiro, Taretan, Nuevo Urecho, Gabriel Zamora, Parácuaro, Nuevo Parangaricutiro, Tancítaro y Peribán.

4.5 Geología del sitio.

La geología de la zona en estudio queda clasificado por el Servicio Geológico Mexicano (SGM), en la carta E13-3, TplQpt A-B, suelos representados por andesitas y basaltos, de la era Cenozoica, periodo Cuaternario, y época Pleistoceno, así como suelos aluviales Qal, representados por tobas limo-arenosas que se localizan en gran parte de la ciudad.

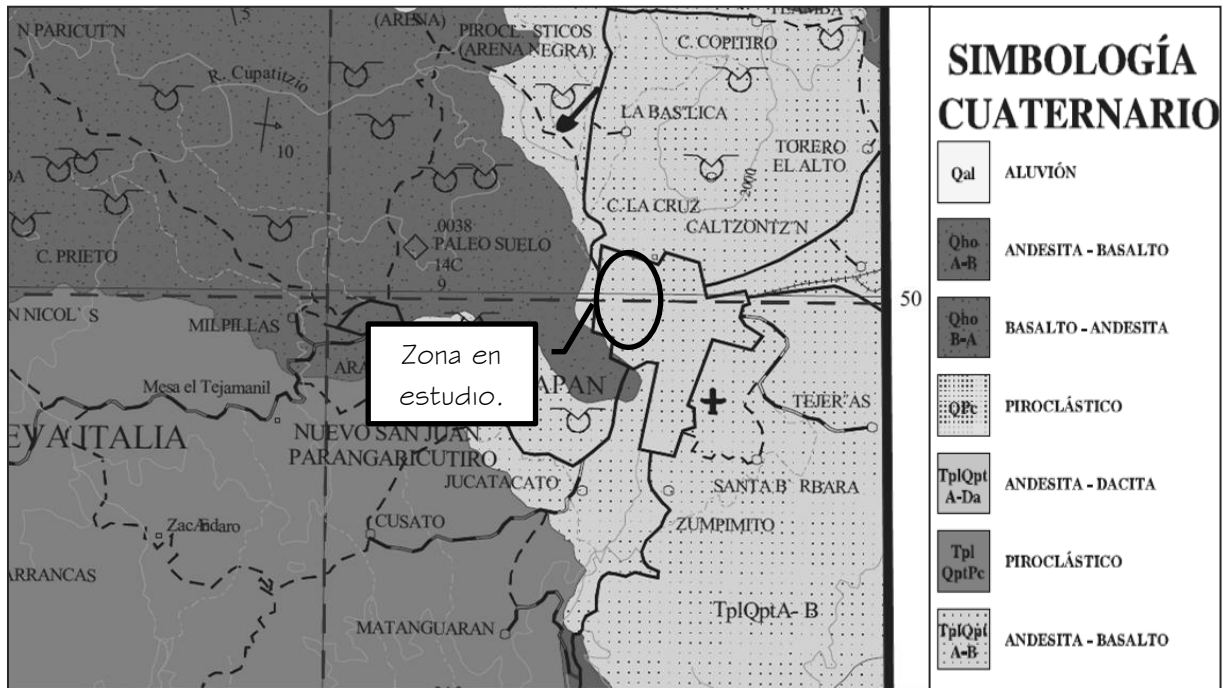


Fig. 4.2 Carta geológica de la zona en estudio (fuente: SGM).

4.6 Sismología General.

La sismología general de la ciudad de Uruapan Michoacán, queda integrada por las condiciones establecidas en el RCEM, dentro del capítulo XXXI y artículos que lo integran, estableciendo la ciudad de Uruapan dentro zona C, para la cual el mismo reglamento proporciona las condiciones para el diseño de las estructuras.

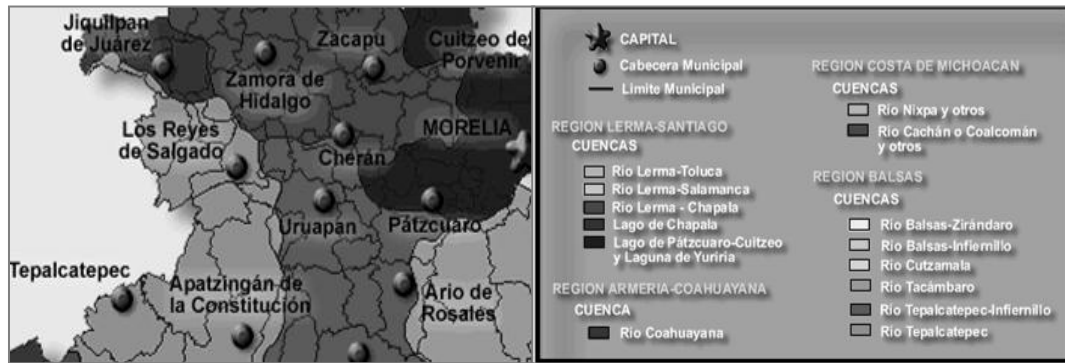


Fig. 4.4 Carta Hidrográfica de la zona en estudio. (Fuente: INEGI)

Su clima es templado y tropical con lluvias en verano y templado subhúmedo con lluvias en verano.



Fig. 4.5 Carta climática de la zona en estudio. (Fuente: INEGI)

Se tiene una precipitación pluvial anual de 1, 760 milímetros y una temperaturas que oscilan entre 12.0° a 24.0° centígrados.

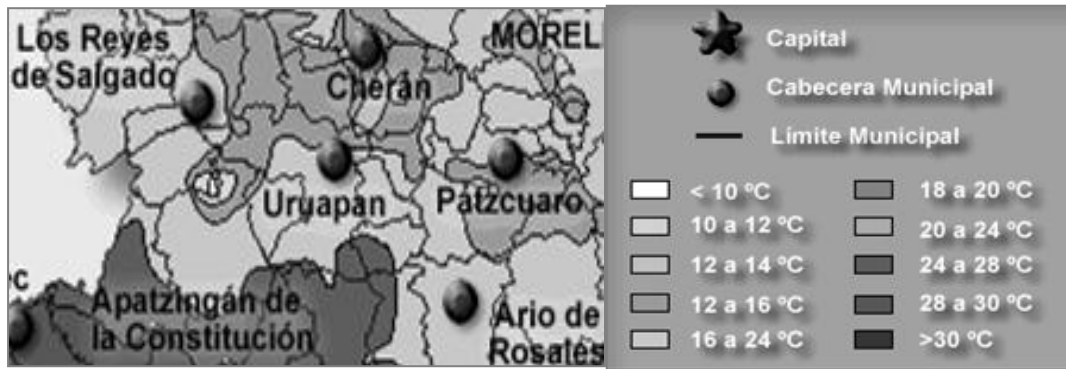


Fig. 4.6 Carta Isotérmica de la zona en estudio. (Fuente: INEGI)

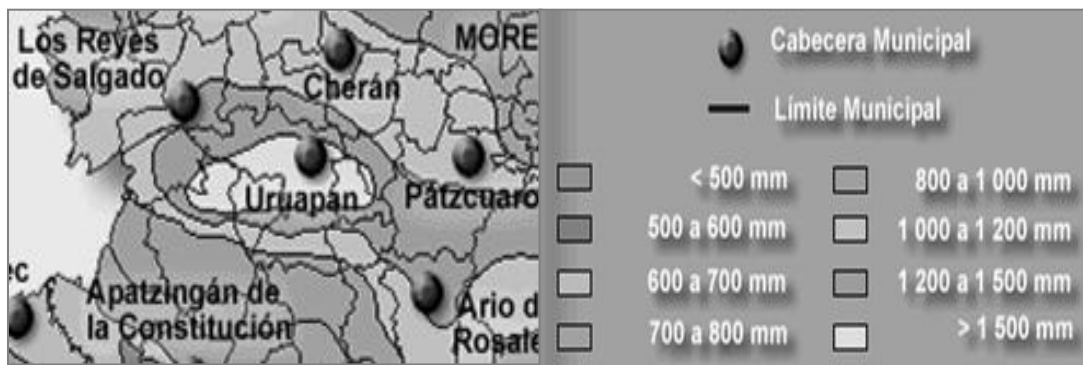


Fig. 4.7 Carta Isoyetas de la zona en estudio. (Fuente: INEGI)

4.8 Topografía.

La topografía que presenta el predio es plana, en las zonas descubiertas que se presentan ya que se tienen construcciones aun edificadas. La zona específica del estudio es zona urbana.



Fig. 4.8 Topografía de la zona. Carta topográfica de INEGI (fuente: INEGI)

4.9 Micro Localización del terreno

El terreno donde se hizo el estudio está ubicado dentro de la Universidad Don Vasco, ubicada en la Entronque carretera a Pátzcuaro número 1100, Col. Don Vasco, Uruapan, Michoacán, México. El muro supuesto pretende ubicarse en los límites de la Universidad con el Seminario Menor de Uruapan, en el lugar el terreno se usa como estacionamiento.



Fig. 4.9 Localización del terreno donde se pretende desplantar el muro dentro de la Universidad Don Vasco (Fuente: <https://maps.google.com.mx/>)

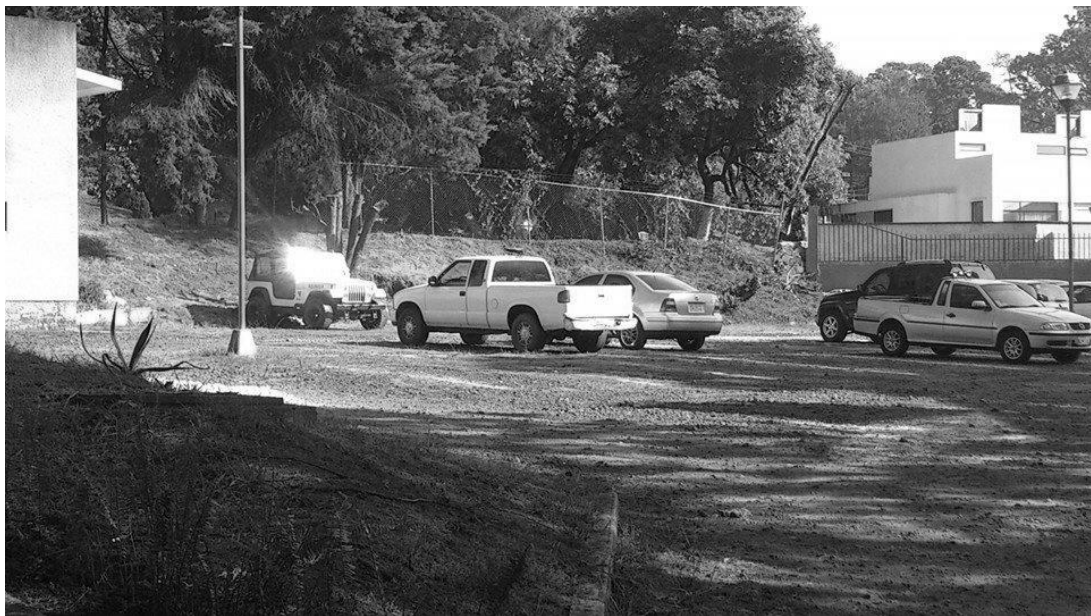


Fig. 4.10 Límite del terreno donde se pretende ubicar el muro (Fuente: Propia)

4.10 Estado físico actual

El terreno es usado en la actualidad como estacionamiento. En sus alrededores tiene el laboratorio de Hidráulica y de Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad.

CAPÍTULO 5

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se presenta la descripción metodológica que se utilizó en el desarrollo de la investigación. Se mencionará el método empleado, el enfoque de investigación, el alcance de la investigación así como el diseño de la misma y los instrumentos de recopilación de información, concluyendo con la descripción del proceso de investigación.

El encuadre del presente es un enfoque de investigación cuantitativo descriptivo no experimental.

5.1 Descripción metodológica

Una de las cualidades esenciales del ser humano es la tendencia a tratar de comprender y explicar el mundo que le rodea y buscarle un sentido a las cosas. Esta capacidad constituye un motor que ha impulsado al hombre a lograr el avance de la ciencia y la tecnología. Investigar significa averiguar, indagar, buscar. Las diferencias entre la investigación empírica y la científica son el método y la técnica.

El objetivo principal de la investigación científica es la descripción, explicación y predicción de la conducta de los fenómenos, es decir, la búsqueda de nuevos conocimientos.

En este apartado se extiende el enfoque en el que se fundamenta el presente, para este caso será el método matemático. El ser humano fácilmente capta la noción de cantidad, sin darse cuenta de que se aplica un procedimiento científico existe la

tendencia a comparar cantidades para obtener nociones derivadas, de importancia, valor económico y capacidad.

5.2 Enfoque de investigación

En cualquier investigación que asiente números de relaciones constantes, variedad de hipótesis, diversidad de comprobaciones y éstas se tomen en cuenta para afirmar o negar algo, se está haciendo aplicación del método cuantitativo. Por dicha razón, se considera que la presente investigación es precisamente de tipo cuantitativo.

El enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a una siguiente y no se puede eludir pasos, el orden debe ser riguroso aunque es posible redefinir fases. La proyección inicial deberá tomar en cuenta todo esto y definir un modelo de investigación que abarque todos los requerimientos, sin embargo este podrá cambiarse para ser adecuado conforme se tenga avance en la investigación.

“Parte de una idea, que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables, se desarrolla un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas (con frecuencia utilizando modos estadísticos), y se establece una serie de conclusiones respecto a la(s) hipótesis” (Hernández, 2008: 4)

Para este método, las hipótesis se generan antes de recolectar y analizar los datos, es decir que son suposiciones o creencias que deben ser corroboradas o

desechadas con los resultados que se obtienen. La recolección de los datos se fundamenta en la medición; misma que se lleva a cabo con la utilización de procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica. (Hernández, 2008)

Debido a que los datos son producto de mediciones, deben ser representados con números (cantidades) y se analizan a través de métodos estadísticos. En el proceso se busca el máximo control, la investigación debe ser lo más objetiva posible, los fenómenos observados y medidos no deben ser afectados por el investigador en ningún momento.

5.2.1 Alcance de la investigación

La presente investigación es considerada como descriptiva. Los estudios descriptivos tienen como objetivo especificar las propiedades, características y los perfiles de las personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que sea sometido a un análisis. (Hernández, 2008)

Dichos estudios únicamente tienen la intención de medir o recolectar información de manera ya sea independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, es decir, que su objetivo no es el de indicar como se relacionan las mismas. Los estudios descriptivos son útiles para mostrar de manera precisa los ángulos o dimensiones de un fenómeno.

5.2.2 Diseño de la investigación

El término diseño se refiere al plan o estrategia concebida para obtener la información que se desea. En el enfoque cuantitativo el investigador debe utilizar sus diseños para analizar la certeza de las hipótesis formuladas en un contexto particular o para aportar la evidencia respecto a los lineamientos de su investigación.

Para el enfoque cuantitativo, la calidad de una investigación estará relacionada con el grado en que se aplique el diseño tal como fue preconcebido. Sin embargo, en cualquier tipo de investigación el diseño debe ajustarse ante posibles contingencias o cambios en la situación.

El diseño empleado es el de no experimental cuantitativa, esto es que la investigación se realiza sin manipular deliberadamente las variables. Es decir que se trata de estudios donde no se hace variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto en otras variables. Lo que se hace es observar fenómenos tal como se dan en su contexto natural. (Hernández, 2008)

En un estudio no experimental no se genera ninguna situación, se observan situaciones ya existentes que no son provocadas intencionalmente. En el análisis que se realiza en este trabajo, se observará las diferencias entre una estructura al usar un método u otro, sin embargo esto no es provocado ya que los resultados arrojados son producto de la evolución de la construcción y no dependen directamente del proyectista.

Esta investigación es sistemática y empírica en la cual las variables independientes no se manipulan porque ya han sucedido. Las inferencias sobre las

relaciones entre las diferentes variables se realizan sin necesidad de la intervención o influencia directa y las mismas se observan tal como se han dado en su contexto natural.

La investigación no experimental a su vez se cataloga en dos tipos: por su dimensión temporal o el número de momentos o puntos en el tiempo, en los cuales se recolectan los datos. La investigación se centra en analizar cuál es el nivel o modalidad de una o diversas variables en un momento dado. En este caso el diseño apropiado es el transversal o transeccional. Ya sea que su alcance inicial o final sea exploratorio, descriptivo, correlacional o explicativo.

El diseño de investigación transeccional o transversal recolecta datos en un solo momento y en un tiempo único. “Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Es como tomar una fotografía de lo que sucede.” (Hernández, 2008: 151)

5.3 Instrumentos de recopilación de información

Los elementos utilizados en la investigación se listan a continuación:

- Office Excel: utilizado para la realización de tablas empleadas en el cálculo de los empujes sobre el muro, además de comprobación de coeficientes de seguridad.
- Software AutoCAD 2009: utilizado para el trazado de los planos de las estructuras ya mencionadas y para presentación.

5.4 Descripción del proceso de investigación

Primeramente, se planteó una problemática en la cual se centra la investigación, se delimitó y se hizo una hipótesis principal con la cual se trabaja a lo largo de toda la investigación. Como segundo paso, se realizó una investigación documental sobre artículos y/o escritos ya existentes sobre el tema a tratar, obteniendo amplios resultados en la biblioteca de la institución así como en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la misma.

Para la investigación de campo, se realiza un levantamiento topográfico en los terrenos de la Universidad Don Vasco, en los límites de la misma con el Seminario ubicado a espaldas de ella. Una vez realizado el levantamiento, con los datos obtenidos se creó un perfil topográfico, sobre el cual se plantea una suposición de dimensionamiento de un muro de contención a base de mampostería.

Una vez hecho el dimensionamiento, se revisan los diferentes factores de seguridad que por norma se deben de cumplir para decir con certeza si el muro es seguro, es estable y sobre todo si el suelo sobre el cual es desplantado es capaz de soportarlo sin que ello afecte su entorno. Todos los factores deben cumplirse para asegurar que la estructura supuesta es la indicada para el caso presentado.

Por último, con los resultados obtenidos se plantea una conclusión tomando en cuenta todo lo que se observa a lo largo de la investigación y se justifican los resultados obtenidos para que el proceso sea considerado exitoso.

CAPÍTULO 6

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

En el presente capítulo se presenta el análisis matemático que se realizó con el objetivo de obtener las cantidades totales en pesos requeridos, cargas transmitidas y propiedades del terreno de la obra denominada muro de contención en los terrenos de la Universidad Don Vasco. A continuación, se muestra un plano del terreno de la universidad donde se indica el lugar supuesto para el presente proyecto donde será desplantado el muro diseñado.

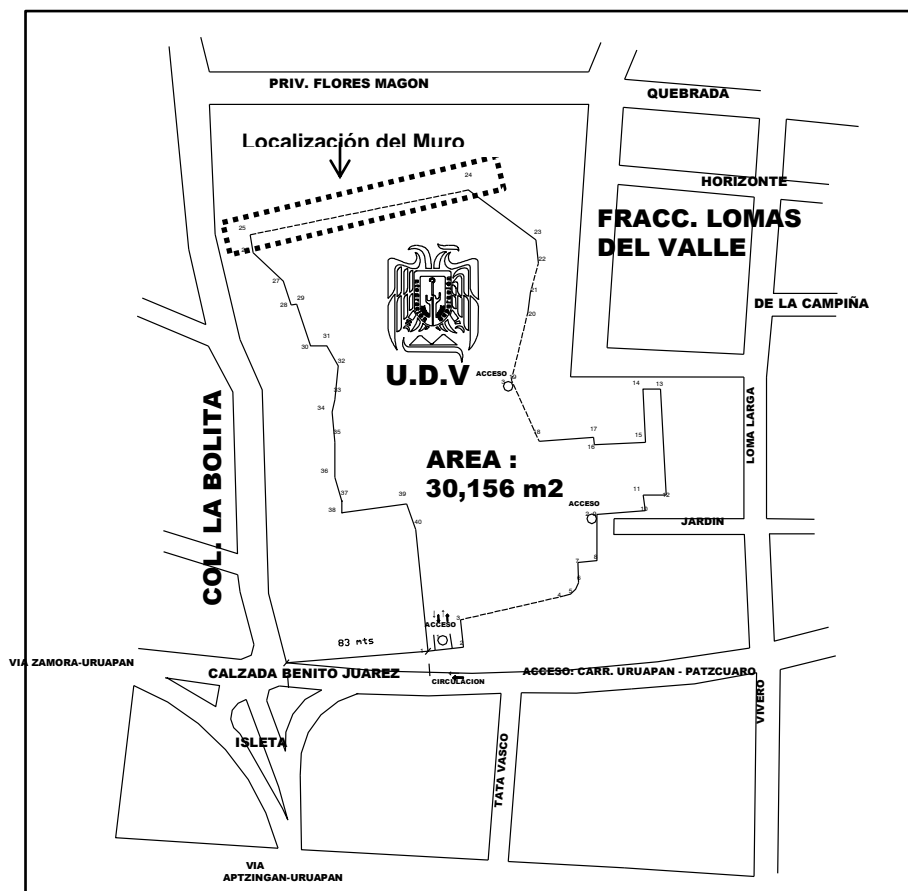


Imagen 6.1 Plano de la Universidad Don Vasco con localización del Muro supuesto

Fuente: UDV

6.1 Información disponible

Se diseña un muro que se planea para un terreno ubicado dentro de la Universidad Don Vasco, en los límites de la misma Universidad con el Seminario Menor Católico de Uruapan, con la finalidad de que sirva de soporte para el talud que el terreno posee.

El desnivel existente en el terreno se midió a través de un levantamiento topográfico, el cual dió como resultado el siguiente perfil.

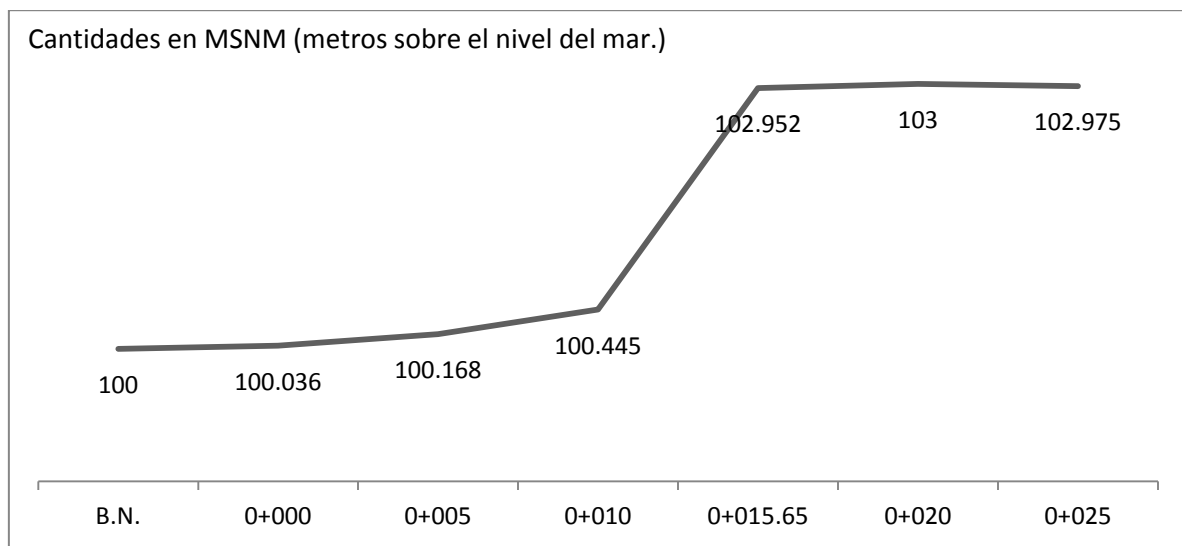


Fig. 6.2 Perfil Topográfico del terreno de desplante

Fuente: Propia

Además del conocimiento del perfil topográfico del terreno de desplante, es igualmente importante hacer un estudio de Mecánica de Suelos del sitio para determinar de manera confiable en un laboratorio las propiedades del suelo, el tipo de suelo sobre el cual se trabaja y su capacidad de carga, ya que estos son datos

indispensables para el cálculo del muro, debido a que el tipo de suelo indicará el método más adecuado para el cálculo.

6.2 Concentrado de Resultados del Estudio de Mecánica de Suelos.

Capa Superficial: Capa Superficial compuesta de material orgánico como pasto o tierra, ya que el terreno se encontraba sin limpiar.

Estrato dos: Capa compuesta por un material fino de tipo limoso color chocolate, con un espesor de aproximadamente 30 centímetros.

Estrato tres: Tiene un espesor de aproximadamente 80 centímetros, es el que se eligió para realizar las pruebas con el penetrómetro.

Estrato cuatro: Tiene un espesor de aproximadamente 50 centímetros.

No se encontró nivel de agua freática, la exploración terminó a una profundidad de 2.00 metros.

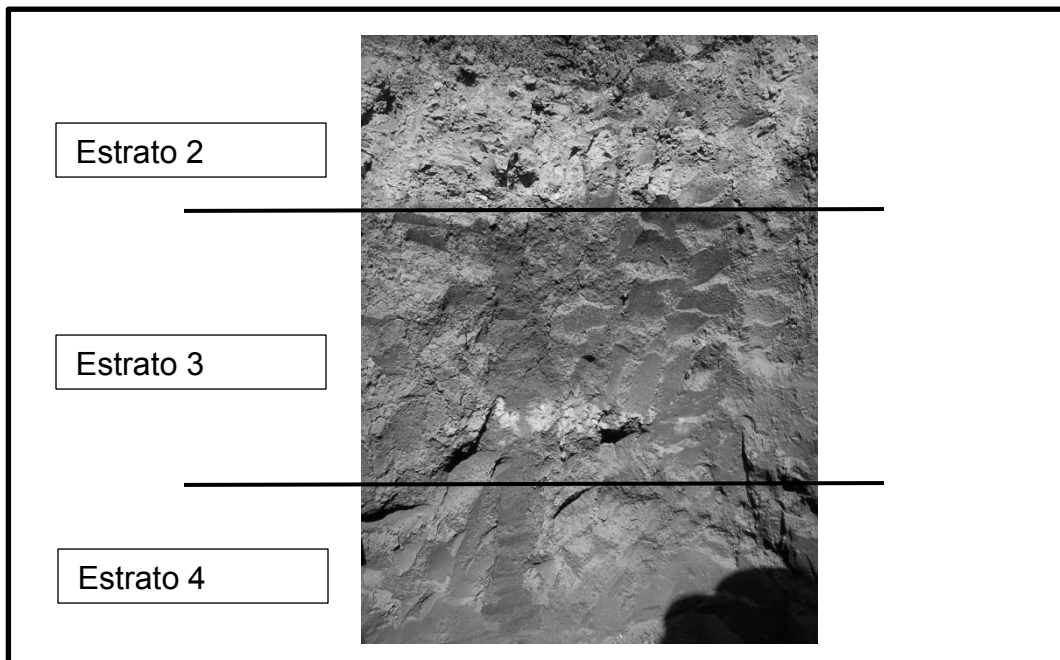


Fig. 6.3 Estratos del suelo. Fuente: Propia

Las pruebas realizadas para el estudio geotécnico de los materiales extraídos, dieron como resultado los valores que a continuación se muestran. Sondeo 1

PRUEBAS REALIZADAS.	SONDEO 1	
	CAPA SUPERFICIAL	ESTRATO 1
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO. (M)	DE 0,00 A 0,30	DE 0,30 A 2,00
DESCRIPCIÓN OCULAR DEL SUELO.	Material compuesto de capa vegetal	Material fino de tipo limoso color café
NIVEL DE AGUA FREÁTICA.	NO	NO
	GRANULOMETRÍA	
PESO VOLUMÉTRICO SECO SUELTO PVSS. (Ton/m ³)	-	0,300
% SOBRETAMAÑOS >7,5 cm (3")	-	0,00
% GRAVAS. Pasa 5,08 cm (2") y retenido en 4,76 cm (Malla No. 4)	-	0,00
% ARENAS Pasa 4,76 cm (Malla No.4) y retenido en 0,0074 cm, (Malla No. 200)	-	0,0063
% FINOS. Pasa 0,0074 cm. (Malla No. 200)	-	0,2594
CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA.	-	Material Fino, Aparentemente limo
	LIMITES DE CONSISTENCIA	
HUMEDAD NATURAL (%)	-	-
LÍMITE LÍQUIDO. (%)	-	51.65
LÍMITE PLÁSTICO. (%)	-	50.39
ÍNDICE PLÁSTICO. (%)	-	0.65
CONTRACCIÓN LINEAL (%)	-	4,00

CLASIFICACIÓN LÍMITES.	-	MH
DESCRIPCIÓN SUCS.	-	Limos inorgánicos de alta compresibilidad.
	COMPRESIÓN TRIAXIAL RAPIDA	
PESO VOLUMÉTRICO PROM. (Ton/m ³)	-	1210,00
COHESIÓN (Ton/m ²)	-	5,5
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)	-	8,0
	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	
DENSIDAD DE SÓLIDOS.	-	2,18
CARGA DE PRECONSOLIDACIÓN (Ton/m ²)	-	6,00

Además, con las pruebas de compresión triaxial rápida y consolidación, se obtuvieron los valores de resistencia del suelo a la profundidad donde se obtuvieron las muestras inalteradas, con estos resultados que son los valores de peso volumétrico y la profundidad de desplante, es posible calcular la capacidad de carga del suelo.

Determinación de la capacidad de carga en campo utilizando el penetrómetro de bolsillo. En campo, se determinó la capacidad de carga por medio de la utilización del penetrómetro de bolsillo, el cual determina de forma rápida una relativa capacidad de carga sin confinar de cada uno de los estratos encontrados, a continuación presentamos las lecturas obtenidas y los resultados obtenidos en este ensaye, utilizando un F.S. de 3 para la determinación de la Qadm.

Sondeo uno:

Sondeo / Ubicación	Estrato	Prof. Aplicación (m)	Descripción Ocular del Estrato	Lecturas Obtenidas Mpa	Q total Mpa	Q total Kg / cm ²	Q adm ton / m ²
Sondeo Uno / Casa Habitación	3	-1.4	Material Fino Tipo Limoso de Color Café Chocolate	0.125	0.19	1.9	6.33
		-1.4		0.225			
		-1.4		0.375			
		-1.4		0.225			
Sondeo Uno / Casa Habitación	4	-2	Material Fino Tipo Limoso de Color Café Chocolate	0.375	0.28	2.8	9.33
		-2		0.325			
		-2		0.35			
		-2		0.35			

Fig. 6.4 Capacidad de Carga según penetrómetro. Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos.

Para la capacidad de carga en laboratorio por medio de pruebas de resistencia al corte de los suelos se toma como base el ensaye de compresión Triaxial Rápida, tenemos una capacidad admisible para el Sondeo Uno, Estrato Uno a una profundidad de 1,80 m, a partir del nivel de terreno natural actual:

Capacidad de Carga según Terzaghi					
Datos Requeridos			Factores		
C (ton/m ²)	=	5.5	Nc	=	7.53
Df (mt)	=	1.5	Nq	=	2.06
B (mt)	=	1	Ng	=	0.86
γ (ton/m ³)	=	1.21			
φ (grados)	=	8			

Capacidad de Carga Obtenida		
q_u	=	45.815 ton/m ²
$q_{adm} = q_u/3$	=	15.272 ton/m ²

Una vez obtenida la capacidad de carga admisible, es decir q_{adm} , se puede comenzar con el diseño del muro como se muestra a continuación.

6.3 Dimensiones supuestas para el muro.

Ya que la altura del talud es de 2.78 metros, la altura del muro que se propondrá no rebasará los 3.5 metros. Debido a las propiedades del terreno, al talud presente en él y al material usado (es decir, mampostería de piedra caliza) se propone elegir el muro de gravedad como la mejor opción para este caso, cuyos componentes estructurales son una base de concreto simple y un muro (alma) de mampostería

Su diseño, además de los requerimientos de estabilidad, considera la revisión de su sección transversal para satisfacer los efectos de flexión y cortante (desarrollados por la presión lateral) comparados con los requerimientos de diseño para concreto. De acuerdo con la CFE, las bases para el predimensionamiento de este tipo de muro, deben ser como las proporciones que se indican en la siguiente figura.

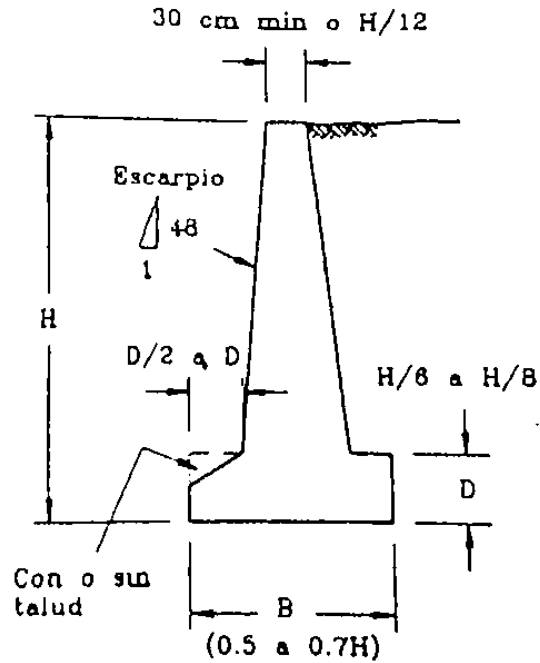


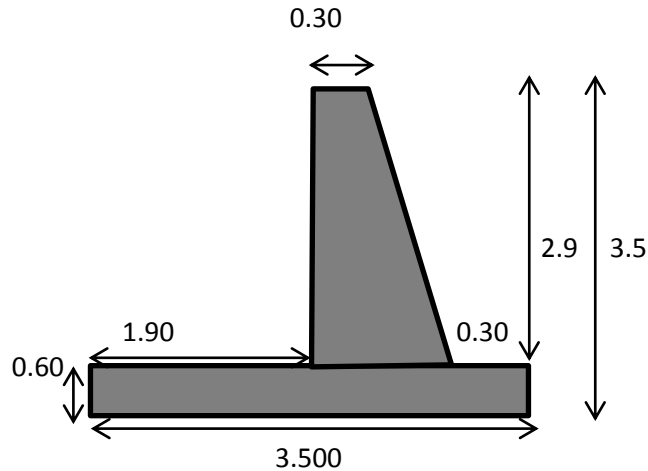
Fig. 6.5 Predimensionamiento de un Muro de Gravedad

Fuente: CFE, 1981: Tabla A.3.3

Tomando como guía estas condiciones, se supone el siguiente dimensionamiento.

Datos del muro:

Altura total del muro (H_t):	3.5 mts
Corona (ζ):	0.300 cm
Corona redondeada (ζ_r):	0.300 cm
Propuesta del espesor de la base del cimiento "D" :	
0.583 a 0.438 se tomará	0.600 mts
Propuesta de la base del cimiento "B" :	
1.750 a 2.450 se tomará	3.500 mts
Escarpio (Es):	01:48
Profundidad de desplante (z):	0.5 mts



6.4 Determinación del Empuje Activo

Según los datos que se obtuvieron del suelo, se sabe que estamos trabajando con un suelo de tipo Cohesivo Friccionante (posee un ángulo de fricción interna y cohesión). A continuación se procederá a analizar el suelo en cuestión con el método de las ecuaciones de Rankine para determinar cuál será el Empuje Activo (E_A) del suelo.

Calculo del empuje activo (Rankine):

$$\text{Empuje activo (} E_A \text{): } \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2 - 2C N\theta^{1/2} H}{N\theta}$$

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

$$N\theta = \text{Tang}^2 (45 + \theta/2) = \text{Tang}^2 (49)$$

$$N\theta = 1.323$$

Una vez obtenido el valor de $N\theta$ se sustituye en la ecuación de Rankine para obtener el valor del Empuje Activo.

$$E_A (\text{ton/m}^2) = \frac{1}{2.646} (1.21) (12.25) - 2(5.5) (1.150) (3.5)$$

$$E_A (\text{ton/m}^2) = -38.68151692$$

Como puede observarse, el valor del Empuje Activo obtenido con este método es negativo. Esto indica que la fórmula de Rankine no es aplicable para este ejemplo, por lo cual se busca una alternativa de solución. En este caso, esta alternativa consiste en emplear la fórmula del Método Semiempírico de Terzaghi. La fórmula es:

Calculo del empuje activo (Terzaghi):

$$\text{Empuje activo (} E_A \text{): } \frac{1}{2} K_h H^2$$

En este caso, para encontrar el valor de K_h se recurre a unas gráficas especiales para este método. La gráfica utilizada para este ejemplo es la siguiente:

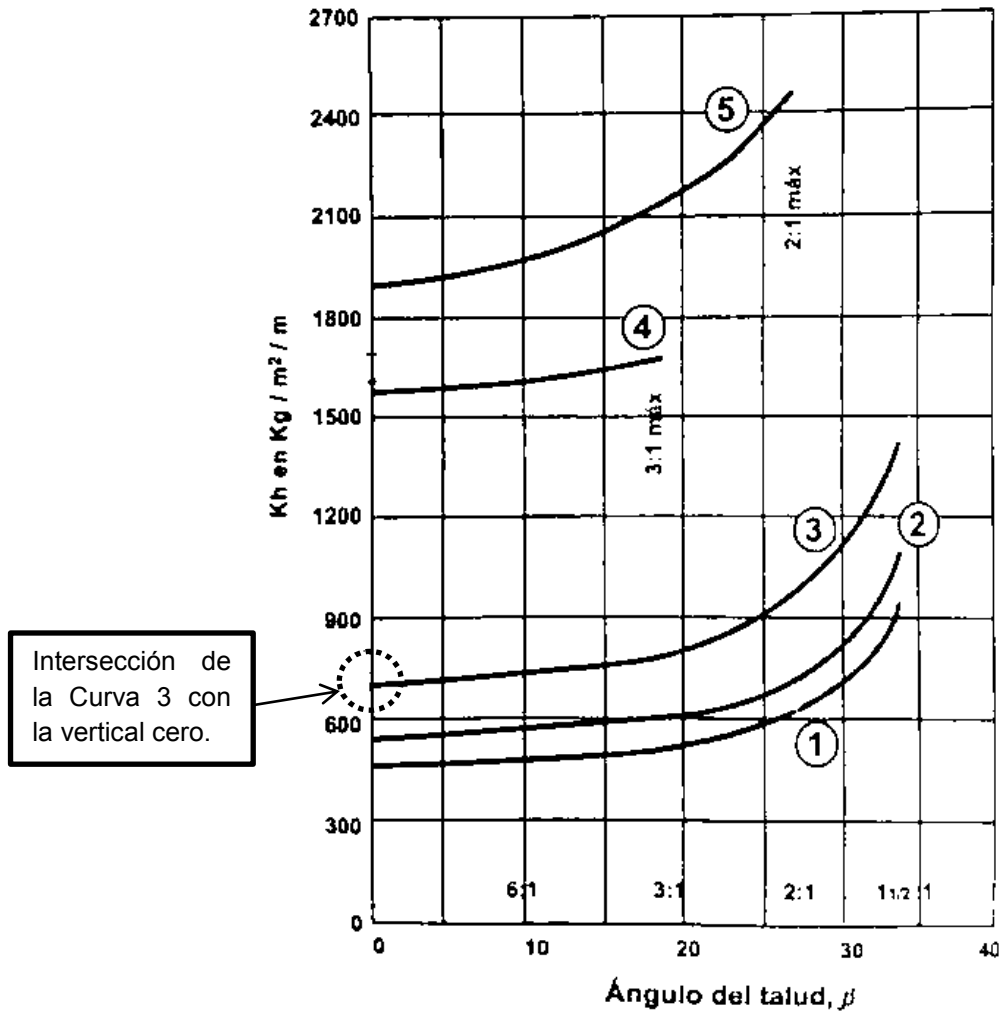


Fig. 6.6 Gráfica del Método Semiempírico de Terzaghi.

Para encontrar el valor de K_h se observa primeramente, que como ya se indicó el ángulo del talud β es de cero. Esto quiere decir que el valor se busca en la primera línea vertical cuyo valor corresponde a cero. Después se observa que el tipo de suelo con el que se está trabajando es de tipo 3, entonces se debe buscar la intersección de la curva que tiene el número 3, con la vertical correspondiente a cero. Haciendo una aproximación, se concluye que el valor será de 700, la intersección se observa en la figura 6.6

Si el muro está desplantado sobre un terreno blando, las deformaciones producidas pueden llegar a provocar un aumento considerable en las presiones sobre él, por dicho motivo Terzaghi recomienda que el valor obtenido de la gráfica se aumente en un 50%. Este porcentaje contempla también un 10% por zona sísmica, con lo que se protege al muro contra esta condición.

Entonces al multiplicar el valor de $K_h = 700$ por 1.5 (para aumentar el 50%) se obtiene que el valor de K_h que se usa para la fórmula es $K_h = 1050$. Ya obtenido ese valor, se procede a la resolución de la ecuación para el Empuje Activo, y esto queda de la siguiente manera:

$$E_A (\text{ton/m}^2) = \frac{1}{2} (1050) (3.5)^2$$

$$E_A (\text{ton/m}^2) = 6.431$$

Para calcular el punto de acción de esta fuerza, se hace lo siguiente:

$$\text{El empuje activo se ubica a : } \frac{H}{3} = 1.167 \text{ mts}$$

Ya conocidos ambos valores, el último paso en el Empuje Activo es calcular el momento actuante. Este se calcula a través de una multiplicación, de la fuerza aplicada que es E_A por el punto de acción, que es de 1.167 metros. El Momento Actuante queda entonces así:

Determinación del Momento Actuante

$$M_{act} = (E_A) (\text{Punto de acción}) = (6.431) (1.167)$$

$$\therefore M_{act} = 7.505 \text{ ton/m}$$

6.5 Determinación del Empuje Pasivo.

Para el cálculo de esta fuerza, se recurre nuevamente a la fórmula de Rankine. La ecuación queda así:

Calculo del empuje pasivo (Rankine):

$$\text{Empuje pasivo (} E_p \text{): } \frac{1}{2} \quad N\theta \gamma H^2 + 2C N\theta^{1/2} H$$

$$\frac{1}{2} \quad (1.323) \quad (1.21) \quad (0.36) \quad + \quad (11) \quad (1.150) \quad (0.60)$$

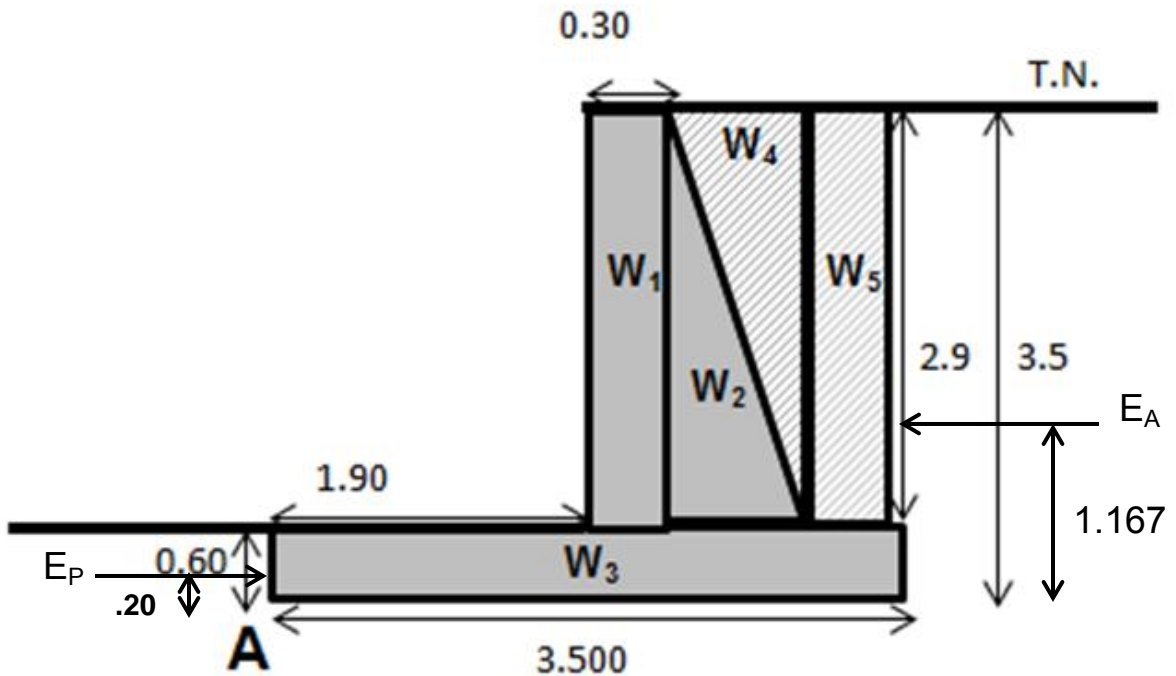
$$E_p (\text{ton/m}^2) = 7.880$$

En esta ocasión el empuje resulta positivo, por lo cual la ecuación es adecuada y se toma ese resultado como correcto. Ahora, se debe calcular el punto de acción de esta fuerza, el cual es:

$$\text{El empuje pasivo se ubica a : } \frac{h}{3} = 0.200 \text{ Mts}$$

Estos datos forman parte del Momento Resistente, este Momento es el encargado de contrarrestar la acción del Momento Actuante. Los componentes del

Momento Resistente, son todas las fuerzas que ayudan al Muro a mantenerse en su lugar, es decir: el Empuje Pasivo, las fuerzas que la estructura provoca y las fuerzas que el terreno transmite al muro para ayudarlo a mantenerse en su lugar. Esto se muestra a continuación:



Las partes rellenas son las que conforman al muro. Para fines del cálculo, serán llamadas W_1 , W_2 y W_3 . Las partes que están achuradas, corresponden a las fuerzas que el terreno transmite al muro y que también deben tomarse en cuenta para el cálculo del Momento Resistente. Sabiendo esto, se elabora la siguiente tabla:

Parte	Peso (Toneladas)	Brazo (m)	Momento (Ton*m)
W1	2.001000	2.050	4.102050
W2	3.335000	2.533	8.448667
W3	4.410000	1.750	7.717500
W4	1.754500	2.867	5.029567
W5	1.052700	3.350	3.526545
Ep	7.879584	0.20	1.575917
	12.553200		30.400245

Para determinar el peso de cada parte, se debe de sacar en primer lugar el área de cada una de ellas, después se multiplica por el peso específico, en el caso de W_1 y W_2 ese corresponde al peso de la mampostería, el cual es de 2.3 ton/m^3 , en el caso de W_3 se usa el del concreto simple de resistencia $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ya que esta es la resistencia recomendada para muros, el valor correspondiente es de 2.1 ton/m^3 . Por último, en el caso de W_4 y W_5 que corresponden al terreno de desplante, será de 1.21 ton/m^3 .

El análisis se realiza para un ancho de muro de 1 metro, ya que el método así lo indica. Para obtener la longitud del brazo que es el punto de acción, se debe sacar el centroide de cada figura que forman las partes en que se ha dividido el muro y sacar su distancia con respecto al punto A.

Finalmente, para calcular el momento que provoca cada una de las fuerzas actuantes, se multiplica el peso de cada parte por su brazo de palanca. La suma de todos los momentos de la tabla da como resultado el Momento Resistente.

6.6 Revisión del Factor de Seguridad por Volcamiento.

Este factor se calcula con la siguiente fórmula:

$$\text{Factor de seguridad (F}_S\text{): } \frac{\Sigma \text{ Momento resistente (M}_R\text{)}}{\Sigma \text{ Momento actuante (M}_A\text{)}} > 1.5$$

Para este cálculo, esta fórmula queda de la siguiente manera:

$$\text{Factor de seguridad (F}_S\text{): } \frac{\Sigma \text{ Momento resistente (M}_R\text{)}}{\Sigma \text{ Momento actuante (M}_A\text{)}} > 1.5$$

$$\text{Factor de seguridad (F}_S\text{): } \frac{30.400245}{7.50526875}$$

$$\text{F.S.} = 4.06 > 1.5$$

Al resolver la operación, se observa que el resultado es de 4.06, se considera que el muro es seguro si este factor resulta mayor o igual a 1.5. Para este ejemplo el 4.06 es mayor y por lo tanto se concluye que el muro es seguro contra volcamiento.

6.7 Revisión del Factor de Seguridad por Deslizamiento

La fórmula para la revisión de seguridad por deslizamiento es:

$$F_s = \frac{F_R + E_P}{E_A} \geq 1.5$$

El término F_R se calcula primero, mediante la fórmula:

$$F_R = \Sigma \text{ Fuerzas verticales } (f)$$

La sumatoria de fuerzas verticales se toma de la tabla del momento Resistente, en esa sumatoria no se incluye el valor del Empuje Pasivo ya que, como se muestra en la fórmula, es valor se considera en otro apartado.

Para calcular el término f , se utiliza la expresión:

$$f = \text{Tan } \frac{2}{3} \theta = 0.093354$$

Una vez conocidos los valores tanto de la sumatoria de fuerzas verticales como de f , se calcula ahora F_R .

$$F_R = (12.553) (0.093) = 1.1719$$

Teniendo el valor F_R , se calcula el Factor de Seguridad.

$$F_s = \frac{1.1719 + 7.880}{6.431} = 1.4074$$

$$F_s = 1.407 < 1.5$$

El factor resulta menor de 1.5, sin embargo se cree muy poco probable o casi nulo que un muro se deslice. En este caso, el factor puede considerarse correcto

estando por sobre el 1.20, en este caso el 1.407 es mayor y se considera como adecuado.

6.8 Revisión por Capacidad de Carga.

Como último paso de comprobación, se hace un cálculo de los esfuerzos que provoca el muro al terreno y se comparan con la capacidad de carga llamada q_{adm} del terreno, para saber si el muro produce alguna sobrecarga en el terreno que pudiera provocar su falla.

La fórmula para calcular los esfuerzos es:

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

Donde V corresponde a la resultante de las fuerzas verticales, en este caso:

$$V = 12.5532 \text{ ton}$$

A, será el área de la base del muro. Como ya se mencionó, para el análisis se toma como ancho de muro 1 metro, por lo que el Área queda de $(3.5)(1) = 3.5 \text{ m}^2$

El término e se refiere a la excentricidad. Esta se calcula con la fórmula:

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

El valor de M se determina:

$$M = \Sigma M \text{ resistente} - M \text{ actuante}$$

$$M = 30.41 - 7.51 = 22.9 \text{ ton-mt}$$

Ya conocidos los valores de M, V y B, se determina la excentricidad. Para este caso será:

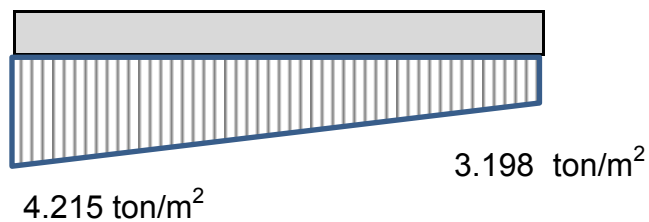
$$e = \frac{22.9}{12.553} - \frac{3.5}{2} = 0.08$$

Ya conocidos todos los valores requeridos en la fórmula, se sustituyen y se resuelve la operación. Esto da como resultado:

$$\sigma_m = \frac{12.553}{3.5} \left[1 + \frac{[6][0.08]}{3.5} \right]$$

$$\sigma_{m+} = 4.079$$

$$\sigma_{m-} = 3.095$$



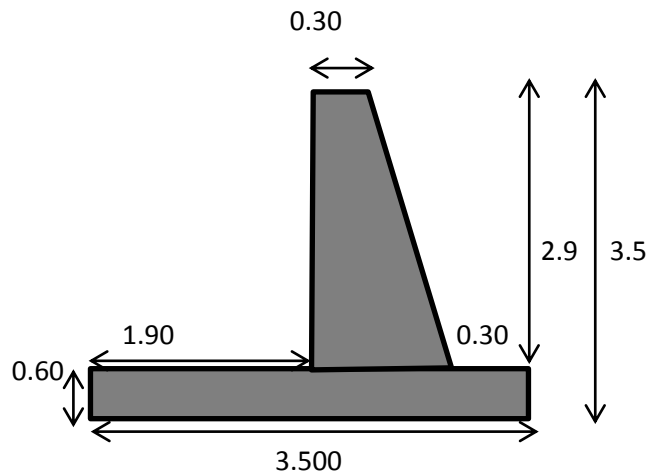
Con estos resultados se afirma que no existe sobrecarga ocasionada por el muro sobre el terreno de desplante, por lo cual se acepta en su totalidad el dimensionamiento propuesto para el muro.

6.9 Drenaje en el Muro

Para este diseño, se usarán drenes continuos horizontales, de tubo perforado con perforaciones a cada 10 cm, los tubos se ubicarán a cada dos metros.

6.10 Diseño Final

Concluyendo con el análisis y una vez terminado y revisados todos los cálculos, se acepta el diseño debido a que todos los factores de seguridad se cumplen lo que indica que el diseño del muro es el adecuado en todas sus dimensiones e incluso con el drenaje, por lo que el diseño final del muro con las medidas en metros se muestra a continuación:



CONCLUSIONES

A lo largo de este trabajo, se centró la atención en las estructuras de retención de tierras, específicamente a los muros de Contención. Después de una investigación teórica sobre el análisis de los mismos, se hizo una propuesta para un muro en los terrenos de la Universidad Don Vasco A.C. específicamente en la colindancia de la misma con el Seminario Menor Católico de Uruapan.

Se hizo un estudio de Mecánica de Suelos, así como un levantamiento topográfico del sitio para, con ayuda de los datos proporcionados por estos, realizar una propuesta de un muro adecuado a las necesidades y a las dimensiones que tiene el terreno.

Se optó por la opción de un muro de gravedad a base de mampostería de piedra caliza, y una vez definido todos los datos del terreno a través de estudios, se dio paso a la aplicación de las teorías para analizar los empujes de la tierra sobre el muro, para poder afirmar o negar que el muro era seguro y resistente a las exigencias de su entorno.

Una vez analizado todo lo anterior, se responde a la pregunta que dio origen al presente trabajo:

¿Es adecuado el diseño de la estructura que se propone para el terreno, tanto en dimensiones como en materiales para el sitio en el que se trabaja tomando en cuenta las características del mismo?

Después de todas las comprobaciones correspondientes, la respuesta es que sí, el muro propuesto es adecuado en dimensiones y materiales para el terreno de desplante, ya que pasó todos los factores de seguridad y no ejerce sobrecarga alguna sobre el terreno que pueda perjudicarlo a la estructura o al mismo terreno.

Se mostró la definición de varios autores tratando de unificarla en un concepto que abarcara todos los autores mencionados sobre lo que es un muro de contención y cuáles son sus características principales, cuáles son las fuerzas llamadas empujes que la tierra transmite a estas estructuras y cómo y en que magnitud pueden llegar a afectar tanto en su funcionamiento como en su estética.

Se calcularon las características del terreno que debían tomarse en cuenta para el diseño de la estructura segura y adecuada para el mismo y con esos datos se trabajó para que se cumpliera con esto los factores de seguridad que deben revisarse en la estructura para su óptimo funcionamiento.

Y se diseñó tomando en cuenta todo lo anterior un muro de mampostería el cual, a través de la revisión de los cálculos presentados, se sabe que es el adecuado para el terreno que se presentó. Por lo que se cumplen todos los objetivos planteados para este trabajo de manera adecuada.

BIBLIOGRAFÍA

Barros Peña, José (1974)

Muros de Contención.

EDICIONES ceac, Barcelona, España.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols (2005)

Metodología de la Investigación

Mc Graw Hill, México.

Juárez Badillo, Eulalio (2010)

Mecánica de Suelos Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos

Ed. Limusa, México, D.F.

Lambe T., William (2001)

Mecánica de Suelos

Noriega Editores, Limusa, Instituto Tecnológico de Massachusetts

Mendieta Alatorre (2005)

Métodos de investigación y manual académico

Porrua, México.

Merritt, Frederick S. (2008)

Manual del Ingeniero Civil Tomo II

Mc Graw Hill, México

Sowers, George F. (1993)

Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones

Limusa, Séptima reimpresión.

Whittow, Rag (1994)

Fundamentos de Mecánica de Suelos

Compañía Editorial Continental S.A. de C.V., México.

.

Otras fuentes de información:

http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Unificado_de_Clasificaci%C3%B3n_de_Suelos

http://es.wikipedia.org/wiki/Muro_de_contenci%C3%B3n

[http://www.construmatica.com/construpedia/Muros_de_Contenci%C3%B3n_\(estructura\)](http://www.construmatica.com/construpedia/Muros_de_Contenci%C3%B3n_(estructura))

<http://www.jossoft.com.ar/ARCHIVOS/Pesos%20Especificos.pdf>

ANEXOS

Vista en corte



Corte A-B

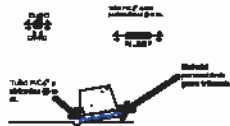


Corte A-B

Vista en planta



Corte tubo PVC A-B



Cantidad de Obra	
Metros de	58.00 m
Corte tubo PVC 1.4	58.50 m
Materiales de Corte	58.50 m
Tubo PVC 1.4	58.75 m

Vista en planta
 Vista en corte
 Corte A-B
 Corte B-A
 Corte tubo PVC A-B
 Cantidad de Obra

MSR
 Material: MSR
 Cantidad: 1.00
 Precio: 1.00
 Total: 1.00