



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 Y REVISIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD A BASE DE MAMPOSTERÍA UBICADO EN EL MUNICIPIO DE URUAPAN, MICH.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Erandine Celeste Anguiano Sánchez

Asesor: Ing. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, a 13 de octubre del 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

Introducción.

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

Capítulo 1.- Muros de contención de Tierra.

1.1 Concepto de muro de contención.	6
1.2 Partes que conforman un muro.	7
1.3 Empujes.	8
1.4 Muro de concreto armado.	10
1.5 Muro de concreto en masa y mampostería.	15
1.6 Impacto de los empujes.	16
1.7 Tipos de muros.	18
1.7.1 Muros de concreto armado.	19

1.7.2 Muros de concreto en masa y mampostería.	22
1.8 Efectos de los empujes.	22
1.9 Presiones sobre el terreno.	24
1.10 Reconocimiento.	24
1.11 Angulo de rozamiento interno del terreno.	25
1.12 Drenaje en un muro de Contención.	25
1.12.1 Grado de impermeabilidad.	27
1.13 Mecánica de suelos.	27
1.14 Suelo.	28
1.15 Agentes generadores de suelos.	28
1.16 Suelos residuales transportados.	29
1.17 Minerales constitutivos de los suelos gruesos.	29
1.18 Minerales constitutivos de las arcillas.	29
1.19 Clasificación de los suelos.	30
1.20 Estructura.	30
1.21 Análisis granulométrico.	30
1.22 Suelo grueso.	34

1.23 Suelo fino.	35
1.24 Permeabilidad del suelo.	35
1.25 Plasticidad.	35
1.26 Límites de consistencia y compacidad.	36
1.27 Límite líquido.	36
1.28 Límite plástico.	37
1.29 Clasificación de los suelos según el SUCS.	37
1.30 Carta de plasticidad.	40
1.31 Capilaridad de los suelos.	41
1.32 Análisis de asentamientos.	41
1.33 Compresión triaxial rápida.	43

Capítulo 2. Teorías para el cálculo de empuje sobre muros de contención.

2.1 Fuerzas actuantes en un muro de contención.	44
2.2 Determinación del empuje de tierras sobre el muro.	46
2.3 Teoría de Coulomb para presión de tierra.	47
2.4 Método de Culmann.	50
2.5 Método de Poncelet.	52

2.6 Método de Rebhan.	54
2.7 Teoría de Rankine.	56
2.8 Método semiempírico de Terzaghi.	61
2.8.1 Casos.	62
2.9 Cálculo de las acciones sobre el muro.	67
2.10 Seguridad del Vuelco.	67
2.11 Seguridad al deslizamiento.	69
2.12 Revisión por capacidad de carga.	70

Capítulo 3. Resumen ejecutivo de macro y microlocalización.

3.1 Generalidades.	72
3.2 Objetivo.	72
3.3 Alcance del proyecto.	73
3.4 Resumen ejecutivo.	73
3.5 Entorno geográfico.	73
3.6 Macro y Microlocalización.	73
3.7 Orografía e Hidrografía.	76
3.8 Clima.	77

3.9 Principales ecosistemas.	78
3.10 Uso de Suelo.	78
3.11 Actividad económica.	78
3.12 Informe fotográfico.	79
3.13 Desprendimiento de material.	79
3.14 Estado físico actual.	82
3.15 Alternativas de solución.	82
 Capítulo 4. Metodología.	
4.1 Descripción metodológica.	83
4.2 Enfoque de investigación.	84
4.2.1 Alcance de la investigación.	85
4.2.2 Diseño de la investigación.	85
4.3 Instrumentos de recopilación de datos.	86
4.4 Descripción del proceso de investigación.	87
 Capítulo 5. Cálculo, análisis e interpretación de resultados.	
5.1 Información disponible.	90
5.2 Dimensionamiento.	91

5.3	Calculo del empuje activo Terzaghi.	93
5.4	Factor de seguridad por volcamiento.	97
5.5	Revisión del Factor de Seguridad por Deslizamiento.	98
5.6	Revisión por capacidad de carga.	99
5.7	Drenaje en el muro.	101
	Conclusiones.	102
	Bibliografía..	104

Anexos

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Se conoce como muro de contención al tipo de estructura destinada a soportar los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras, generalmente de desmontes o terraplenes evitando el desmoronamiento y sosteniendo el talud, u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales.

Un muro no sólo soporta los empujes horizontales transmitidos por el terreno, debe también recibir los esfuerzos verticales transmitidos a pilares, paredes de carga que se apoyan sobre ellos. Se utilizan comúnmente en la construcción de vías férreas, carreteras, así como para contener agua u otros líquidos en el caso de depósitos.

La mayoría de los muros de contención se construyen de concreto armado, aunque pueden ser de diversos materiales, como son mampostería, gaviones, cribas, etc. Como en realidad son múltiples los casos en que se requiere la construcción de muros y cada caso en particular requiere su estudio, se considera oportuno describir definiciones para una mejor interpretación en cada caso en particular. Anteriormente se ha tratado el tema de muros de contención en dos tesis realizadas dentro de la Universidad Don Vasco, una de ellas por el compañero Roberto Ruíz Abarca con una temática de “Diseño de muros de contención de concreto armado y de gravedad en el predio ubicado en el libramiento Oriente de la ciudad de Uruapan” de la cual se tomo como referencia, y consulta para orientar este proyecto que se presentará a continuación.

Planteamiento del problema.

Los principales motivos de revisión y análisis se acentúan sobre terrenos con problemática en la pendiente, que pueden presentarse a causa de alguna excavación, o corte de terraplén, surgiendo inestabilidad en la zona. Para ello se requiere de una estructura que permite salvar desniveles en el terreno diseñada para resistir el empuje de suelos y sobrecargas en la superficie, dependiendo del tipo y altura efectiva del terreno.

La presente investigación analiza una estructura de mampostería, común por ser económica y fácil de construir, a fin de presentar los resultados, así como desarrollar el proceso constructivo y concretar la conclusión.

Objetivo general.

Revisar una estructura sujeta a soportar empujes horizontales de diversos materiales, sólidos, granulados y líquidos, contemplando las presiones que ejercen los suelos y otras cargas, detrás y por encima del mismo. El análisis toma en consideración el deslizamiento, el vuelco y el peso propio.

Objetivos particulares:

A continuación se presentan los objetivos particulares que se buscarán con este trabajo de tesis:

- a) Definir lo que es un muro de contención así como sus características.
- b) Determinar los empujes de tierra sobre un muro de contención.

- c) Analizar las características, ventajas y desventajas de un muro a base de mampostería.
- d) Diseñar una estructura que resuelva la problemática de empujes, a fin de llegar a concretar los resultados.

Pregunta de investigación.

Con esta tesis se pretende responder la siguiente pregunta:

¿Será conveniente el diseño de un muro de mampostería para resolver los problemas de empuje presentes en un terreno ubicado en la localidad de Caltzontzin, Michoacán?

Justificación.

En ingeniería civil el área de las estructuras es muy amplia, donde intervienen el diseño y la parte del cálculo estructural, su finalidad es la de conseguir estructuras seguras, resistentes y funcionales para la resolución de problemas.

En esta tesis se trata el importante tema de la determinación de las presiones que la tierra ejerce sobre elementos de retención encargados de soportarla, referenciando la utilización de muros de contención. Se pretende servir de referencia y consulta para una mejor comprensión de dicho tema, tanto de alumnos como para cualquier lector.

Marco de referencia.

El predio a estudiar está ubicado en la localidad de Caltzontzin, situada en el municipio de Uruapan (en el Estado de Michoacán de Ocampo). Su clima es templado tropical con lluvias en verano. Su temperatura fluctúa entre los 8° C a 37.5° C. Se encuentra a 1640 metros de altitud, con 19.429722 de latitud y 102.0052 de longitud.

En la localidad hay 2217 hombres y 2286 mujeres. La relación mujeres/hombres es de 1.031. El índice de fecundidad de la población femenina es de 2.72 hijos por mujer. El porcentaje de analfabetismo entre los adultos es del 6.93% (6.59% en los hombres y 7.26% en las mujeres) y el grado de escolaridad es de 7.26 (7.25 en hombres y 7.26 en mujeres). El 15.21% de los adultos habla lengua indígena.

En la localidad se encuentran 960 viviendas, las actividades agrícolas más importantes son: el cultivo del aguacate, el cultivo de maíz y frijol. Un aspecto importante en la comunidad es que las tierras de cultivo y los bosques han sufrido un cambio de uso de suelo, esto por el cultivo y comercialización del aguacate, se puede decir que el 80% de las zonas de cultivo han sido cambiadas por el de aguacate así como un 50% de las zonas boscosas.

La actividad más sobresaliente de la comunidad es el comercio, compraventa de aguacate, y algunos otros frutales. Además de la venta de comida, atoles y antojitos.

Cuenta con pequeñas empresas dedicadas a trabajar la madera, elaborando cajas, embalajes y tarimas de madera sobre todo de aguacate y pino. Así como la elaboración de tabique rojo, siendo esta última una de las más importantes junto al aguacate, situándose en los extremos de la localidad.

CAPÍTULO 1

MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRA

En este capítulo se pretende exponer lo que es un muro de contención, cuáles son sus principales componentes, el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo llamando relleno al mayor nivel, que es un elemento generador de presión, así como las más frecuentes fallas en su funcionamiento. Los muros cumplen la función de soportar el empuje de tierras, generalmente de desmontes o terraplenes evitando el desmoronamiento y sosteniendo el talud.

También se abordará el desglose de lo que es la mecánica de suelos, las propiedades, comportamiento, resistencia y utilización del suelo como material estructural, a manera de que ofrezca seguridad, durabilidad y estabilidad a las estructuras.

1.1 Concepto de muro de contención.

Son elementos constructivos que cumplen la función de cerramiento, soportando por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras. En otros tipos de construcción se utilizan para contener agua u otros líquidos en el caso de depósitos.

No sólo soporta los empujes horizontales transmitidos por el terreno, debe también recibir los esfuerzos verticales transmitidos a pilares, y paredes de carga.

1.2 Partes que conforman un muro.

Los muros de contención están compuestos por la corona, trasdós, alzado, puntera, talón y tacón, dependiendo del tipo de muro y de las condiciones de cada caso, la puntería, el talón y el tacón podrían no ser parte, se muestra ambos casos, figura 1.1 y 1.2 según José Barros Pena (1974).

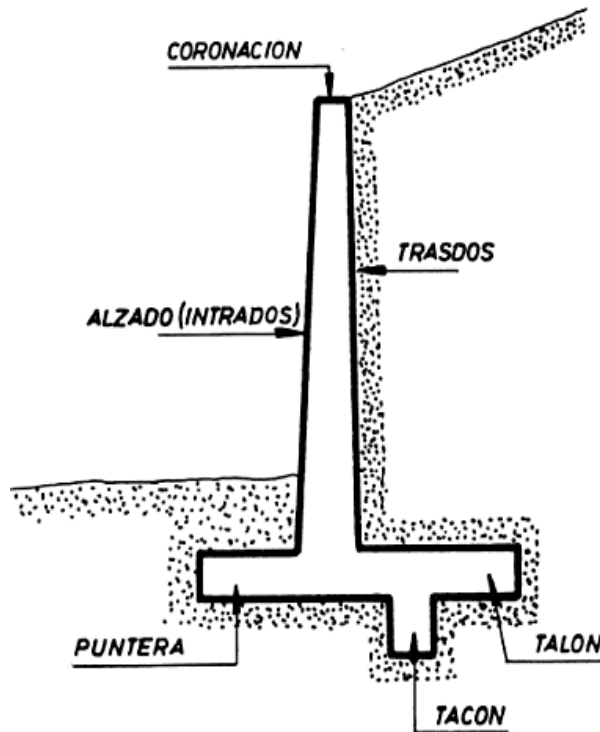


Figura 1.1 Muro de concreto armado (Barros; 1947:12)

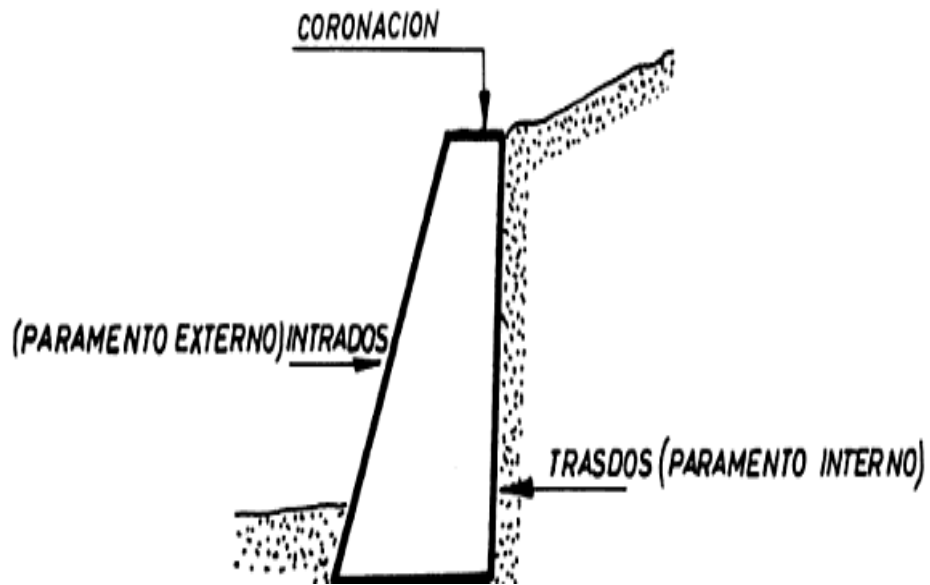


Figura 1.2 Muro de concreto en masa (Barros; 1947:13)

1.3 Empujes.

Se define el empuje de tierras como la acción que ejerce el terreno situado en el trasdós de un muro, sobre este y su cimentación.

Un muro se construye para evitar el empuje de tierras, por ello los mayores esfuerzos son horizontales. Estos tienden a deslizar y volcar; la presión está en función de las dimensiones y el peso de la masa de tierra y del contenido de agua.

Se conoce como empuje activo al producido por la tierra que retiene el muro y por lo cual se construyó, como se aprecia en la figura 1.3.

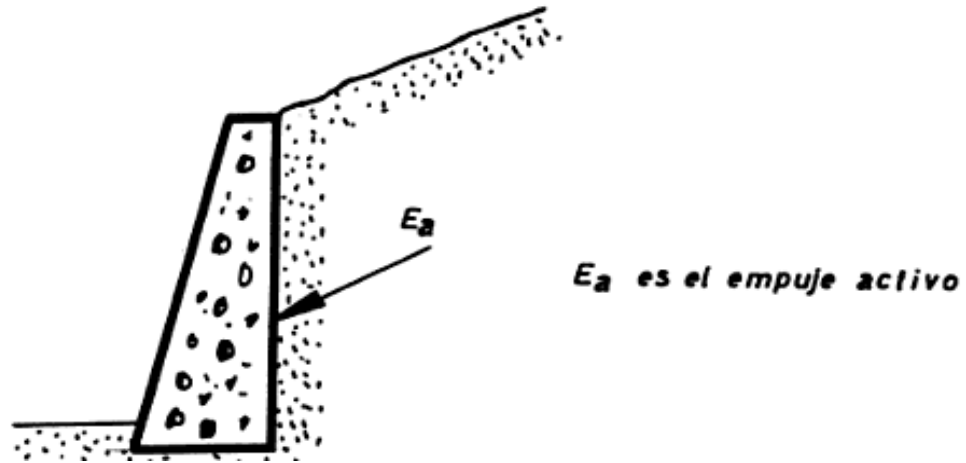


Figura 1.3 Empuje activo (E_a), (Barros; 1974:13)

“El empuje pasivo contrarresta la acción del empuje activo, y es el producido por un terreno que absorbe la acción producida por la estructura”. (Barros; 1974: 14)

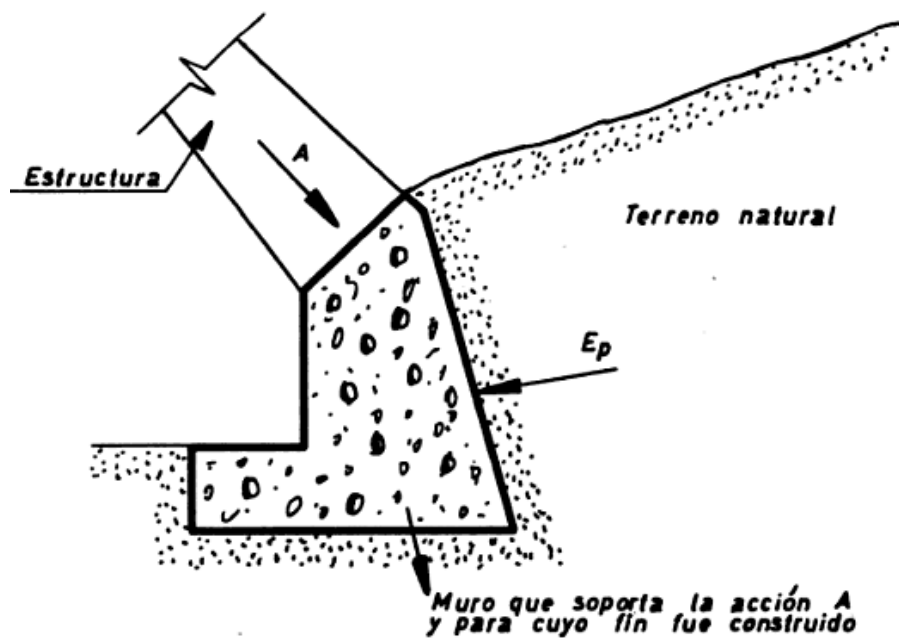


Figura 1.4 Empuje pasivo (E_p). (Barros; 1974: 14)

Para lograr la estabilidad de un muro de contención, deben oponerse un conjunto de fuerzas que contrarresten los empujes horizontales y también los esfuerzos verticales transmitidos por pilares o paredes de carga.

1.4 Muro de concreto armado.

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que estas sujetos. Estos muros están fuertemente armados, al acero trabaja en conjunto con el concreto, presentan ligeros movimientos de flexión, debido a que el cuerpo trabaja como voladizo vertical, este irá aumentando de volumen en proporción a la altura. Si el muro tiene mucha altura, este puede presentar excesivas deformaciones

Para el cálculo del muro es necesario determinar las fuerzas que actúan sobre él, por la transmisión que el muro hace al terreno, se observa que las acciones son horizontalmente en la puntería y el tacón y que el intradós y en la base son triangulares. Puede observarse en la figura 1.5 que la puntera soporta mayor acción que el talón.

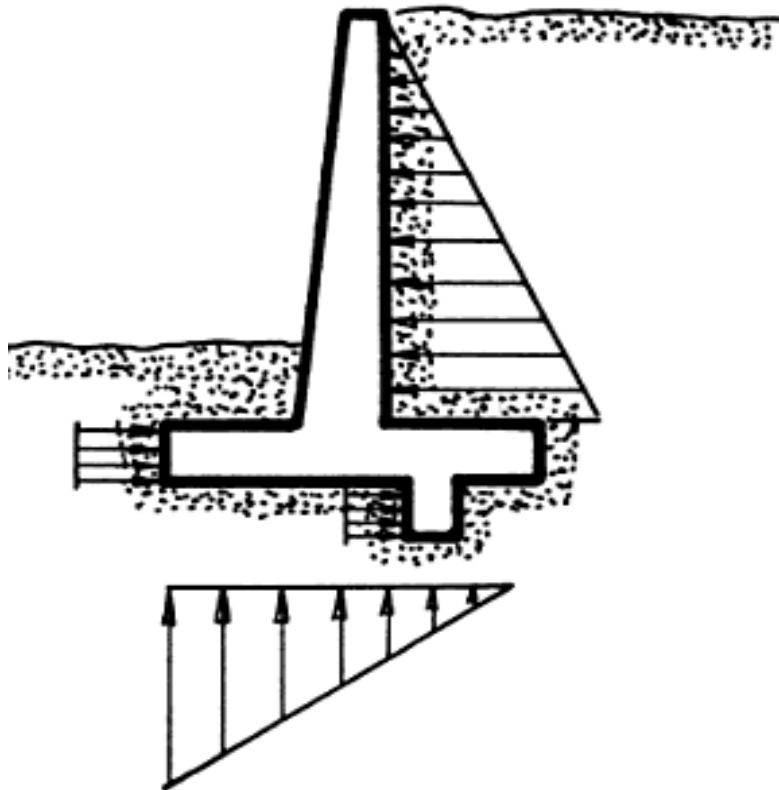


Figura 1.5 Acciones sobre la puntera y el talón. (Barros; 1974: 15)

Con estos datos se puede verificar los siguientes parámetros:

1) Verificación de deslizamiento. Como consecuencia del empuje activo, produce un movimiento provocado por la inestabilidad del talud. Los deslizamientos se producen cuando en la franja se alcanza la tensión tangencial máxima en todos sus puntos. La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de corte entre el suelo y la base y por la resistencia pasiva de tierra del suelo en contacto con el frente de la estructura.

Aspectos importantes en el diseño de un muro son el tacón y la puntera, si estos no son calculados adecuadamente, podrían presentarse fallas, debido a que en el rozamiento con el suelo el muro tiende a desplazarse en el sentido que le obliga el empuje activo. Una opción de diseño sería aumentar el tacón al grueso de la puntera.

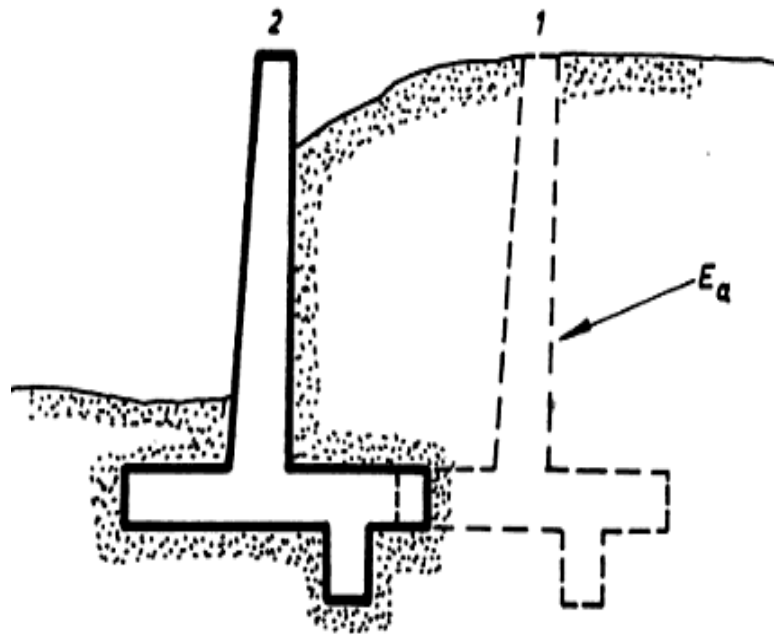


Figura 1.6 Deslizamientos (Barros; 1974:17)

2) Rotura por flexión. Puede producirse en el alzado, la puntera o el talón. Los síntomas de pre rotura sólo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos está oculta, con lo cual no existe ningún síntoma apreciable de aviso.

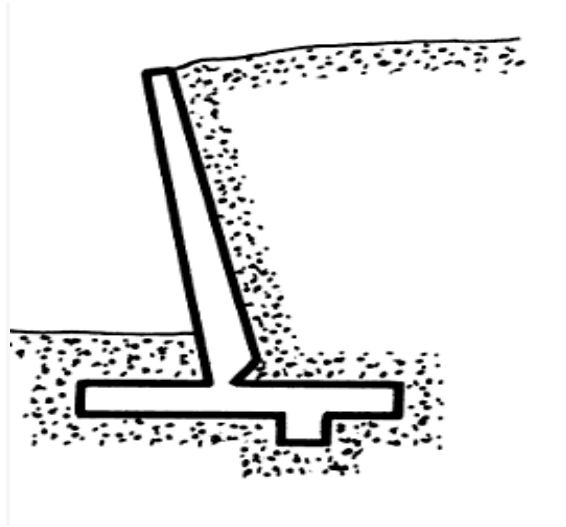


Figura 1.7 Rotura del alzado (Barros; 1974: 17)

3) Vuelco. Este tipo de falla por volteo ocurre por el excesivo momento causado por las presiones activas del suelo, como los comparados con el momento de resistencia de carga de gravedad cerca del punto de rotación.

El cálculo de estabilidad de volcamiento está relacionado a la presión vertical del suelo debajo de la cimentación, al centro de rotación asumido la presión del suelo, la presión máxima no deberá exceder. La experiencia ha demostrado que la mayor parte de las fallas de los muros de contención han sido el resultado de una mala apreciación de las condiciones de cimentación. Por lo tanto la evaluación cuidadosa de la resistencia y compresión del suelo que va a quedar debajo de la base y del relleno es el factor más importante en el proyecto de un muro de contención.

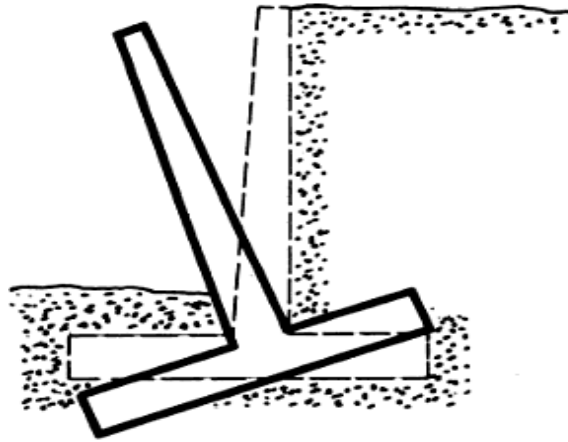


Figura 1.8 efectos de volteo (Barros; 1947:17)

4) Roturas de puntera y talón. Si la puntera y el talón no han sido armados de acuerdo con las tensiones que en ellos se produce, pueden fisurarse e incluso romperse.

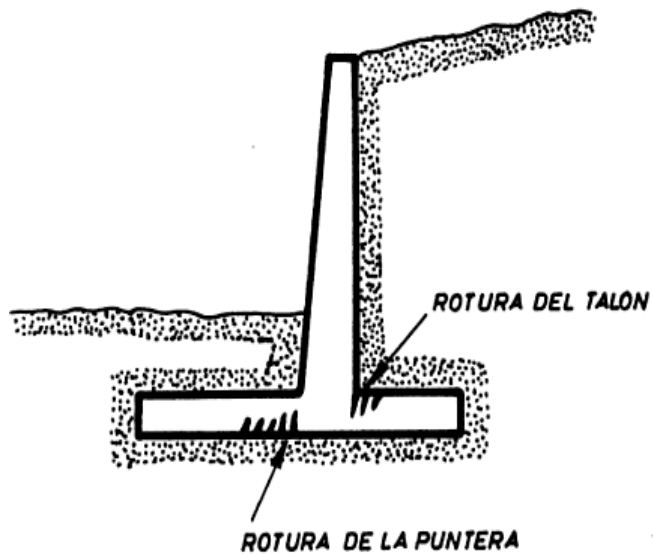


Figura 1.9 Rotura del alzado (Barros; 1947:18)

5) Fallo por deslizamiento profundo que se encuentra en el muro. Este fallo se produce cuando se confía que la resistencia del terreno sobre el que se asienta el muro es constante en toda su profundidad. Sin embargo, esto no siempre es cierto. Sucede en ocasiones que un terreno tiene una determinada resistencia a cierta profundidad y que, sin embargo, un simple metro más abajo esta capacidad resistente ha disminuido, por lo que se produce un fallo por asiento general

1.5 Muro de concreto en masa y mampostería.

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

Se llama mampostería a un sistema de construcción que consiste en erigir muros y parámetros para diversos fines, mediante la colocación manual de los elementos o materiales, que pueden ser: ladrillos, piedras, bloques de cemento prefabricados, entre otros. Estos materiales suelen unirse con concreto, que es el resultado de la mezcla de un aglomerante (cemento, arena, grava y agua). Una vez fraguado, endurece y adquiere una resistencia similar a la de las mejores piedras naturales.

Una ventaja importante en este tipo de muros es que pueden ser utilizados en construcciones de gran altura si su longitud no es muy grande, apta para todo

rango de riesgo sísmico. A diferencia de los muros de concreto armado este tipo de muro, no presentara falla en la puntera y talón.

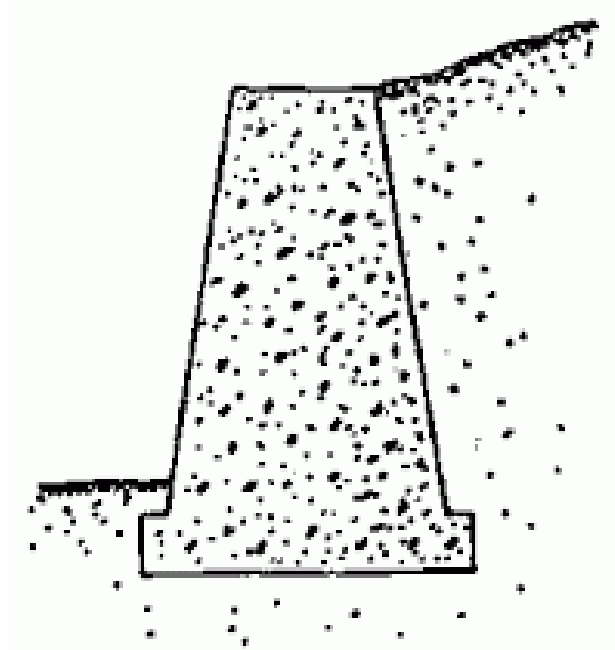


Figura 1.10 Muro de concreto en masa. (Fuente google)

1.6 Impacto de los empujes.

Se define el empuje de tierra como la acción que ejerce el terreno situado en el trasdós de un muro, sobre este y su cimentación. Para lograr la estabilidad de la estructura este debe contrarrestar el empuje del material con su propio peso, y el peso de la tierra sobre un elemento del muro (talón o puntera).

Existen dos tipos de empuje, activo y pasivo, así como los empujes de agua (hidrostática). El empuje pasivo es también llamado falla por corte, se produce como resistencia que opone el terreno del intradós al desplazamiento del muro contra él. Este empuje se moviliza con grandes desplazamientos del orden de la

centésima parte de la altura, para el cálculo de dicho empuje se obtiene el coeficiente de empuje pasivo, que relaciona la presión vertical del terreno con la presión principal sobre una superficie dada.

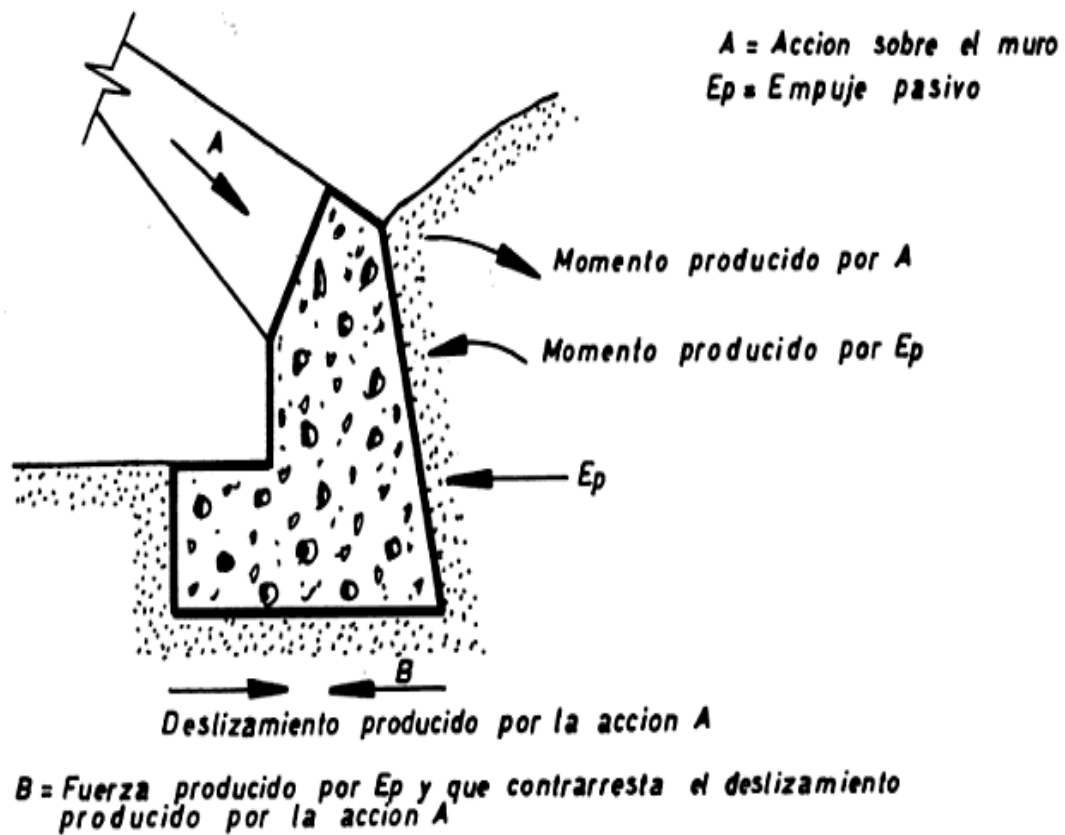


Figura 1.11 Efectos por el empuje pasivo (Barros; 1974:21)

El empuje activo se efectúa sobre un soporte que resiste, cediendo cierta magnitud que depende de sus características.

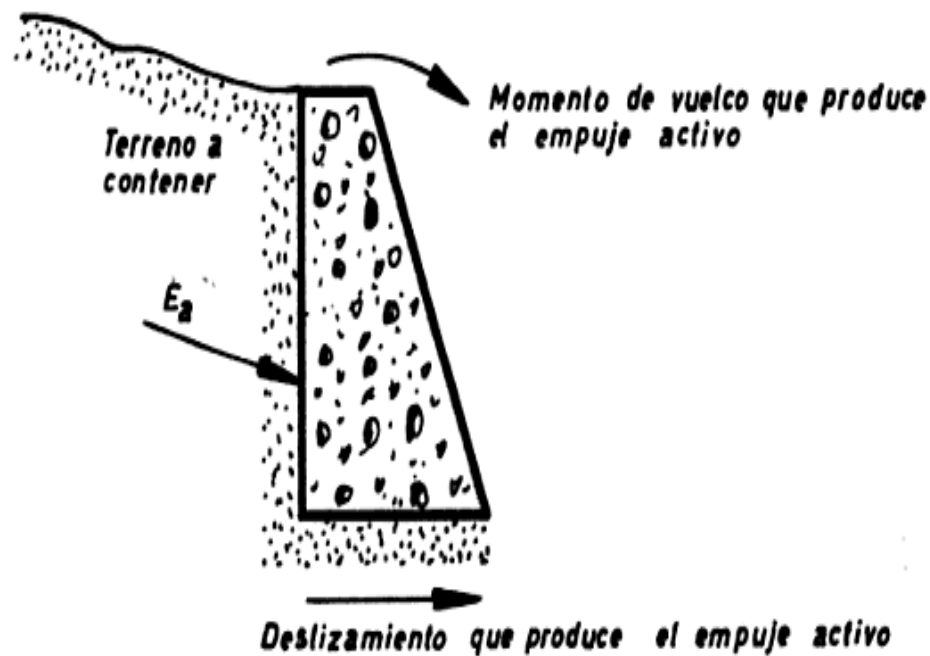


Figura 1.12 Efectos por el empuje activo (Barros; 1974:19)

1.7 Tipos de muros.

Dentro del diseño de la estructura deben tomarse en cuenta los requerimientos del lugar, pueden ser construidos de concreto, mampostería común, en masa o armado, previa ejecución del encofrado correspondiente.

Aunque, la mayoría se construyen actualmente en [concreto armado](#). Para mejorar la estabilidad, en lugar de construir un muro macizo y grueso, de sección uniforme, se ejecuta el muro con una sección trapezoidal. Cuando las condiciones de edificación lo permiten, conviene que la parte exterior del muro forme un plano inclinado ([escarpa](#)), de esta manera se aumenta el ancho de la base asegurando la estabilidad del conjunto y se baja el centro de gravedad.

1.7.1 Muros de concreto armado.

Se trata probablemente del tipo de estructura de contención más común, debido a su coste y rápida ejecución. Bien sean de concreto en masa, de concreto armado.

- Muro clásico.

Es la forma más usual cuando las condiciones lo permiten, en este muro pueden adoptarse o no la solución del tacón, en muchos casos resulta innecesaria su construcción. Como puede apreciarse este tipo de muro supone que se tiene plena libertad para efectuar obras y destierres en las zonas de la puntera así como en la del talón. Pero esto no es a veces posible y se hace necesario recurrir a otros tipos de muros que a continuación se detallan.

- Muro carente de puntera.

Se caracteriza por la carencia de puntera, una de las ventajas que se obtienen de este tipo de muros, cara a su estabilización, es la gravitación sobre el talón de las tierras que sobre el existen, de esta forma logra disminuir el momento de vuelco que existe en grado elevado por la carencia de puntera. los estudios de vuelco y deslizamiento así como los de rotura de la estructura son iguales a los de los demás muros.

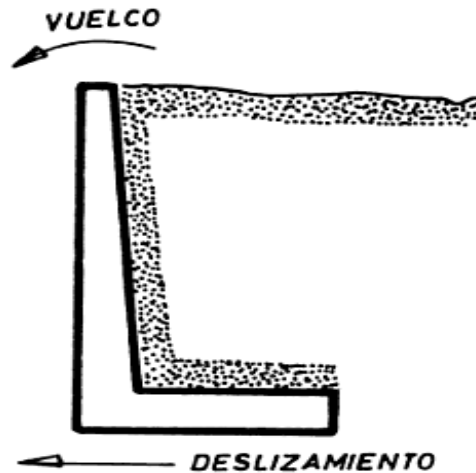


Figura 1.13 Muro carente de puntera (Barros; 1974:21)

- Muro carente de talón.

Este tipo de muro suele adoptarse cuando la existencia de roca nos prohíbe penetrar en el terreno para socavar el hueco del talón, construido de concreto armado, resistente al vuelco y al deslizamiento gracias a la zapata en voladizo sobre la que se apoya.

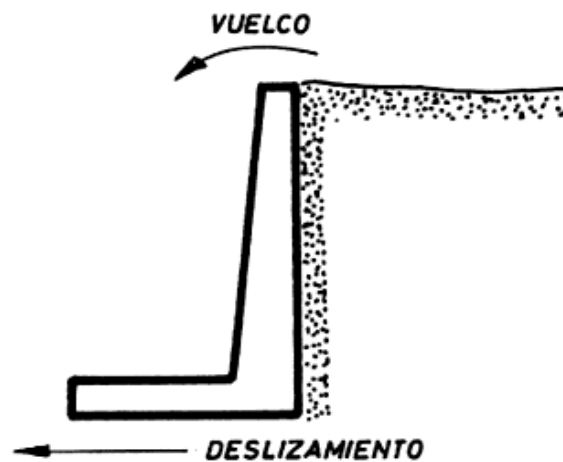


Figura 1.14 Muro carente de talón (Barros; 1974:21)

- Muro con contrafuertes.

Este tipo de muros pueden hacerse armados o sin armar. Consiste en una viga horizontal que está apoyada en los extremos, por lo general es un engrosamiento puntual que de manera estratégica está colocada hacia el exterior, de forma decreciente en relación con la altura, usado para transmitir las cargas transversales a la cimentación. Los contrafuertes, que permiten al muro resistir empujes, se conocen desde tiempos antiguos y han sido profusamente usados en todo tipo de construcciones.

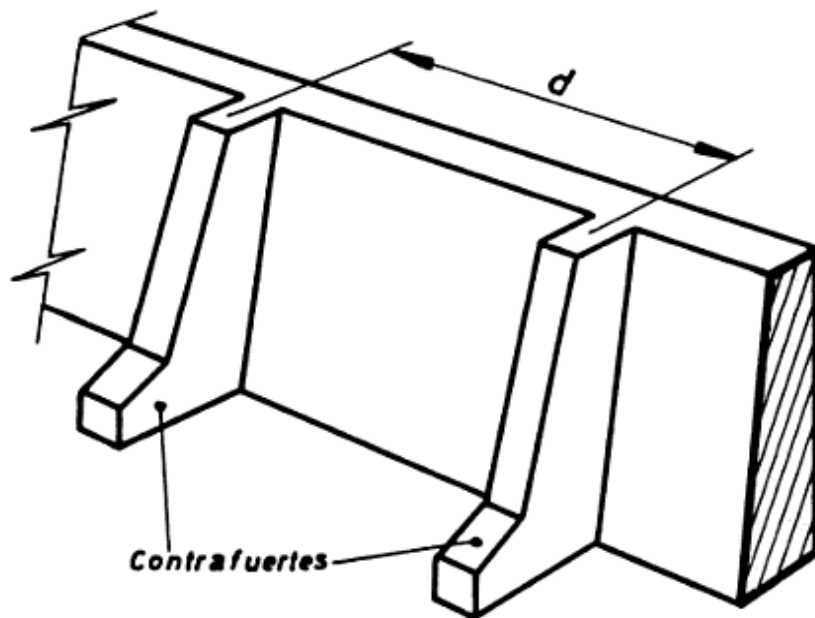


Figura 1.15 Contrafuertes (Barros; 1974:21)

1.7.2 Muros de concreto en masa y mampostería.

La forma más utilizada para este tipo de muros es la trapezoidal, aunque puede variar, dependiendo de las condiciones del lugar, características o las necesidades constructivas que crea apropiado el proyectista.

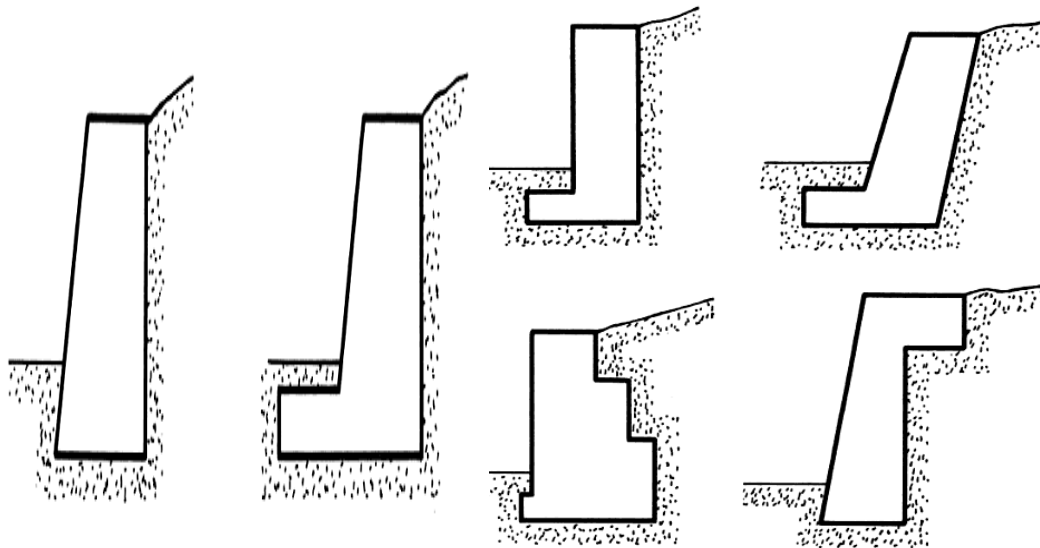


Figura 1.16 Formas para un muro de gravedad (Barros; 1974: 25).

1.8 Efectos de los empujes.

Los empujes que están presentes en todo tipo de muros son dos: activos y pasivos. Los empujes son el resultado de que si un muro no es diseñado correctamente este presente fallas. Los efectos de los empujes activos tanto como pasivos se presentan a continuación:

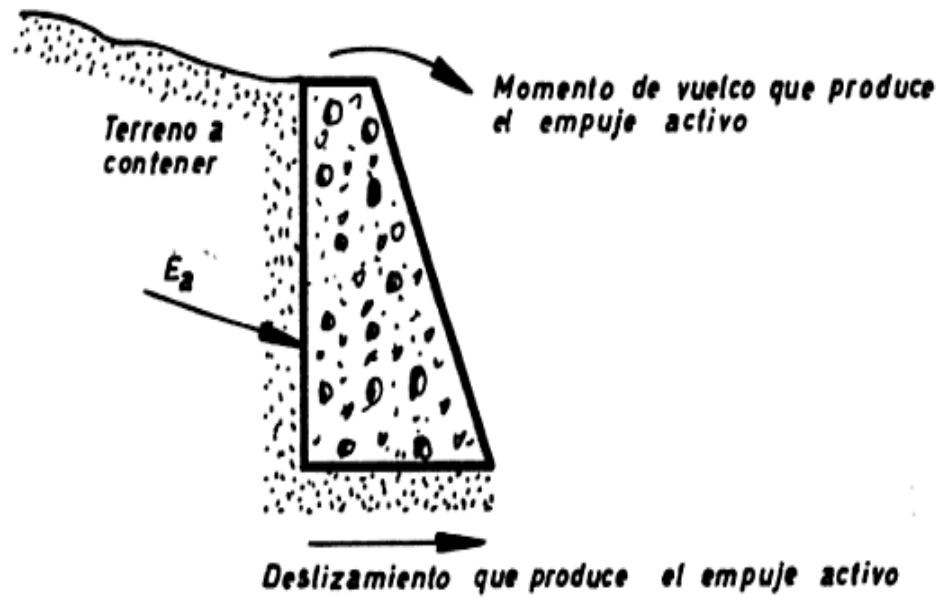


Figura 1.17 Efectos del empuje activo (Barros; 1974:19)

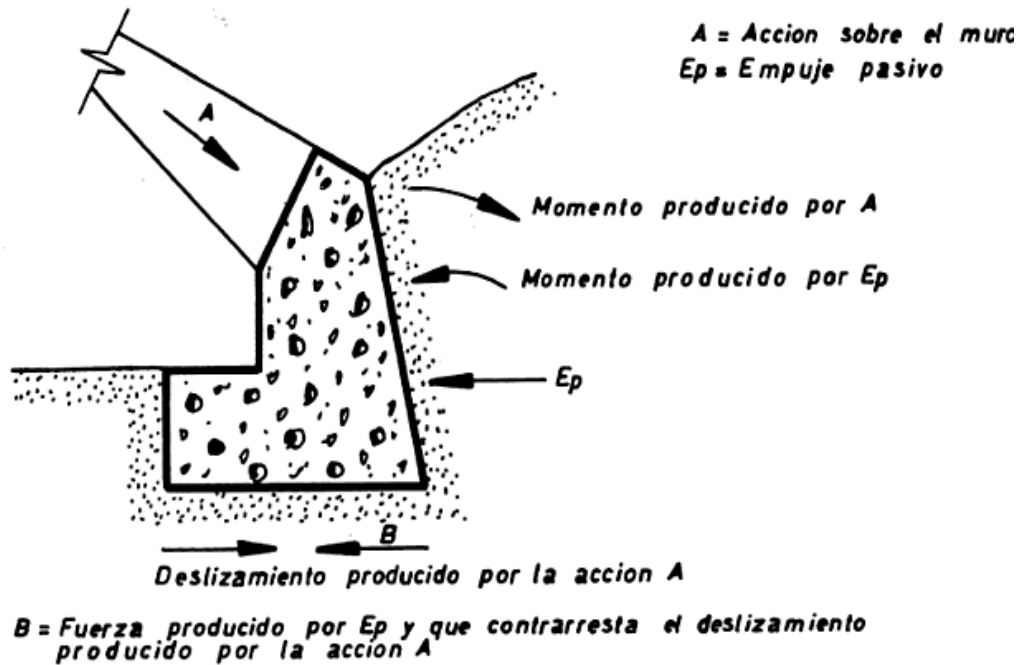


Figura 1.18 Muro con empujes pasivos (Barros; 1974:19)

1.9 Presiones sobre el terreno.

El determinar una presión admisible para un terreno suele ser aproximado que sirve para dar orientación. La Norma MV-101 ofrece una tabla 1.1 con las presiones admisibles en el terreno de cimentación según la naturaleza del terreno. Un obstáculo que pudiese ser que el proyectista desconozca el tipo de material en el que se encuentra o que el material sea erróneo al supuesto.

Una opción favorable es hacer pruebas “in situ” para estudiar el terreno de cimentación procurando efectuar pruebas para una mayor exactitud. Es fácil notar como la presión admisible va aumentando con la profundidad, en las rocas la presión se duplica al pasar del valor cero al de tres metros. Sin embargo en los terrenos coherentes permanece constante el valor, puede darse el caso de que a cierta profundidad el terreno cambie de composición cambiando por lo tanto su capacidad de carga, a lo que es necesario excavar la vez y media de la altura del muro.

El cálculo de las presiones puede suponerse con planos trazados por los bordes de la cimentación y que formen ángulos de 30° o como otra opción se recurre a los métodos de la Mecánica de Suelos.

1.10 Reconocimiento.

Consiste en la exploración del terreno como primer paso, su objetivo es conocer su presión admisible, adherencia y peso específico. La auscultación puede realizarse de diversas formas y con diferentes aparatos, los cuales

consisten en efectuar sondeos y medir la resistencia del terreno, los más utilizados son el penetrómetro y la sonda holandesa.

1.11 Angulo de rozamiento interno del terreno.

Es representado por φ , y se determina experimentalmente, en terrenos los cuales son coherentes hay que dar importancia al grado de humedad, ya que estos varían, disminuyendo cuando esta toma un valor significativo. Cuando no se realicen mediciones directas se supondrá cohesión nula.

1.12 Drenaje en un muro de Contención.

Un punto importante es el agua presente en el terreno, ya que el ángulo de rozamiento interno de las tierras disminuye con el contenido de agua y aumenta el empuje. Para controlar y eliminar los riesgos posibles por acumulación de agua en la parte posterior del muro se instala un sistema de drenaje.

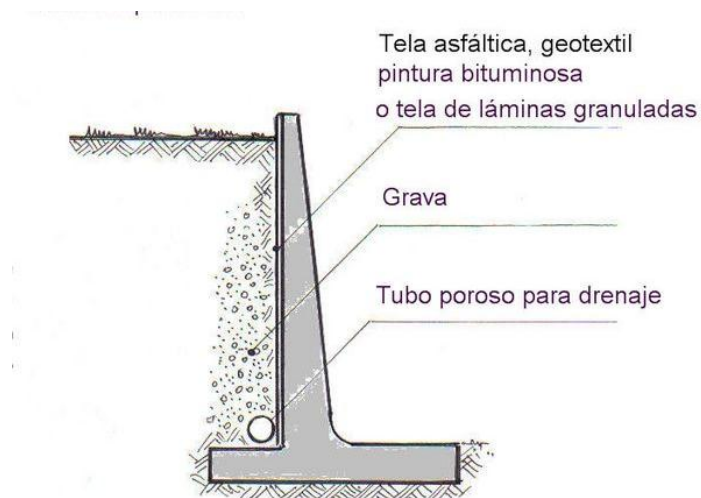


Figura 1.19 Drenaje de un muro de contención

(<https://www.google.com.mx/search?q=drenaje+en+muros+de+contencion&biw>)

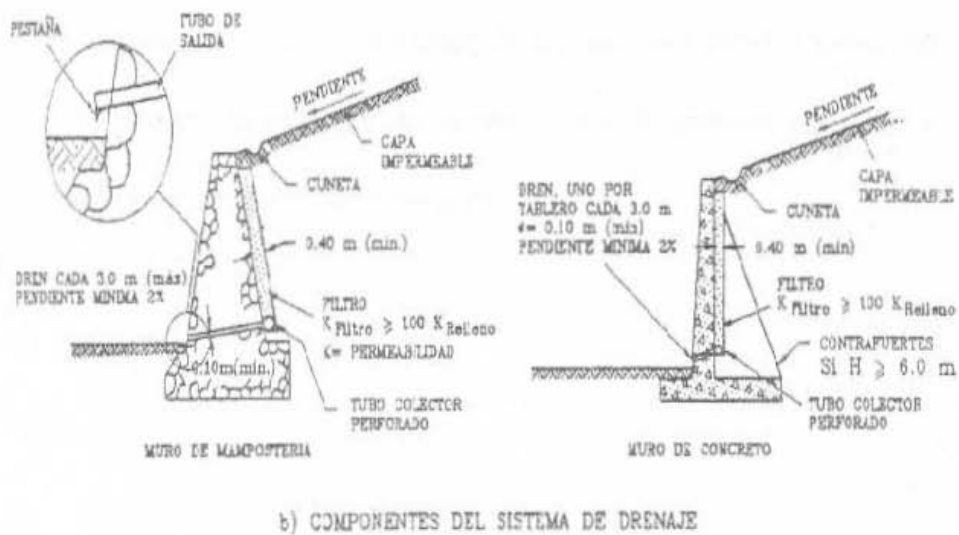
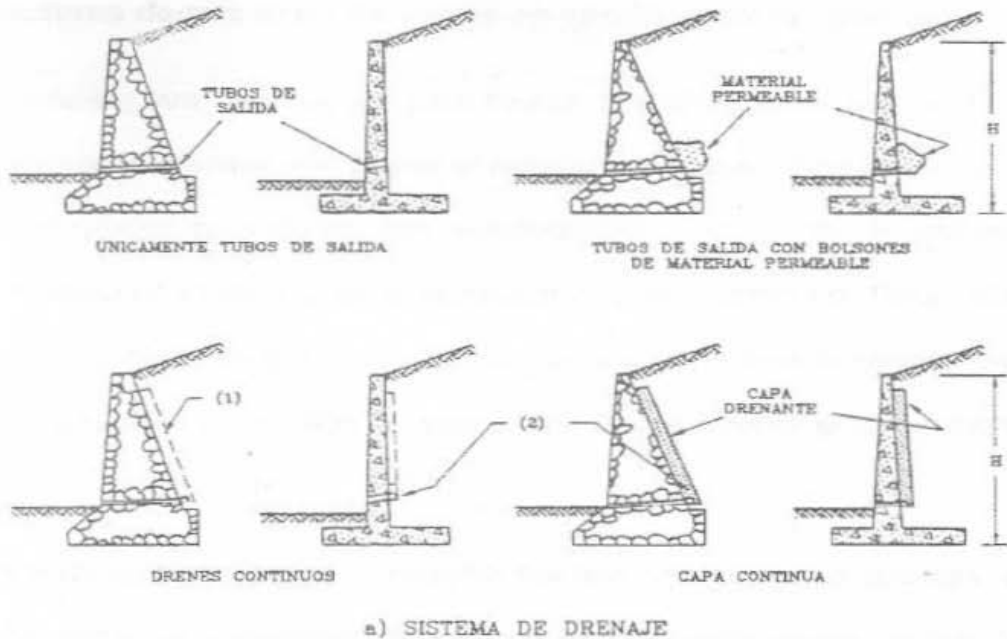


Fig. 2.6 Sistema de drenaje en muros de contención

(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:
 - diámetro del tubo, 10 a 20 cm
 - perforaciones de 5 a 10 mm
 - véase corte longitudinal en la fig. 2.7

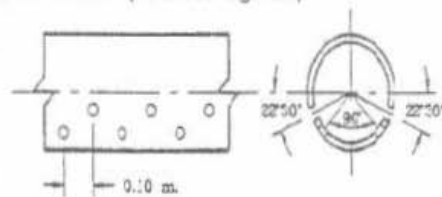


Figura 1.20 Formas de drenaje (Fuente: CFE; 1981: A.3)

1.12.1 Grado de impermeabilidad.

De acuerdo a las reglas y procedimientos del documento básico DB HS que permite cumplir las exigencias básicas de salubridad, el grado mínimo que se exige para los muros que están en contacto con el terreno frente a la penetración del agua del terreno y escorrentías se obtienen los valores de la tabla en función de la presencia de agua y el coeficiente de permeabilidad.

La presencia de agua se considera:

- Baja cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra por encima del nivel freático.
- Media, cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra a la misma profundidad que el nivel freático o a menos de dos metros por debajo.
- Alta cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra a dos o más metros por debajo del nivel freático.

1.13 Mecánica de suelos.

La mecánica de suelos es un área de la ingeniería que se encarga de estudiar las fuerzas o cargas aplicadas en la superficie terrestre, así como los problemas relacionados a la consolidación de partículas y sedimentos. Toda obra de ingeniería se apoya sobre el suelo de una u otra forma, su estabilidad y comportamiento están determinados dentro de muchos aspectos, como pueden

ser el desempeño del material de asiento, las cargas impuestas a la capa, esfuerzos, límites de capacidad resistente del suelo, deformaciones entre otras.

1.14 Suelo.

Tierra o suelo puede definirse en ingeniería como todo material no consolidado compuesto de distintas partículas sólidas con gases o líquidos incluidos. El tamaño de las partículas no es fijo, este contiene gran variedad de formas, tamaños y materiales, tales como la grava, arenas, mezclas arcillosas, limos de depósitos aluviales, rocas muy meteorizadas entre muchos más. Los suelos pueden ser mezclas bien definidas de solo unos cuantos minerales específicos o mezclas heterogéneas.

1.15 Agentes generadores de suelos.

La corteza terrestre es atacada principalmente por dos agentes o grupos: desintegración mecánica y descomposición química. El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, cambios periódicos de temperatura, congelación del agua en grietas, y por esta acción se forman las arenas, arcillas y por último los limos.

Descomposición química se entiende a la acción de agentes que atacan las rocas, modificando su constitución mineralógica o química donde el principal agente es el agua.

1.16 Suelos residuales transportados.

Suelos residuales son los que permanecen en el sitio donde fueron formados directamente de la roca de la cual se derivan.

Los suelos transportados son básicamente removidos del lugar de formación por los mismos agentes geológicos y re depositados en otra zona.

1.17 Minerales constitutivos de los suelos gruesos.

“Un mineral es una sustancia inorgánica y natural que tiene una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones. Su composición química y sus propiedades físicas o son fijas o varían dentro de límites definidos.”(Juárez Badillo; 2005:13) sus propiedades más importantes son el color el lustre la tonalidad de sus raspaduras su cristalidad la dureza etc.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico esta principalmente condicionado por la compacidad y la orientación de sus partículas lo que hace que en los aspectos mineralógicos se convierte en secundarios esto no significa que el ingeniero se tiene que desentender de este tipo de estudio.

1.18 Minerales constitutivos de las arcillas.

Estos minerales son principalmente los silicatos que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas los agentes de descomposición química llegan a un producto final que es la arcilla.

Constituidas por silicatos de aluminio hidratados que tienen una estructura cristalina.

1.19 Clasificación de los suelos.

Se basa principalmente en características distintivas y en criterios de uso, de acuerdo a sus propiedades. Uno de los sistemas más comunes para suelos es el Sistema de Clasificación de Suelo Unificado, del cual se tienen tres grupos:

1. Suelos de grano grueso (arenas y gravas).
2. Suelos de grano fino (limos y arcillas).
3. Suelos altamente orgánicos (turba).

1.20 Estructura.

Se conoce como estructura de un suelo a la ubicación, arreglo, y orientación entre otros factores de sus partículas según esto los suelos pueden ser gruesos, o finos cuyos tamaños fluctúan de la siguiente manera.

1.21 Análisis granulométrico.

Granulometría es la parte de la mecánica de los suelos que estudia lo referente a las formas y distribución de tamaños de las gravas o partículas que constituyen un suelo. El análisis solo tiene sentido realizarlo en los suelos gruesos en aquellos en que el rango de tamaños varía entre 0.074 y 76.2 mm, la practica indica que los suelos bien graduados con amplia gama de tamaños tienen un comportamiento hidráulico más favorable que los suelos de granulometría muy uniforme.

- Análisis directo.

Este tipo de medición puede hacerse en partículas de suelo de más de 3” de tamaño con aparatos de percusión manuales (vernier).

- Medición con mallas

Este análisis mecánico es el usado principalmente en suelos gruesos y su principio consiste en ordenar en forma descendente una serie de mallas, generalmente 7 ó 8 y depositar el suelo previamente seco en el juego de mallas agitándolo en forma vertical u horizontal de 5 a 10 minutos en el aparato llamado “roll tap” o agitador.

Posteriormente se pesa el suelo retenido en cada malla teniendo cuidado de evitar pérdidas de material, se calcula el porcentaje retenido en cada malla con respecto al peso total de la muestra, como último paso se grafica en escala semilogarítmica el porciento de material que pasa en peso y el diámetro de la malla formando ambos parámetros, en un sistema de ejes sobre el cual una vez graficados los resultados obtenemos la distribución granulométrica.

Abertura	Suelo retenido	Malla
76.2	G	3"
50.8	G	2"
36.1	G	1 1/2"
25.4	G	1"
19.05	G	3/4"
12.7	G	1/2"
9.52	G	3/8"
4.76	G	N°4
2	S	N°10
0.84	S	N°20
0.42	S	N°40
0.25	S	N°60
0.149	S	N°200

Tabla 1.3 Análisis mecánico (Juárez Badillo; 2005:156)

- Granulometría por lavado.

Es el procedimiento de clasificación en una granulometría fina donde el suelo se lava en la malla N° 200.

- Curva granulométrica.

Indica de forma general el tamaño de los granos y la buena o mala graduación de estos. Un suelo bien graduado se refiere a que todos los tamaños de partículas desde los más pequeños hasta los más grandes se encuentran presentes en proporciones semejantes. Mientras que en uno mal graduado la graduación es uniforme, lo cual nos indica que la mayor parte de los granos son

aproximadamente del mismo tamaño, pero cuando se habla de graduación salteada, se expone la ausencia de uno o más tamaños intermedios.

A partir de la curva granulométrica pueden obtenerse dos importantes indicadores que caracterizan a un suelo:

a) Coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

b) Coeficiente de curvatura

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

Donde D_{10} corresponde al diámetro efectivo que corresponde a las partículas cuyo tamaño es mayor o igual que el 30% en peso del total de partículas. D_{60} es el diámetro de partículas cuyo tamaño es mayor o igual que el 60% del peso total de partículas.

En gravas bien graduadas:

$$C_u > 4 \text{ y } C_c \text{ entre } 1 \text{ y } 3$$

En arenas bien graduadas

$$C_u > 6 \text{ y } C_c \text{ entre } 1 \text{ y } 3$$

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños son las siguientes:

SISTEMA CLASIFICACION USCS						
GRUESOS (< 50 % pasa 0.08 mm)						
Tipo de Suelo	Símbolo	% pasa 5 mm.***	% pasa 0.08 mm.	CU	CC	** IP
Gravas	GW	< 50	< 5	> 4	1 a 3	
	GP			≤ 6	<1ó>3	
	GM		> 12			< 0.73 (wl-20) ó <4
	GC					> 0.73 (wl-20) ó >7
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3	
	SP			≤ 6	<1ó>3	
	SM		> 12			< 0.73 (wl-20) ó <4
	SC					> 0.73 (wl-20) y >7
* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC.						
*** respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm						
** Si $IP \leq 0.73 (wl-20)$ ó si IP entre 4 y 7 e $IP > 0.73 (wl-20)$, usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.						
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.						
$C_U = (D_{60}) / (D_{10})$				$C_C = (D_{30}^2) / (D_{60} \cdot D_{10})$		

Figura 1.21 Sistema de Clasificación según el SUCS

(<https://www.google.com.mx/search?q=SUCS&biw=1366&bih=667&source>)

1.22 Suelo grueso.

Estructura simple en la que las partículas se apoyan una sobre otra en forma continua, las fuerzas que existen entre el contacto de las partículas se deben exclusivamente a su peso propio. El rango de tamaños varía entre 0.074 y 76.2mm que corresponden al tamaño de la grava y la arena.

Se conoce que los suelos bien graduados ósea con amplia gama de tamaños tienen un comportamiento mecánico e hidráulico más favorable que los de granulometría muy uniforme. Aunque en su mayoría contienen partículas

mayores a 0.075mm también contienen material fino en pequeña cantidad, como conjunto estos suelos tienen mayor resistencia a la erosión.

1.23 Suelo fino.

En su estructura influyen de manera determinante las fuerzas electromagnéticas y las fuerzas de origen molecular, las partículas no pueden ser observadas a simple vista. Están constituidos de fragmentos diminutos de minerales, con textura granular. De acuerdo al sistema unificado de clasificación unificado estas partículas tienen un tamaño inferior a 0.075mm que corresponden a la categoría del limo y la arcilla, por lo que toda fracción de suelo que pasa la malla N° 200 es considerado como suelo fino.

1.24 Permeabilidad del suelo.

Es la capacidad que tiene un material de permitirle a un flujo que lo atraviese sin alterar su estructura interna. Se afirma que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e impermeable si la cantidad de fluido es despreciable.

1.25 Plasticidad.

La plasticidad es atribuible al contenido de partículas escamosas de tamaño coloidal presentes en los suelos. Las partículas escamosas además son responsables de la alta compresibilidad y la baja permeabilidad de los suelos.

En virtud de esto, puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material que permite resistir deformaciones rápidas, sin cambiar de volumen, y sin agrietarse ni desagregarse.

Los suelos plásticos cambian su consistencia al variar su contenido de agua. De ahí que se puedan determinar sus estados de consistencia al variar si se conocen las fronteras entre ellas. Para definir sus fronteras en todos sus estados se han realizado muchas investigaciones, siendo las más conocidas las de Terzaghi y Atterberg.

1.26 Límites de consistencia y compacidad.

Se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, para medir la plasticidad de las arcillas, se basan en el concepto de que en un suelo fino pueden existir cuatro estados de consistencia según la humedad que contengan, así un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido.

1.27 Límite líquido.

Contenido de agua de un suelo fino para el cual este tiene una resistencia al esfuerzo cortante de 25 gms/cm², su valor se determina en el laboratorio utilizando el método de casa grande (método empírico) o experimental.

1.28 Límite plástico.

Es el contenido de agua según el cual el suelo comienza a perder sus cualidades plásticas para pasar a un estado semisólido. Su determinación se lleva a cabo en el laboratorio colocando 1 cm² de mezcla de agua- suelo sobre un vidrio pulido y formando rollitos de 3mm hasta donde empieza a agrietarse.

Cuando el suelo pierde agua normalmente su volumen disminuye y esto se debe principalmente a las fuerzas de tensión capilar que son producidas por el agua intersticial (la que está en los poros del suelo o intersticios).

Mientras más alto el límite líquido de un limo más comprensible. En las arcillas mientras mayor sea el límite líquido de una arcilla mayor será su compresibilidad.

1.29 Clasificación de los suelos según el SUCS.

Sistema de clasificación basado en las propiedades mecánicas de los suelos y que distinguen a los suelos finos de los gruesos de acuerdo a las partículas finas que pasan a través de la malla # 200 (0.074mm).

Dentro de los suelos gruesos el SUCS considera a cada grupo representándolo con letras mayúsculas que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos así:

<i>Símbolo</i>	<i>Característica</i>
W	Material limpio de finos bien graduado.
p	Material limpio de finos mal graduado.
M	Material con finos no plásticos.
C	Material con finos plásticos.
GW, SW	Suelos bien graduados y con pocos finos o bien limpios (finos menor a 5 % en peso) para arena $CU > 6$ y C_c (entre 1 y 3) para grava $C_u > 4$ y C_c (entre 1 y 3).
GP, SP	Suelos mal graduados, no cumplen los requisitos anteriores.
GM, SM	Porcentaje de finos mayores al 12 %, $I_p < 4$.
GC, SC	Porcentaje de finos mayores al 12 %, $I_p < 7$.

Tabla 1.2 Clasificación de los suelos según el SUCS (Juárez Badillo; 2005; 157)

A los suelos gruesos con contenidos de finos comprendidos entre el 5% y el 12 % en peso así como suelos cuyo material no cae claramente dentro de un grupo de SUCS, se les asigna un símbolo doble para denominarles los casos de fronteras.

Este sistema considera a los suelos reteniéndolos en grupos formados por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado por los suelos gruesos de acuerdo a las siguientes divisiones:

Símbolo genérico	Material
M	Limos inorgánicos
C	Arcillas inorgánicas
O	Limos y arcillas inorgánicas.

Tabla 1.3 Nomenclatura del material (Juárez Badillo; 2005:158)

Estos tres tipos se subdividen a su vez de acuerdo a su límite líquido en dos grupos:

Si el límite líquido es menor de 50% se añade al símbolo genérico la letra “L”. Si el $L.L < 50\%$ L (Low compressibility).

Los suelos que contienen gran cantidad de elementos orgánicos, suelos altamente fibrosos como turbas y suelos pantanosos que resultan ser altamente compresibles su símbolo es Pt. En base al L.L y al I.P Casagrande comenzó a obtener características indicativas del comportamiento de los suelos y construyó la llamada carta de plasticidad de modo que localizando un suelo en ella se puede tener información a nivel cualitativo sobre su comportamiento.

1.30 Carta de plasticidad.

El principal uso de la carta de plasticidad esta en situar en ella un suelo desconocido, por medio del cálculo de 2 parámetros que definen su plasticidad, el límite líquido y el plástico. La colocación del suelo en uno de los grupos permite tener un modo simple, rápido y económico de adquirir información sobre el suelo en cuestión.

Al comparar las propiedades físicas del suelo, que tengan el mismo límite líquido, se puede deducir que creciendo el índice plástico aumentan las características de tenacidad y resistencia en estado seco, en tanto que disminuye la permeabilidad.

Según se dijo este sistema está basado en el de aeropuertos, hasta el grado que puede decirse que es el mismo, con ligeras modificaciones. El sistema cubre los suelos gruesos y los suelos finos distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla N°. 200, las partículas gruesas son mayores que dicha malla y

las finas son menores. Un suelo se considera grueso si más del 50 % de sus partículas, y finos si más de la mitad de sus partículas de peso son finas.

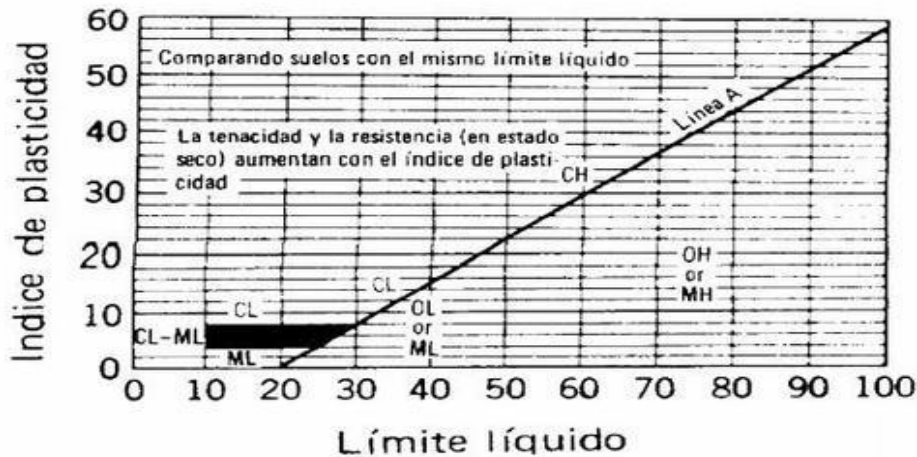


Figura 1.22 Carta de plasticidad

(<https://www.google.com.mx/search?q=SUCS&biw=1366&bih=667&source=Inms&tbn=isch&sa=X&ei=x>)

1.31 Capilaridad de los suelos.

Una superficie líquida resiste tensiones debido a la atracción superficial entre moléculas adyacentes, esta atracción molecular viene medida por la tensión superficial, propiedad constante de cualquier líquido o gas. Este fenómeno permite que un suelo seco mantenga o succione agua a niveles por encima del nivel freático.

1.32 Análisis de asentamientos.

Cuando un material cualquiera incluyendo el suelo es sometido a esfuerzos, sufre deformaciones, la naturaleza de la deformación depende de la resistencia

del material y de la combinación de los esfuerzos. La deformación a corto plazo es de tipo elastoplástica y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga, se le denomina deformación o asentamiento elástico inmediato. La deformación a largo plazo es debido a la acción de cargas de larga duración que producen la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose 2 componentes: consolidación primaria y secundaria.

- Consolidación primaria. Ocurre en suelos finos, plásticos de baja permeabilidad, en los que el tiempo que tarda en producirse es función de la expulsión de aguas que los satura, este fenómeno se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzagui.
- Consolidación secundaria. Se presenta en algunos suelos, principalmente arcillas muy compresibles y suelos altamente orgánicos que después de sufrir el proceso de consolidación primaria continúan deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso y este proceso continua durante muchos años.

En la prueba de consolidación el suelo se somete a 2 cargas que se aplican en incremento, permitiendo que cada incremento actúe por periodo de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación sea prácticamente cero. Por cada incremento de carga se mide la deformación en el micrómetro a diferentes tiempos con lo cual se puede construir la curva de consolidación.

1.33 Compresión triaxial rápida.

En la práctica se pueden realizar las siguientes pruebas de tipo triaxial:

- Prueba lenta (CD). En esta prueba primeramente se deja consolidar la muestra sin carga únicamente con la presión del agua y posteriormente se lleva a la falla con presiones de carga muy lentamente, esta prueba se realiza principalmente en suelos normalmente consolidados.
- Prueba rápida consolidada (CU). En esta prueba se deja consolidar la muestra y posteriormente se lleva a la falla sin permitir drenaje, se trata de estimar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo que se carga bruscamente, por lo tanto los esfuerzos totales son mayores a los efectivos.
- Prueba rápida (UU). En esta prueba no se permite el drenaje y se lleva la muestra a la falla rápidamente, este tipo es el más utilizado.

Para los suelos friccionantes las pruebas de compresión triaxial se realizan en muestras alteradas ya que no es posible el labrado del espécimen.

CAPÍTULO 2

TEORÍAS PARA EL CÁLCULO DE EMPUJE SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

En este capítulo se presentan las teorías utilizadas en el diseño y cálculo de las fuerzas que intervienen en un muro de contención. El objetivo principal de presentarlas en este apartado, es a fin de entender cómo afectan estas fuerzas a la estructura, y así proponer un dimensionamiento adecuado.

Se explicarán las diferentes teorías de obtención de empuje, con distintas posibilidades en cuanto a condiciones de contorno, así como planteamientos específicos según tipologías estructurales.

2.1 Fuerzas actuantes en un muro de contención.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención en el cual la sección estructural se mantenga constante a lo largo de un trecho considerable, pueden calcularse para un segmento unitario de muro en la dirección normal al plano del papel generalmente de un metro.

A continuación se expondrán las diferentes fuerzas que deben tomarse en cuenta en el cálculo de un muro.

- a) Peso propio del muro, esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección.
- b) La presión del relleno contra el respaldo del muro con su correspondiente intensidad y distribución.

- c) La componente normal de las presiones en la cimentación.
- d) La componente horizontal de las presiones en la cimentación.
- e) La presión de la tierra contra el frente del muro, el nivel de desplante de un muro debe colocarse bajo la influencia de las heladas y al nivel que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno, así la tierra colocada en el frente del muro ejerce una resistencia, sin embargo esta fuerza suele omitirse en los cálculos.
- f) Fuerzas de filtración y otras debidas al agua, si se permite la acumulación de agua tras el muro genera presiones hidrostáticas sobre él, independientes de la calidad del terreno, pero en este caso se reduce la presión debida a la tierra por efecto del peso específico sumergido. Sin embargo esta condición debe ser siempre evitada instalando en el muro el drenaje adecuado que garantice la eliminación eficiente de las aguas.
- g) Sobrecargas actuantes sobre el terreno usualmente uniformemente distribuidas o lineales.
- h) Temblores (movimientos sísmicos) aumento momentáneo de la presión lateral contra un muro. En zonas críticas puede tomarse en cuenta incrementando los empujes en un 10%.
- i) La acción de las heladas, cuando no se tiene drenaje adecuado el respaldo del muro se congela provocando expansiones y aumento del empuje sobre el muro.

2.2 Determinación del empuje de tierras sobre el muro.

Para lograr un diseño adecuado, debe calcularse la presión ejercida, dentro de parámetros justificables, el muro puede cumplir tres hipótesis, las cuales se refieren a su comportamiento. Una de ellas es el deslizamiento a distancia suficiente como para que pueda desarrollarse toda la resistencia al corte del relleno o terraplén. Las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y pueden determinarse con exactitud.

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y el punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro. Un aspecto esencial para la comprobación de un muro, con sus condiciones de entorno es la estimación de los empujes (activos y pasivos) en función de la configuración del propio muro, de las características y condiciones del terreno y de las acciones que le afecten según el caso.

El primero en utilizar una metodología científica fue A. Coulomb, ingeniero militar, quien observó y se fundamentó en los muros reventados por la artillería, en base a esto propuso un modelo de estimación de los empujes activos, planteando el equilibrio de la masa del mismo derramado en el trasdós, o cuña de rotura.

Dicho modelo supone que los movimientos del muro son suficientes como para que se forme en el terreno una cuña de empuje, que está limitada por una superficie de deslizamiento plana. Por su parte la dirección del empuje depende del movimiento relativo entre el terreno y el trasdós del muro durante el proceso de colapso.

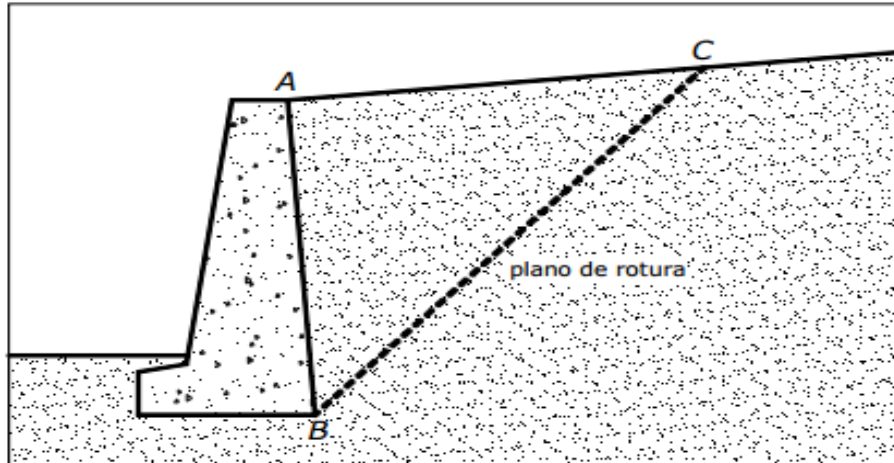


Figura 2.1 Plano de Rotura

(<https://www.google.com.mx/search?q=plano+de+rotura+de+un+muro+de+contención>)

En realidad no existe una teoría que se pueda definir como exacta, todas ellas se aproximan más o menos a la realidad y cualquiera arroja la suficiente seguridad para poder ser utilizada. La utilización de una teoría en particular se basa en su carácter práctico. En este capítulo se pretende la exposición de cada una de ellas se indicará la más utilizada por la práctica, por su carácter simplista y además seguro para el diseño de un muro determinado.

2.3 Teoría de Coulomb para presión de tierra.

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, quien aplicó a los suelos las leyes fundamentales de la fricción. Él descubrió que la resistencia a lo largo de una superficie de falla dentro

de un suelo es función tanto de la carga por unidad de área como de la superficie de contacto. Puede considerarse como la primera retribución importante de la Mecánica de Suelos.

La resistencia de los suelos a la deformación depende, sobre todo, de su resistencia al esfuerzo cortante, que equivale a la suma de dos componentes: la fricción y la cohesión. La resistencia friccional surge de la irregularidad de los contactos entre partículas y es proporcional a la fuerza perpendicular entre ellas (presión normal). La cohesión, que es la resistencia máxima a la tensión de un suelo es el resultado de las fuerzas de atracción que hay entre gránulos en contacto íntimo y no depende de la presión normal. Sin embargo, es raro encontrar esta cohesión verdadera, lo más común es que los suelos tengan cierta resistencia friccional.

En esta teoría supone la existencia de un plano de rotura, por tanto 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. Se puede tomar en cuenta la cohesión así como el talud de los rellenos inclinados y sobrecargas uniformes sobre la superficie del terreno y una superficie libre de agua paralela a la superficie del mismo.

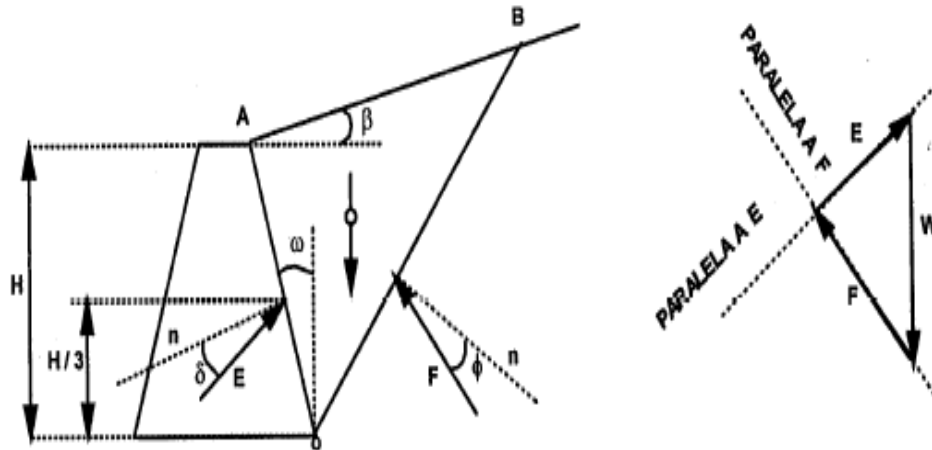


Figura 2.2 Mecanismo de empujes de suelos friccionantes según Coulomb.

(Fuente: Juárez Badillo; 1976:137)

La cuña OAB tiende a deslizar bajo el efecto de su peso y por esa tendencia se producen esfuerzos de fricción tanto en el respaldo del muro como a lo largo del plano OB. Suponiendo que las resistencias friccionantes se desarrollan por completo las fuerzas E_a y F resultan inclinadas respecto a las normales correspondientes, por lo que se plantea que el sistema de fuerzas estará en equilibrio. De todo esto se deduce que las magnitudes conocidas en un principio son el peso del terreno P y los ángulos de la poligonal dados por el gráfico presentado anteriormente.

Para conocer estos ángulos, se requiere tener el conocimiento sobre el plano de falla, ya que el talud natural se conoce al saber el tipo de suelo.

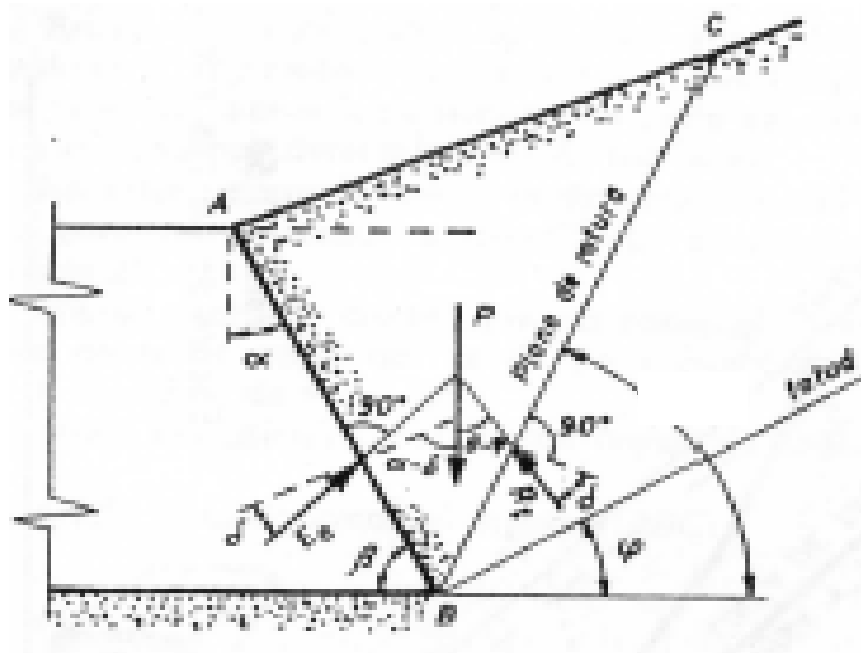


Figura 2.3 Teoría de Barros (Barros: 1979:38)

Se hace necesario saber acerca de la línea de rotura, la teoría de Coulomb dice que de todos los planos que como el BC pasen por la arista del trasdós del muro deberá tomarse aquella línea BC que produzca el mayor empuje activo E_a . Se requieren tanteos con diversos planos hasta lograr hasta lograr el empuje máximo. Un punto desfavorable de dicha teoría es que arroje resultados que no concuerden con la realidad a pesar de que se suponen los empujes máximos, por lo que se disminuye el coeficiente de seguridad de la obra, sobre todo cuando se habla del empuje E_p .

2.4 Método de Culmann.

Este método consiste en encontrar el plano de deslizamiento, que proporcione el empuje activo máximo según la teoría de Coulomb.

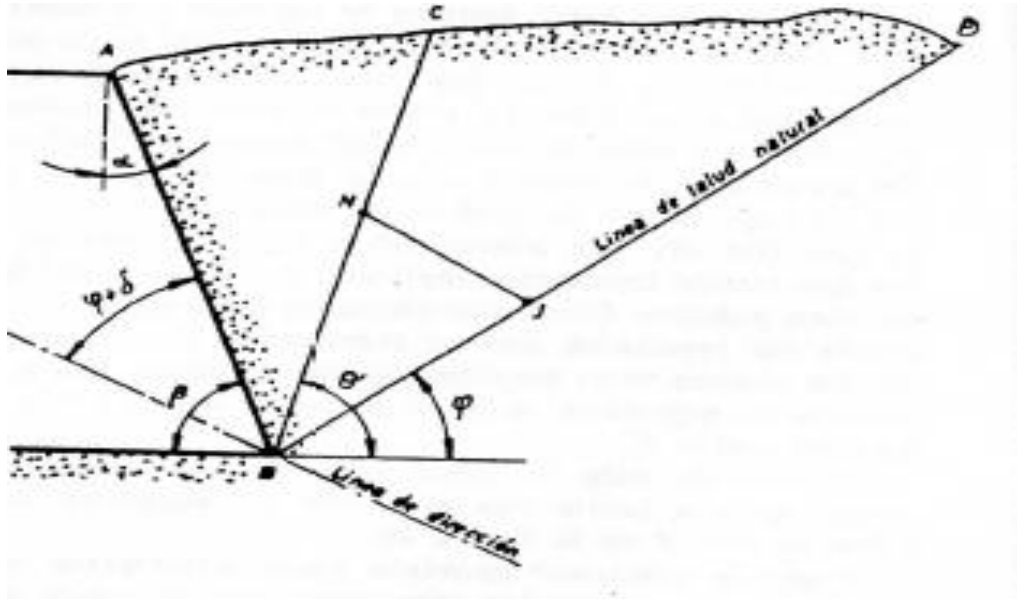


Figura 2.4 Proceso del método de Culmann (Barros; 1979:40)

Puede utilizarse en muchos tipos de muros y con diferentes tipos de sobrecarga. El método de Culmann sigue el siguiente proceso:

- a) Define la línea del talud natural como la que partiendo del vértice B del trasdós del muro forma un ángulo Φ (que es el rozamiento interno del terreno) con la horizontal.
- b) Define la línea de dirección como aquella que pasando por B forma un ángulo $\Phi + \delta$ con el parámetro del muro.

Se dice que si a partir del punto B, se considera como origen de coordenadas, la línea del talud natural BD, la magnitud del peso del prisma ABC a una determinada escala, nos dará el punto J. Si ahora por JB se traza una paralela a la línea de dirección cortará a la línea BC en el punto N. Este valor JN

representa a la escala indicada para la fuerza el valor del empuje activo producido por el prisma AB

BJ = Valor del peso del prisma ABC

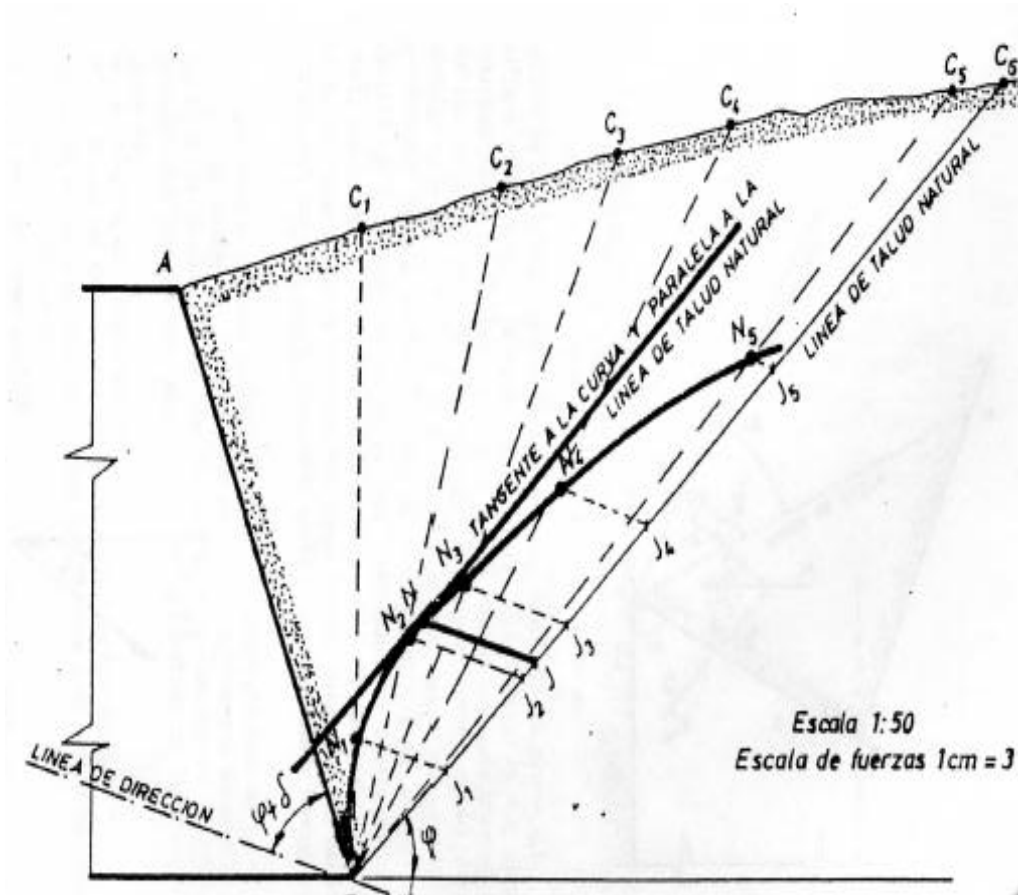


Figura 2.5 Método de Culmann (Barros; 1979:41)

2.5 Método de Poncelet.

Es un método simple, que permite encontrar de forma sencilla el empuje sobre un muro. Consiste en conocer los valores de $\Phi + \delta$, y obtener el plano de deslizamiento

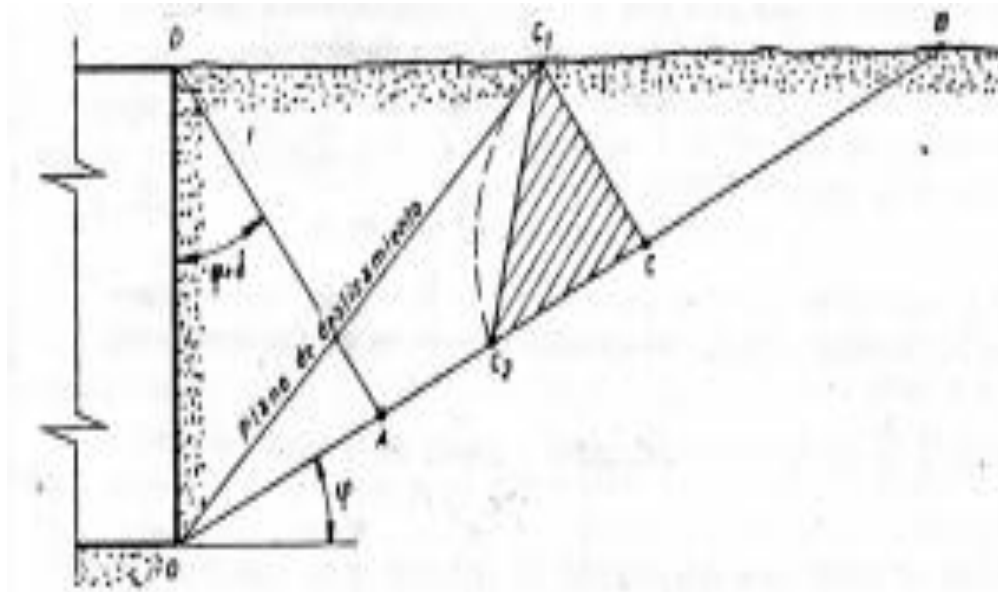


Figura 2.6 Método de Poncelet (Barros; 1974:47)

Como primer paso una vez conocidos los valores de $\Phi + d$, se trazan unas líneas OB y DA formando la línea horizontal y con el parámetro los ángulos. Posteriormente determinado el punto A se halla el punto C mediante la expresión $OC = (OA \cdot OB)^{1/2}$ esto a ser producto media geométrica de OA y OB. Por último conocido C se dibuja una paralela a DA con lo que quedará definido el punto C1, y este unido a O arrojará el plano de deslizamiento.

Llevando la distancia CC1 sobre la recta OB a partir de C se obtiene el punto C2. La figura determinada por estos puntos, nos representa un triángulo, el cual nos define el empuje activo de las tierras sobre el muro en cuestión. Dicho empuje está aplicado a $1/3$ de la altura del muro a partir de la base.

2.6 Método de Rebhan.

Para poder describir este método, se necesita tener conocimientos acerca de las sobrecargas lineales, para la correcta utilización de la fórmula e interpretación. Sea un muro como el que se indicará a continuación, que se encuentra conteniendo material cuyo peso específico es γ , pero que en su caso se encuentran repartidas y cuyo peso por metro es P .

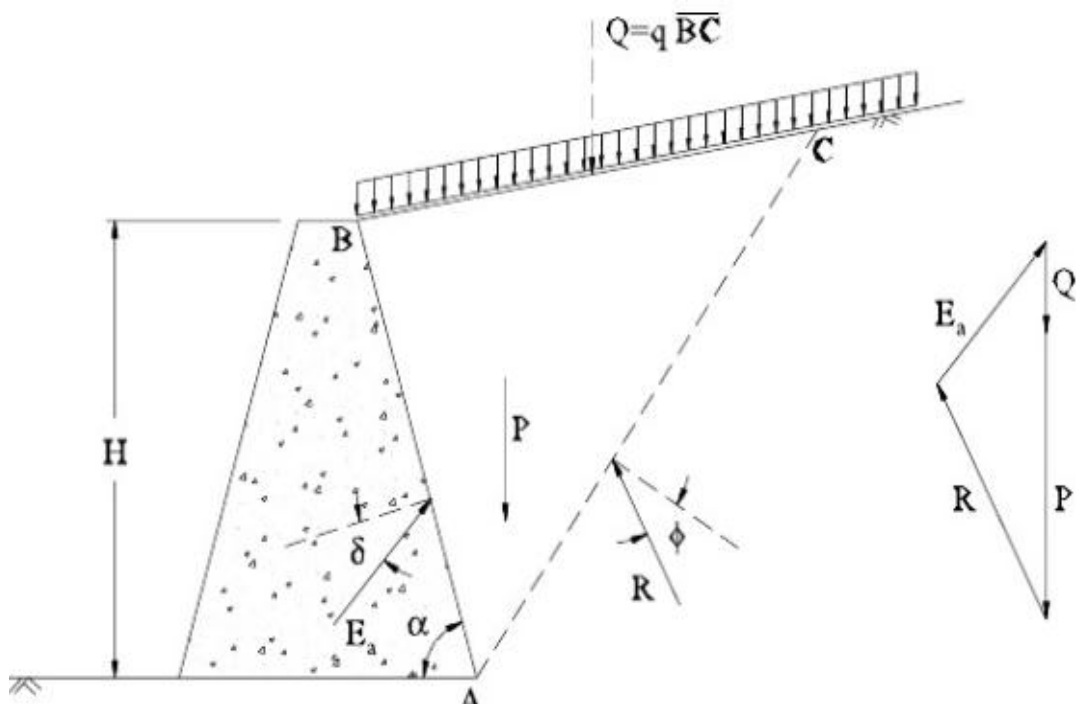


Figura 2.7 Sobrecargas lineales en un terreno (Barros; 1974:50)

Este método se basa en ir aproximando mediante diferentes indicaciones de una recta el área de dos triángulos hasta que llegado un momento en el cual coincidan, se obtenga el valor del empuje dado también por el valor de un prisma de terreno de base triangular.

Los pasos a seguir para la determinación del empuje activo comienza en que una vez conocidos los valores de $\Phi + \alpha$ se construye una recta a partir de C cuya inclinación respecto a la horizontal sea valor de Φ .

Se traza una recta con cualquier inclinación, esta recta corta a la superficie del terreno en el punto E_1 , por este punto se traza una paralela a la recta definida por la inclinación $\Phi + \alpha$ 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 θ_2 la cual debe cortar la superficie del terreno en E_0 se traza una paralela a la recta con una inclinación $\Phi + \alpha$ que cortará en D_1 a la recta definida por la inclinación Φ .

Trazada la recta de inclinación θ_3 y efectuando el proceso similar a los pasos anteriores se observa que $h'_3 = h_3$ por lo tanto ya es posible definir el empuje activo en el muro. Este empuje se determina llevando sobre la recta CD_1 el valor de la distancia D_3E_3 con lo que queda determinado el triángulo que se ha hallado en la figura y que define el empuje una vez hallada su área.

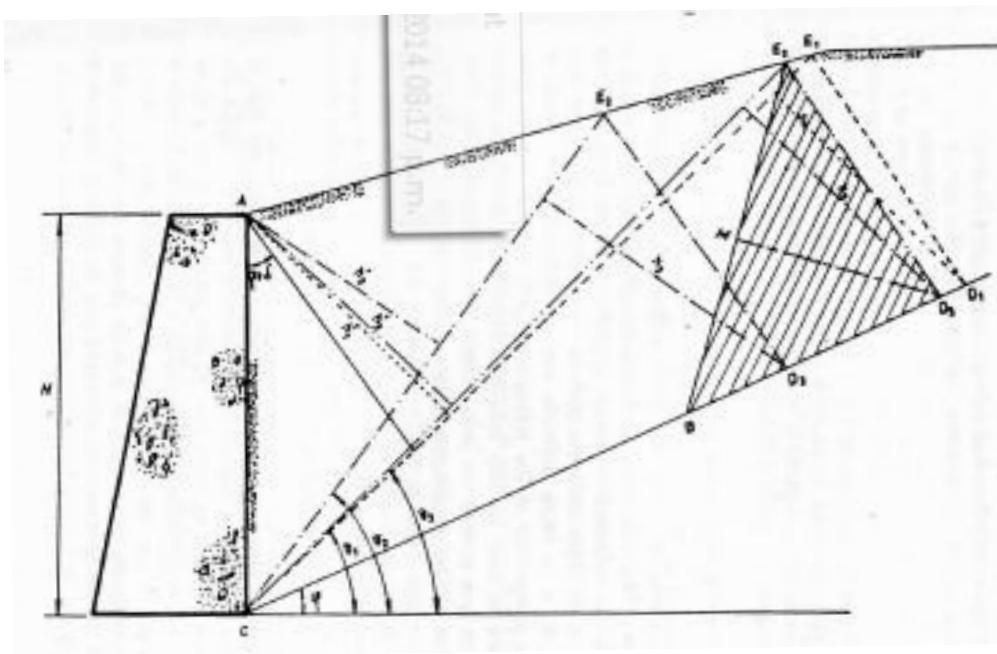


Figura 2.8 Método de Rebhan (Barros; 1979: 52)

2.7 Teoría de Rankine.

La fórmula de Rankine según Barros (1979) da de una forma inmediata el valor del empuje de las tierras sobre un muro cuando este tiene un trasdós

vertical. Por lo que cuando sea el caso este no dudará en aplicar dicha teoría. La fórmula que da el empuje activo es la siguiente:

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

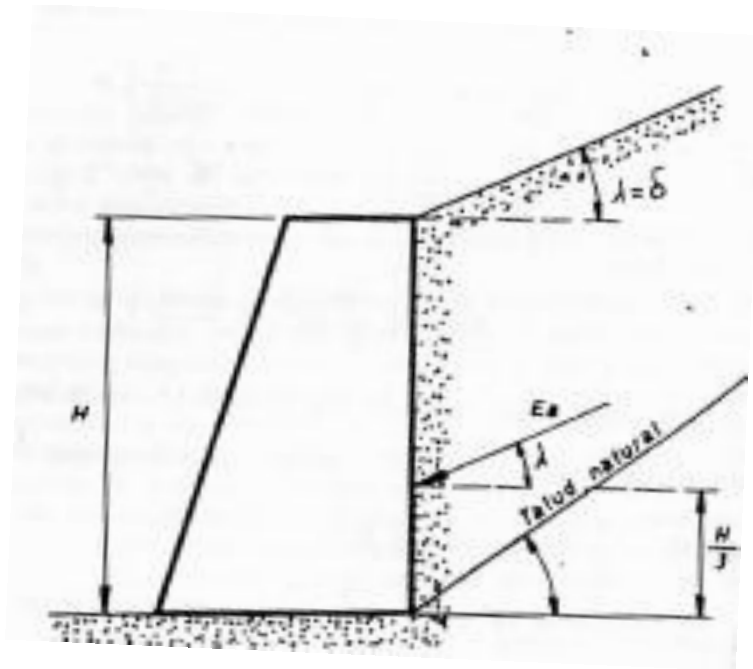


Figura 2.9 Empujes activos (Barros; 1974:55)

Todos los cálculos que se han indicado son para el ancho del muro que será tomado como un metro. Puede apreciarse en la figura que el empuje activo E_a está aplicado a una distancia H/3 de la base del muro y forma con la horizontal un ángulo igual al que forma la superficie del terreno con la horizontal.

Según Barros (1974) cuando suceda que la superficie del terreno es horizontal y por lo tanto forma un ángulo cero con la horizontal siguiendo el trasdós vertical, al sustituir $\cos \lambda = \cos 0 = 1$ en la fórmula de Rankine se obtiene la siguiente fórmula que será utilizada en estos casos.

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

$$= \gamma \frac{H^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \right) = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Es decir:

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

Al coeficiente $\operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right)$ se le denomina peso específico del fluido equivalente ya el empuje activo resultante es el mismo que se obtendría si el muro se encontrase soportando la acción.

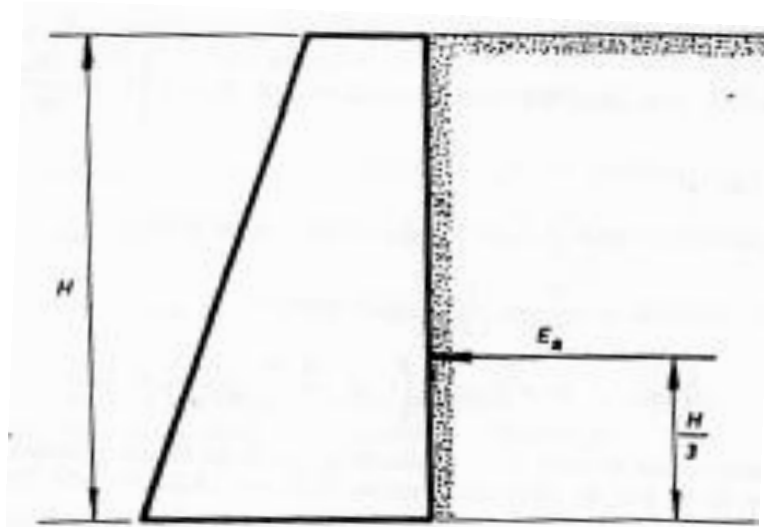


Figura 2.10 Empujes activo en terreno horizontal (Barros; 1974:55)

En la siguiente tabla se muestra que el ángulo de talud está comprendido entre 20 y 45° variando para cada tipo de tierra. El uso de este dato simplifica los

Clase de terreno	γ Tn/m. ³	Talud natural	$\text{tg}^2 (\pi/4 - 1/2 \Phi)$
Relleno de tierra vegetal	1.7	25°	0.41
Relleno de pedraplen	1.8	40°	0.22
Terraplén seco	1.4	37°	0.25
Terraplén húmedo	1.6	45°	0.172
Terraplén arena seca	1.6	32°	0.3
Terraplén arena húmeda	1.8	40°	0.22
Terraplén arcilla seca	1.6	42°	0.18
Terraplén arcilla húmeda	2	22°	0.45
Terraplén gravilla seca	1.9	37°	0.25

cálculos operacionales cuando trate de calcularse un muro de interior recto

. Tabla 2.1 Ángulo del talud natural según la clase de terreno (Barros; 1974:58).

Como se ha mencionado anteriormente, debe evitarse el corrimiento del muro por acción del empuje activo, pero es conveniente aclarar que cualquier diseño sufre corrimiento de orden muy pequeño y que no afecta en absoluto a la estabilidad del muro. Este pequeño valor es el que hace que aparezca el empuje pasivo, pudiendo calcular la obra de acuerdo a 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.

La siguiente figura muestra la distribución de presiones por acción de la tierra que rodea el muro representado. Si el muro no presentara ningún deslizamiento, los empujes a ambos lados serían aplicados a la altura que se indica.

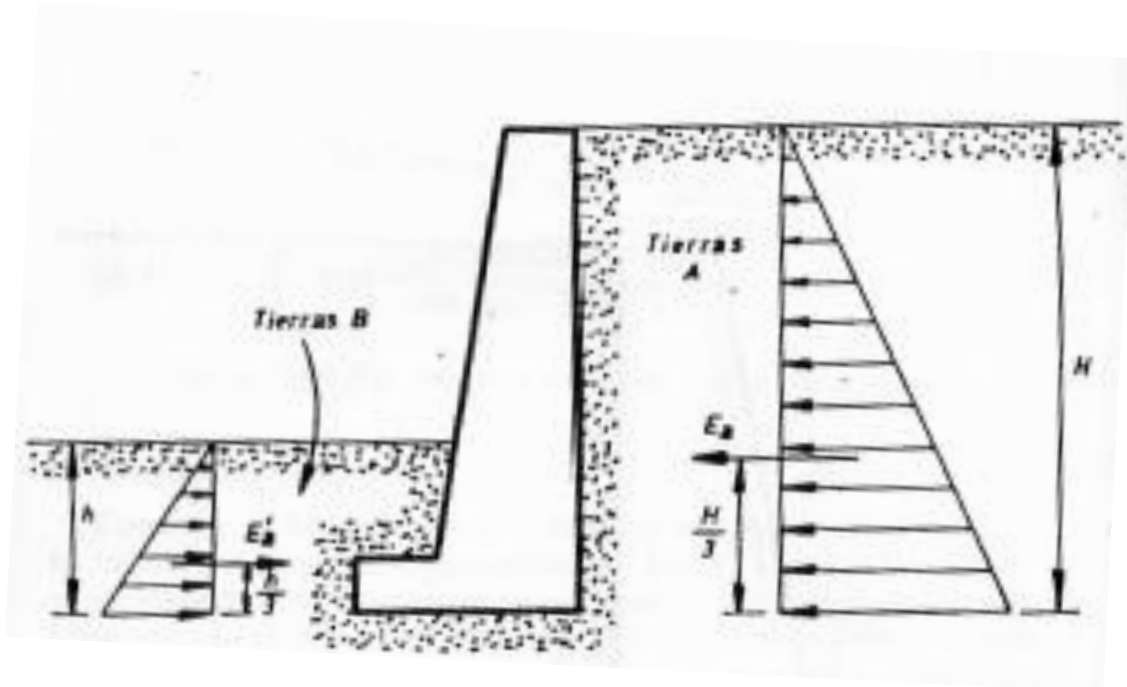


Figura 2.11 Distribución de presiones por la acción de la tierra (Barros; 1974:59)

“El muro sufre un corrimiento hacia la izquierda, por lo que las tierras B que antes se limitaban a producir el empuje activo indicado por la distribución triangular dando E_a y E'_a pasan ahora a soportar otro esfuerzo de contención de ese pequeño desplazamiento, por lo que cuando esto se produce es cuando surge el empuje pasivo” (Barros; 1974:59).

El empuje pasivo E_p ayuda a dar estabilidad al muro por parte de la cara donde se producirá el corrimiento debido al E_a .

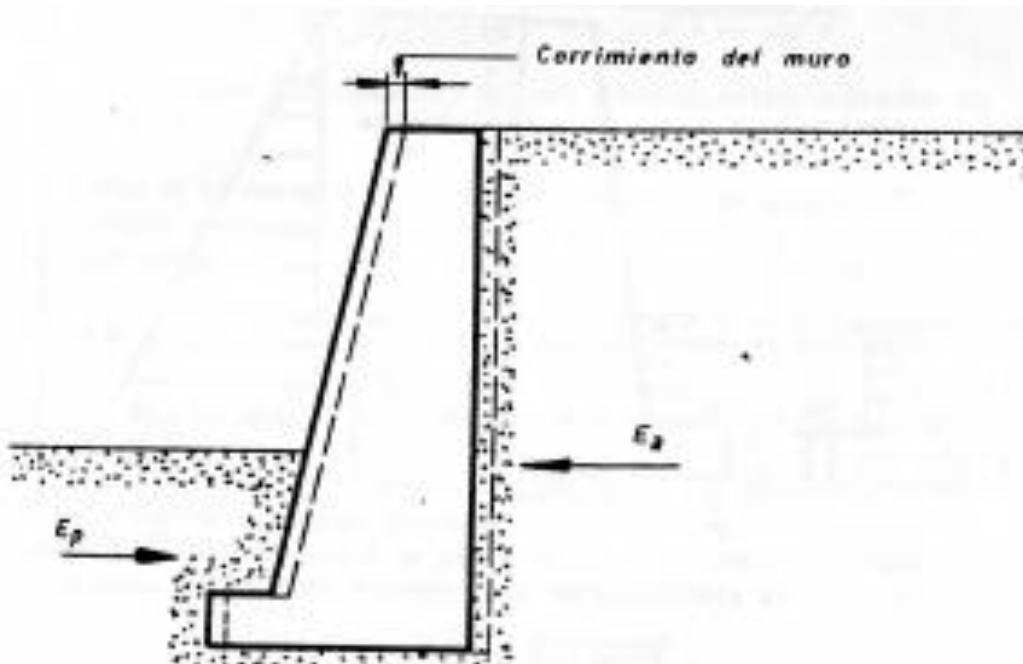


Figura 2.12 Empuje pasivo (Barros; 1974:59)

La teoría de Rankine refiriéndose a empujes pasivos considera un terreno homogéneo, isótropo, continuo y elástico. La ecuación para un muro de parámetro vertical y terreno horizontal da como valor del empuje pasivo:

$$E_p = \gamma \frac{H^2}{2} \tan^2 \frac{\pi}{2} + \frac{c}{2}$$

2.8 Método semiempírico de Terzagui.

El método de Terzagui para determinar la capacidad de carga de un suelo cubre el caso más general, pues se aplica a suelos con cohesión y/o fricción, y se considera la teoría más usada para determinar la capacidad de carga en cimientos poco profundos. Dentro de este método no necesita estudio de mecánica de suelos.

En su estudio, se enfoca al cálculo de empujes contra muros de contención, es un método que se emplea para alturas de muros menores a 7 metros. Su procedimiento es sencillo, se encasilla el material de relleno en los siguientes tipos:

1. Suelo granular grueso sin finos
2. Suelo granular grueso con finos
3. Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidades apreciables.
4. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
5. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidas de modo que el agua proveniente de cualquier frente no penetre entre los fragmentos.

Los tipos de suelo 4 y 5 no son deseables como suelos de relleno, el método propuesto cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en lo que se refiere a la granulometría del relleno y la condición de carga.

2.8.1 Casos.

A continuación se escriben los casos que más frecuentemente son encontrados referentes a las características de los rellenos, enfatizando la capacidad de carga

1.- La superficie de relleno es plana, inclinada y sin sobrecarga alguna, los números en las curvas indican el tipo de material. Para materiales tipo 5 los

cálculos se realizan en una altura H en 1.20m menor aplicando el empuje a 1 distancia.

$$d = 1/3 (H - 1.20)$$

Contando a partir del nivel inferior del muro, el empuje se da en metro lineal de muro.

2.- La superficie de relleno es inclinada a partir de la corona del muro hasta un cierto nivel a partir del cual es horizontal. Los valores de K_h y K_v se obtienen de las gráficas.

La altura del punto de aplicación cuando el relleno sea del tipo 5 también será dado por:

$$d = 1/3 (H - 1.20)$$

3.- La superficie de relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida "q". El empuje sobre el plano vertical *ab* se incrementa en forma uniforme la cantidad (P).

4.- La superficie de relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida por unidad de longitud y ejerce una fuerza horizontal $P = Cq$ en la sección vertical segmento AB del muro y el valor de C se obtiene de la tabla anterior.

Para el caso 1 la solución se puede dar con las siguientes fórmulas:

$$E_H = \frac{1}{2} K_H * H^2$$

$$E_v = \frac{1}{2} K_v * H^2$$

E_H y E_v representan la componente vertical y horizontal de empuje, se presentarán a continuación las gráficas utilizadas en la figura 2. Para obtener K_H y K_v que están en función del ángulo de relleno y características del material.

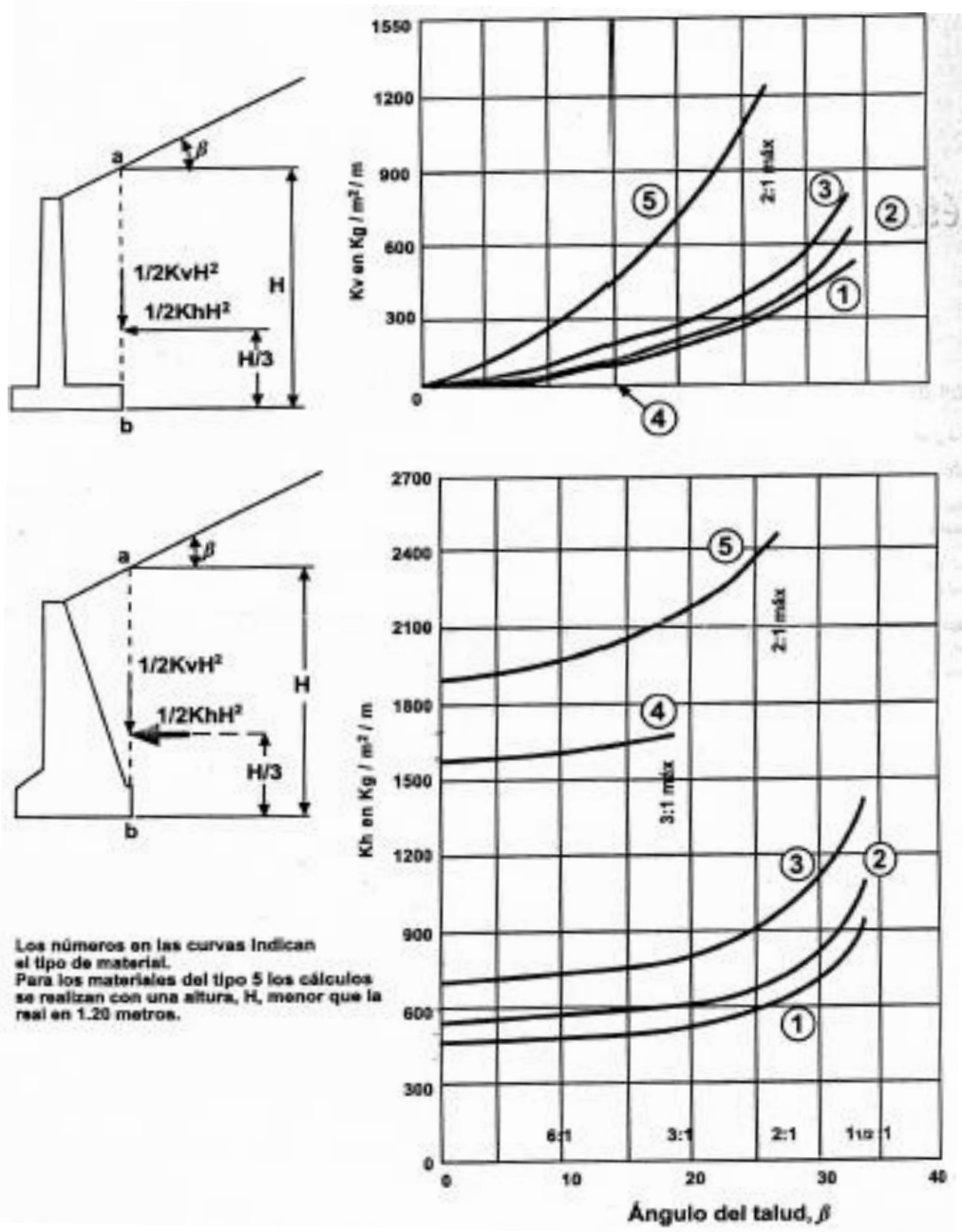


Figura 2.13 Gráfica para determinar el empuje de rellenos con superficie plana según Terzaghi (Juárez; 1979:154)

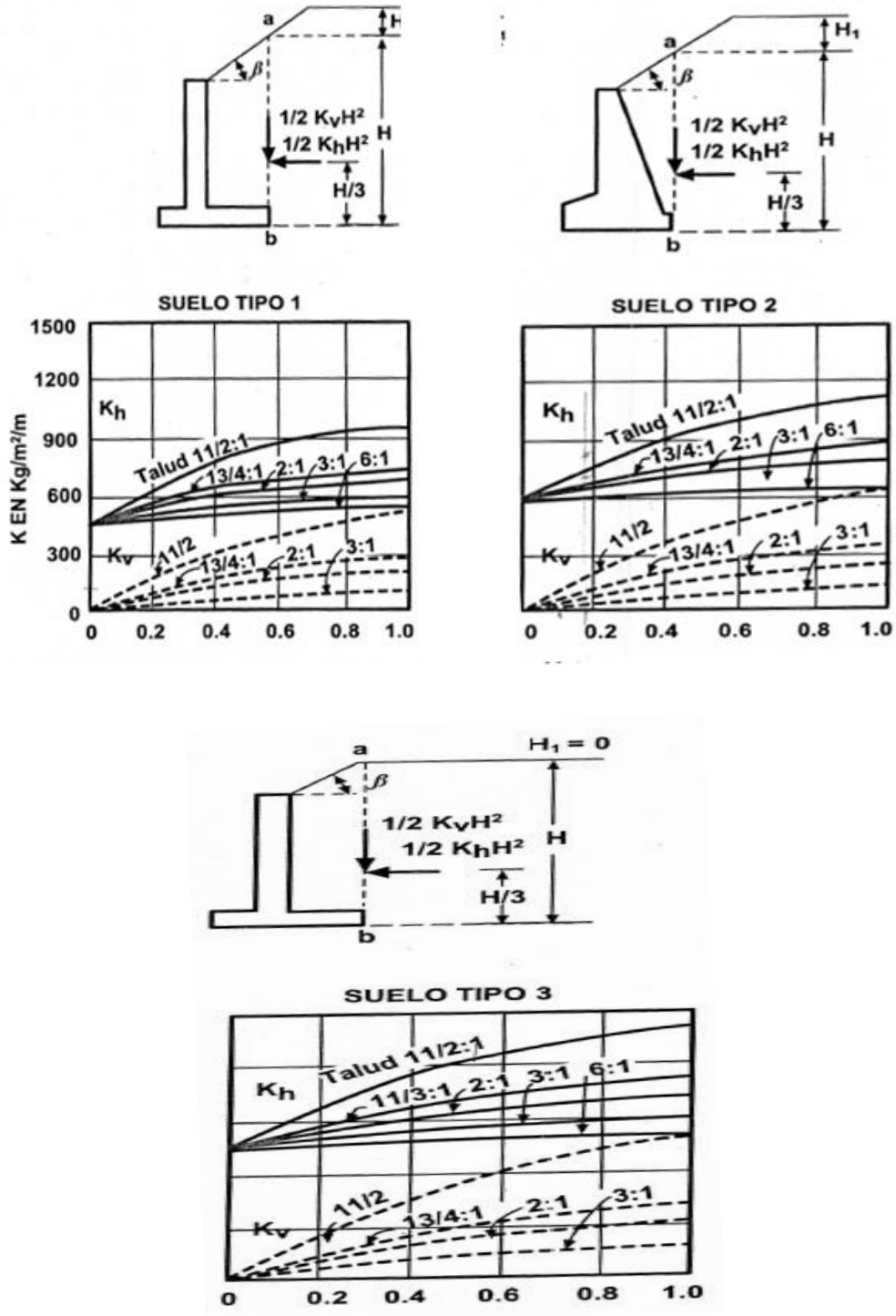


Figura 2.14. Gráficas para determinar el empuje de rellenos con terraplén
(Juárez; 1974:155)

En los rellenos tipo 5 la altura H debe ser reducida en 1.2m debido a que el empuje es aplicado a una altura d', a partir del nivel inferior, se plantea con la siguiente expresión:

$$d' = \frac{1}{3} (H-1.2)$$

En el caso dos la superficie esta inclinada hasta una altura y después se vuelve horizontal y después se vuelve horizontal en su superficie y existe una sobrecarga uniformemente distribuida, la presión vertical deberá incrementarse en función de:

$$P = Cq$$

El valor de C se obtiene de la siguiente tabla y q' la carga uniforme lineal, la cual produce una carga uniforme también sobre la cimentación.

Valores de C	
Tipo de relleno	C
I	0.27
II	0.3
III	0.39
IV	1.0
V	1.0

Tabla 2.2 Valores de C según el tipo de material (Juárez; 1979:156)

Si la p está situada por debajo de la base del muro la influencia de la carga lineal sobre el muro puede despreciarse. Cuando el relleno tenga una superficie inclinada con un ángulo β con la horizontal, por un proceso de integración análogo a las expresiones anteriores se puede obtener el empuje activo y pasivo como se muestra a continuación.

$$E_a = 1/2 Y H^2 \left[\cos \beta \left(\frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}} \right) \right]$$

$$E_p = 1/2 Y H^2 \left[\cos \beta \left(\frac{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}} \right) \right]$$

$$E_H = 1/2 K_H H$$

$$E_V = 1/2 K_V H^2$$

2.9 Cálculo de las acciones sobre el muro.

Para el diseño de un muro de retención es conveniente considerar acciones que afecten su estabilidad. Dentro de estas son consideradas las fuerzas actuantes, para ello típicamente se realizan cálculos de estabilidad interna y externa así como capacidad de carga.

2.10 Seguridad del Vuelco.

La estabilidad de un muro depende del peso propio, esto puede referenciarse a los de mampostería mientras que en los de concreto depende de

sus condiciones de apoyo. Una vez calculadas todas las fuerzas que actúan sobre el muro, se procede a revisar la estabilidad del mismo considerando los mecanismos de falla posibles en este caso.

En la siguiente tabla se muestran los pesos volumétricos aproximados de los materiales más comunes.

Tipo de material	ton/ m ³
concreto en masa	2.2
Concreto armado	2.4
Ladrillo macizo	1.8
mampostería(piedra braza)	2.6

Tabla 2.3 pesos volumétricos para muros de contención (fuente propia)

En el manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1981) se considera este valor como 1.5

Cálculo de seguridad contra volteo.

$$F_s = \frac{M_+}{M_-} > 1.5$$

M₊ = Momento resistente que evita el vuelco

M₋ = Momento motor provoca el vuelco con respecto al punto.

El momento será igual al producto del empuje activo (Componente horizontal).

2.11 Seguridad al deslizamiento.

En la verificación de deslizamiento se revisa que la componente horizontal del empuje de la tierra no supere la fuerza de retención debido a la fricción entre la cimentación y el suelo, proporcional al peso del muro. El coeficiente de seguridad ante el deslizamiento debe ser de 0.25. Este coeficiente esta dado por por la relación entre las fuerzas de empuje horizontales y verticales.

$$Cd = \frac{Eh}{P+Ev} < 0.25$$

El factor de seguridad contra deslizamiento se calcula dividiendo las fuerzas que indican un deslizamiento hacia afuera EAH, entre las que se oponen (EpH y Fr).

$$Fr = \Sigma \text{Fuerzas verticales} * f$$

$$f = \text{Tan} (2/3\phi)$$

$$\Sigma \text{Fuerzas verticales} = (W1+W2+W3+W4+W5+W6+EAV)=$$

$$Fs = \frac{FR+EpH}{EAH}$$

El manual de diseño de obras civiles de la CFE (1981) considera otro criterio utilizando la siguiente fórmula:

$$SS = \frac{\text{Suma de fuerzas de fricción resistentes}}{\text{Suma de fuerzas horizontales actuantes}} > 1.5$$

2.12 Revisión por capacidad de carga.

Habiendo considerado las cargas de servicio actuante, así como las propiedades del suelo, es necesario juzgar el probable funcionamiento del muro al transmitir los esfuerzos que generan la carga de la estructura del terreno. Este tipo de falla se puede representar cuando el suelo es incapaz de soportar la carga, a este comportamiento se le relaciona con la resistencia del suelo de desplante y se le denomina falla por capacidad de carga.

El cálculo de esta falla se realiza a través de la teoría de Terzaghi que considera las siguientes hipótesis:

Estrato homogéneo.

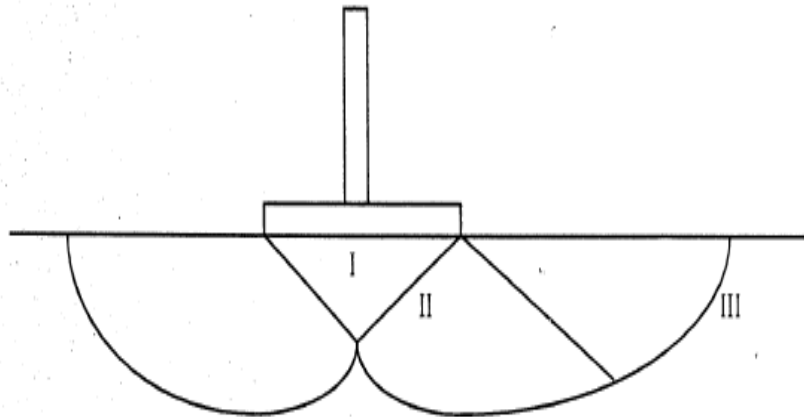


Figura 2.12 Esquema de Zonas en suelos cohesivos

La cuña la considera rígida y las cuñas II y III se plastifican cuando se supera la máxima resistencia al corte. La cuña I penetra y empuja lateralmente a la cuña II y esta misma a la cuña III. En suelos cohesivos rígidos la cuña II y III se plastifican totalmente. A este tipo de falla se le conoce como falla general.

La fórmula propuesta por Terzagui para el cálculo de capacidad de carga última para el caso de suelos cohesivos es la siguiente:

$$q_c = C N_c + Y D_f N_q + \frac{1}{2} B Y N_\gamma$$

$$q_{adm} = q_c / F_s$$

Donde:

C= Cohesión del suelo

D_f = profundidad de desplante del muro de contención

Y= Profundidad del suelo.

B= ancho o base del muro

N_c, N_q, N_γ = Factor de capacidad de carga que depende de Φ del material

Φ= ángulo de fricción interna del material.

Las fórmulas para el cálculo de los factores de forma son:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) e^{\pi \tan \Phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \Phi$$

CAPÍTULO 3

RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

A continuación se presentará todo lo referente a ubicación geográfica, condiciones del sitio de estudio, características geológicas, hidrología regional, los detalles de macro y microlocalización, así como un reporte fotográfico.

3.1 Generalidades.

Se presenta la información necesaria para la localización del proyecto, así como otorgar a quien revise este trabajo una visión clara de las características del proyecto a realizar.

Los muros son estructuras cuya misión es servir de contención, en este caso dicho proyecto se fundamenta en el comportamiento de un talud, el cual presenta deslizamiento de material. Teóricamente se analizará la tipología de muros, para posteriormente designar el más adecuado a las condiciones del sitio.

3.2 Objetivo.

El objetivo de dicho proyecto es proporcionar una posible solución a una problemática relacionada con la retención de material, en este caso masas de tierra en un predio localizado en los extremos de la comunidad de Caltzontzin, Michoacán.

3.3 Alcance del proyecto

Para este proyecto se diseñará un muro de gravedad, en concreto ciclópeo, pero a su vez se incluirá la información respecto a otros muros, para encontrar en referencia a esto, las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

Esto facilitará determinar si el diseño que se propone es el correcto, y bajo qué condiciones se llega a esa determinación.

3.4 Resumen ejecutivo.

A continuación se presentan las características del área y la zona del proyecto.

3.5 Entorno geográfico.

En el presente trabajo se tomo información geográfica de diversas partes, siendo la INEGI la de mayor importancia, se presentan características geográficas correspondientes de la localidad de Caltzontzin, la cual forma parte del municipio de Uruapan del Progreso, en el estado de Michoacán.

3.6 Macro y Microlocalización.

La localidad de **Caltzontzin** está situada en el Municipio de Uruapan (en el Estado de Michoacán de Ocampo). Se encuentra en las coordenadas GPS: Longitud *102.005278* y Latitud *19.429722*

Tiene 4503 habitantes y a 1640 metros de altitud. Su clima es templado tropical con lluvias en verano. Su temperatura fluctúa entre los 8° C a 37.5° C.

En la localidad hay 2217 hombres y 2286 mujeres. La relación mujeres/hombres es de 1.031. El porcentaje de fecundidad de la población femenina es de 2.72 hijos por mujer. El porcentaje de analfabetismo entre los adultos es del 6.93% (6.59% en los hombres y 7.26% en las mujeres) y el grado de escolaridad es de 7.26 (7.25 en hombres y 7.26 en mujeres).

Hay un total de 1007 hogares. De estas 960 viviendas, 91 tienen piso de tierra y unos 67 consisten de una sola habitación. 935 de todas las viviendas tienen instalaciones sanitarias, 916 son conectadas al servicio público, 943 tienen acceso a la luz eléctrica.

Uruapan del progreso está ubicado en el estado de Michoacán, en las coordenadas 19° 25' 10" latitud norte y 102° 03' 30" longitud oeste, al centro-occidente del estado, colinda con los municipios de Los Reyes, Charapan, Paracho, Nahuatzen, Tingambato, Ziracuaretiro, Taretan, Nuevo Urecho, Gabriel Zamora, Parácuaro, Nuevo Parangaricutiro, Tancítaro y Peribán.



Imagen 3.1 Localización de la ciudad de Uruapan del progreso en el estado de Michoacán.

(Fuente: <https://www.google.com.mx/search?q=ubicaciondeuruapan>)



Imagen 3.2 Ubicación de la localidad donde se encuentra el predio

(Fuente: Google Earth)



Imagen 3.3 Localización del predio.

(Fuente: Google Earth)

3.7 Orografía e Hidrografía.

El municipio se encuentra totalmente inmerso en el [Eje Neovolcánico Transversal](#), por lo que su territorio es accidentado y montañoso, destacando los cerros Charanda, la Cruz, Jicalán y Magdalena, hacia el oeste, y ya fuera del municipio se encuentra el volcán [Pico de Tancítaro](#), la mayor elevación del estado. El Municipio de Uruapan se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 417.9 metros como mínima y una altura máxima de 3,340 msnm.

La principal corriente del municipio es el [río Cupatitzio](#), que nace en el territorio y fluye en sentido norte a sur, existen además los embalses de Caltzontzin, Salto Escondido y Cupatitzio y una cascada conocida como [La Tzaráracua](#). Todo el territorio del municipio con excepción de su extremo más Occidental, forma parte de la Cuenca del río Tepalcatepec-Infiernillo y el extremo

oeste a la Cuenca del río Tepalcatepec, ambas forman parte de la Región hidrológica Balsas.

3.8 Clima.

“El clima del municipio de Uruapan es uno de los más variados del estado de Michoacán pues se ve influenciado por las diferencias de altitud en el terreno, existen cinco tipos diferentes de clima. La zona norte tiene un clima Templado subhúmedo con lluvias en verano, en la zona central del municipio, la más elevada, tiene un clima templado húmedo con abundantes lluvias en verano, en la misma zona central otro sector tiene clima semicálido húmedo con abundantes lluvias en verano, hacia el sur otra zona registra clima semicálido subhúmedo con lluvias en verano y finalmente en el extremo sur del municipio el clima es clasificado como cálido subhúmedo con lluvias en verano.” (<http://es.wikipedia.org/wiki/Caltzontzin>).

La temperatura media anual del territorio también se encuentra dividida en tres zonas, la zona norte del municipio tiene un rango de 12 a 16 °C, la zona centro y sur tiene un promedio entre 16 y 24 °C, y finalmente dos porciones del extremo sur registran de 24 a 28 °C; el centro del municipio de Uruapan es una de las zonas que registran mayor promedio pluvial anual en el estado de Michoacán, superando los 1,500 mm al año, hacia el norte y sur de esta zona el promedio va de 1,200 a 1,500 mm, y hacia el sur se suceden dos zonas más, donde el promedio es de 1,000 a 1,200 mm y de 800 a 1,000 mm.

3.9 Principales ecosistemas.

En el municipio domina el bosque mixto, con pino y encino, y el bosque tropical deciduo, con parota, guaje, cascalote y cirrián. Su fauna se constituye principalmente por coyote, zorrillo, zorra, cacomixtle, liebre, tlacuache, conejo, pato, torcaza y chachalaca.

Sus recursos naturales son ocupados por la superficie forestal maderable, puede mencionarse el pino encino, así como el oyamel y en el caso del no maderable diversos tipos de matorrales. Representa mayor importancia los bosques de clima templado frío por ser fuente tanto de recursos maderables como no maderables, tales como la resina.

3.10 Uso de Suelo.

Los suelos del municipio datan de los periodos cenozoico, terciario, cuaternario y eoceno, corresponden principalmente a los del tipo podzólico. Su uso es primordialmente forestal y en menor proporción agrícola y ganadero.

3.11 Actividad económica.

La industria forestal, se encuentra ubicada principalmente en las regiones del centro y oriente. Entre ellas existen dos grandes empresas productoras de celulosa, papel y tableros de madera aglomerada. En la meseta tarasca, se ubica la mayor cantidad de talleres artesanales y fábricas de cajas de empaque.

Las actividades agrícolas más importantes son: el cultivo del aguacate, el cultivo de maíz y frijol. Un aspecto importante en la comunidad es que las tierras de cultivo y los bosques han sufrido un cambio de uso de suelo, esto por el cultivo y comercialización del aguacate, se puede decir que el 80% de las zonas de cultivo han sido cambiadas por el de aguacate así como un 50% de las zonas boscosas. Cuenta con pequeñas empresas dedicadas a trabajar la madera, elaborando cajas, embalajes y tarimas de madera sobre todo de aguacate y pino.

3.12 Informe fotográfico.

Se presenta a continuación un informe fotográfico en el que se observa el tipo de terreno, topografía, y características de la zona.

3.13 Desprendimiento de material.

La mayoría de los peligros de estabilidad se convierten en derrumbes, que pueden causar pérdidas humanas y económicas. En la siguiente imagen se observa la dimensión del talud, que podría presentar deslizamiento debido a la presencia del agua en la masa que lo conforma.



Imagen 3.4 Longitud del talud.

(Fuente: Propia)



Imagen 3.5 Perfil del talud.

(Fuente: Propia)



Imagen 3.6 Área de mayor importancia en dicho proyecto.

(Fuente: Propia)

La imagen 3.6 muestra el área de mayor importancia en la investigación presente, debido a que si la masa de material llegase a desprenderse, causaría daños económicos como humanos.

Debido a las propiedades del material, el desmoroneo o desprendimiento se ve más pronunciado en tiempo de lluvias, por la falla de licuación, que es cuando

la cohesión disminuye debido a la excesiva presencia de agua. La falla más común es por deslizamiento superficial.

3.14 Estado físico actual.

Actualmente se realiza un estudio para obtener la información necesaria para construir el proyecto.

3.15 Alternativas de solución.

Se estudiarán posibles alternativas, concretando en un muro de gravedad o concreto armado, debido a las características del material, y topografía en el área de estudio.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se muestra la descripción metodológica que se utilizó en dicha tesis. Se indica el método empleado, el enfoque, alcance de la investigación, así como el desarrollo de la recopilación de datos, para posteriormente concluir.

El encuadre descrito en este análisis es de enfoque cuantitativo, descriptivo y no experimental.

4.1 Descripción metodológica.

La investigación científica se puede definir como el procedimiento reflexivo, sistemático, controlado y crítico que permite descubrir hechos o datos, relaciones o leyes en cualquier campo del conocimiento humano. Este método comprende una estructura de investigación más sistemática que desemboca generalmente en una especie de reseña formal de los procedimientos y un informe de resultados.

Haciendo referencia al enfoque cuantitativo descriptivo no experimental en el que se fundamenta el presente estudio, puede decirse que éste nos ofrece la posibilidad de generar los resultados más ampliamente, otorga control sobre los fenómenos, así como un punto de vista de conteo y las magnitudes de estos.

Mediante este tipo de investigación, que utiliza el método del análisis, se logra caracterizar un objeto de estudio o una situación concreta, señalar sus características y propiedades.

4.2 Enfoque de investigación.

Una clasificación importante de las investigaciones cuantitativas, se basa en la posibilidad que tiene el investigador de controlar la variable independiente y otras situaciones del estudio. Como conformar por su cuenta el grupo o los grupos que serán objetos de su estudio. De acuerdo con este criterio se distinguen los siguientes tipos generales de investigación:

- a) Experimentales.
- b) Cuasiexperimentales
- c) No experimentales

El presente estudio es de carácter no experimental, que es aquel en las cuales no se tiene el control sobre la variable independiente que es una de las características de las investigaciones experimentales. La variable independiente ya ha ocurrido cuando se hace el estudio, lo que se busca es describir. La metodología de este enfoque hace referencia a la entrevista, la cual permite conocer datos que no podemos recoger con la información o el cuestionario. Con la obtención de información se permite la comprobación de hipótesis.

Para este caso la proyección inicial deberá definir un modelo de investigación que abarque todos los requerimientos, sin embargo estos podrán modificarse a fin de estar adecuados conforme al avance de la investigación.

4.2.1 Alcance de la investigación.

La presente investigación tiene un alcance descriptivo, el cual es un método para deducir, este tipo de estudios se centra en recolectar datos que describen la situación tal y como es, además de especificar las propiedades importantes de cualquier fenómeno que sea sometido a análisis.

Es necesario hacer notar que los estudios descriptivos miden de manera más bien independiente los conceptos o variables con los que tienen que ver. Aunque, desde luego, pueden integrar las mediciones de cada una de dichas variables para decir cómo es y se manifiesta el fenómeno de interés.

4.2.2 Diseño de la investigación.

En este trabajo se empleó un diseño no experimental cualitativamente, con investigación descriptiva, la cual se efectuó a fin de obtener la información necesaria para describir todos los componentes principales de una realidad.

El término diseño en este proyecto, se plantea como la estrategia que se usará para recolectar la información necesaria es la manera práctica y precisa que se adopta para cumplir con los objetivos de estudio.

Las maneras de cómo conseguir respuestas a las interrogantes o hipótesis planteadas dependen de la investigación, el diseño 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 y Cols; 2008).

Los diseños transeccionales descriptivos tienen como objetivo indagar la incidencia y los valores en que se manifiesta una o más variables (dentro del enfoque cuantitativo) o ubicar, categorizar y proporcionar una visión de una comunidad, un evento, un contexto, un fenómeno o situación.

4.3 Instrumentos de recopilación de datos.

Para la presente investigación se requirió de una visita para observar, las características del lugar, así como la topografía, para posteriormente recurrir a un estudio de mecánica de suelos. El cual consiste en hacer diferentes pruebas de laboratorio a una muestra de material.

En la representación de la información se utilizó el software Autocad 2009, para presentar la estructura, y esquemas de diseño, así como especificaciones.

Para la conclusión de resultados, se emplearán tablas de Office Excel, dentro de estas intervienen los cálculos y resultados de los empujes sobre el muro.

4.4 Descripción del proceso de investigación.

Las investigaciones se originan en ideas, que pueden provenir de distintas fuentes, como primer objetivo se plantea el problema a investigar, y dentro de este establecer los objetivos, que son que establece mi búsqueda, desarrollar preguntas las cuales me dicen que respuestas deberán encontrarse, y justificar la investigación y su viabilidad. Este último es importante debido a que en este apartado se postula la iniciativa a dicho proyecto, cayendo en la pregunta de por qué debe hacerse.

Posteriormente se elaboró un marco teórico para evaluar el valor potencial, dentro de éste se encuentra la conveniencia, relevancia social, implicaciones prácticas, valor teórico y utilidad metodológica. Se tomaron como referencia trabajos similares tipos de estudio.

Para la investigación de campo, se buscó información, se procesó, analizó y se sintetizó de acuerdo con los objetivos descritos anteriormente. Dentro de la visita al lugar, se realizó un levantamiento topográfico, el cual sirvió para la configuración del terreno y posición sobre la superficie de la Tierra.

Se diseñó el muro de acuerdo a los resultados del estudio de mecánica de suelos, indicando las características del suelo sobre las cuales se fundamenta el diseño, así como las características del sitio, según el perfil topográfico.

Una vez hecho el dimensionamiento se analizaron detalladamente los aspectos de seguridad más importantes en el diseño de muros, los cuales son deslizamiento, vuelco y verificación de la capacidad de sustentación.

Por último, con los resultados que se obtienen de toda la investigación, se concluye haciendo referencia a si el diseño es viable, además de justificar lo observado.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

A continuación se presenta el análisis, como una posible solución al problema que se tiene sobre el empuje de tierras en un talud ubicado en la localidad de Caltzontzin. El sitio no cuenta con planos específicos debido a que se encuentra en una zona inhabitada aun, por lo que para poder referenciar se realizó un levantamiento topográfico. En la siguiente imagen se muestran las curvas de nivel del lugar.

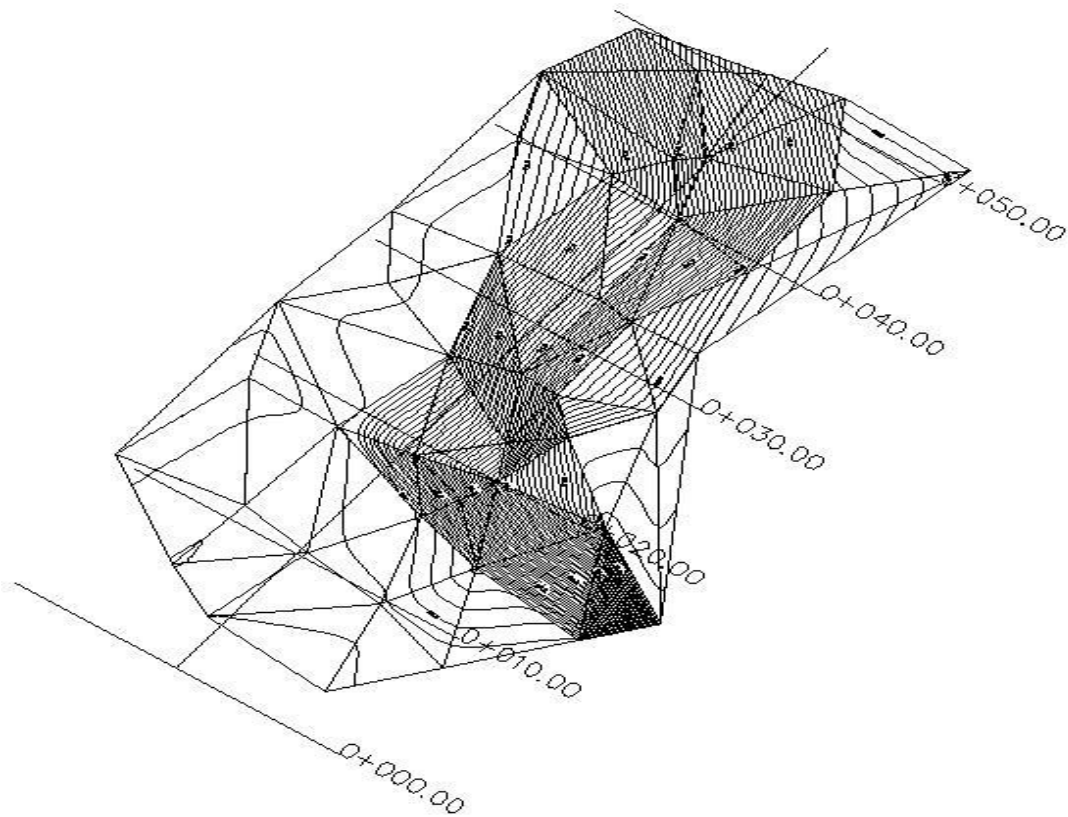


Figura 5.1. Curvas de nivel del sitio supuesto para el presente proyecto

Fuente: propia

5.1 Información disponible.

Se diseña una estructura a fin de cumplir con las expectativas, que ayudarán a la solución del problema planteado y para el cual se ha desarrollado toda esta investigación. Como futuro proyecto en dicho sitio, se tiene una casa habitación, pero para ello antes se debe asegurar la estabilidad de un talud que se encuentra situado sobre el borde del lindero, como posible solución se plantea un muro de contención para proteger la construcción colindante. A continuación se presenta el perfil del lugar:

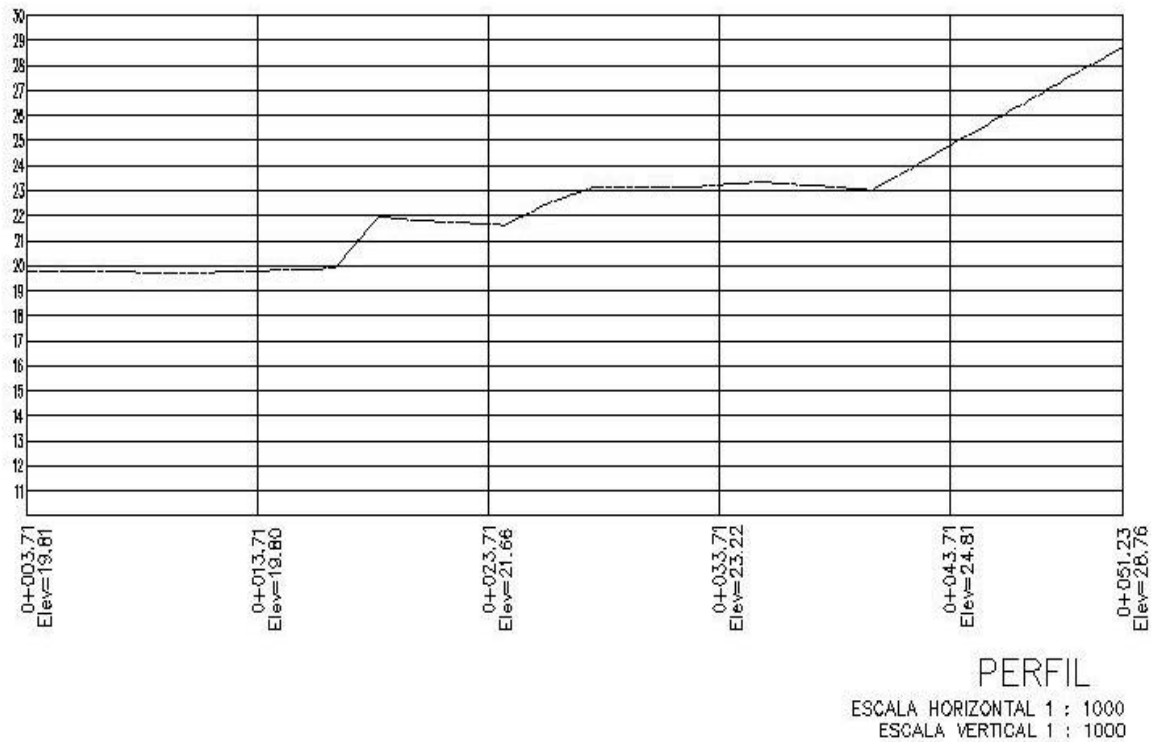


Figura 5.2 Perfil Topográfico del terreno

Fuente: Propia

Debido a que no se cuenta con estudio de mecánica de suelos, se optó por hacer el diseño por el método de Terzaghi, que como ya se mencionó en el capítulo de teorías para el cálculo de empujes sobre muros de contención, dicho procedimiento no requiere estudio del suelo.

5.2 Dimensionamiento.

Para el pre-diseño de muros de gravedad se indican las siguientes consideraciones según (CFE; 1981:A.3-9).

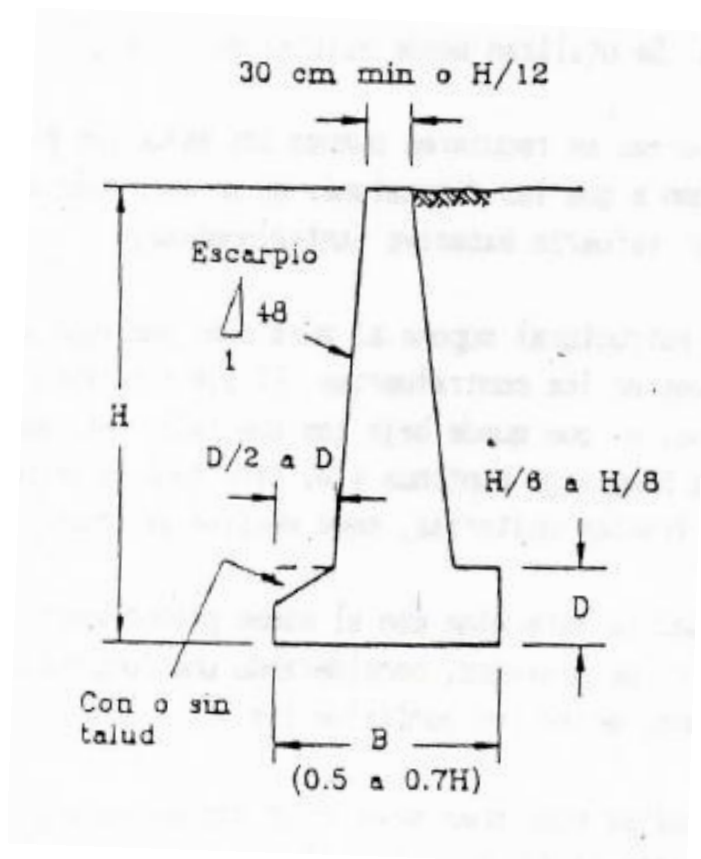


Figura 5.3 Predimensionamiento (CFE; 1981:A.3-9).

Este diseño se recomienda cuando la altura del muro no sea mayor a 5 metros, generalmente la sección transversal es trapezoidal, la figura 5.3 indica algunas recomendaciones para el muro en base a la altura. Debe revisarse detalladamente para asegurar que cumpla con la seguridad contra el deslizamiento, vuelco y capacidad de carga. Con este último se puede revisar el peso propio del muro sobre la superficie de contacto, para asegurarse que no se exceda este sobre la resistencia del terreno.

Datos del muro:

Altura total del muro (H):			2.5	mts
Corona:			0.3	cms
Espesor de la base del cimiento "D"				
H/6 ó H/8				
0.416667	0.3125	se tomará	0.5	cms
Base del cimiento "B"				
0.5*H ó 0.7H				
1.25	1.75	se tomará	2	mts
Puntera				
	B/3			
	0.6667	se tomará	0.7	cms
Escarpio			2.23	
Profundidad de desplante			0.5	cms

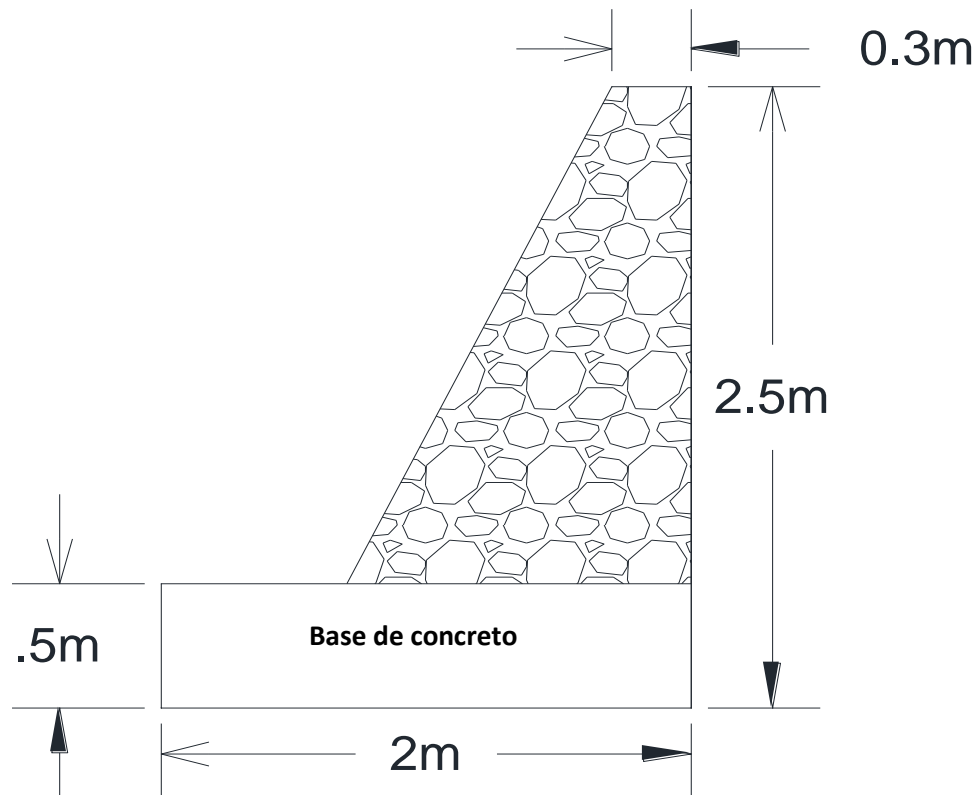


Figura 5.4 Dimensionamiento del muro

Fuente: Propia

5.3 Calculo del empuje activo Terzaghi.

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

Para este caso, como ya se dijo no se cuenta con estudio de mecánica de suelos, por lo que para encontrar el valor de K_h se recurre a las gráficas para determinar empujes de rellenos.

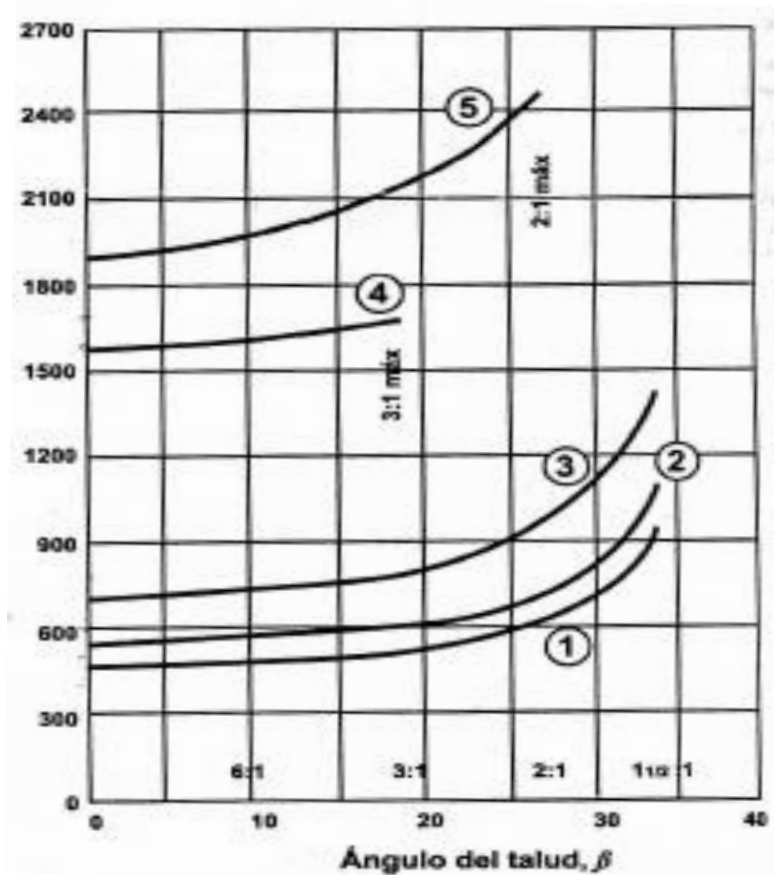


Figura 5.5 Gráfica para determinar el empuje de rellenos. (Juárez; 1979:154)

Para encontrar dicho valor se determina que el ángulo del talud es cero, posteriormente se elige el tipo de suelo 3, debido a que es el más desfavorable, ubicados en la línea de corresponde a este suelo, se busca la intersección de ambas con la vertical que se indicó es cero. El valor es a criterio, en este caso se toma el 700. Cuando un muro es desplantado sobre un suelo blando se puede presentar un aumento de presiones por dicha razón el teorema de Terzaghi recomienda hacer un aumento en su valor de un 50%, así como contemplar la zona sísmica.

Por lo que el valor de $K_h = 700$ se multiplica por 1.5 para dar un aumento y que el muro se proteja, cumpliendo así con el porcentaje requerido.

$$K_h = 700 * 1.5 = 1050$$

$$(E_A) = \frac{1}{2} K_h H^2$$

$$E_A = (0.5)(1050)(2.5)^2 = 328.21 \text{ kg/m}^2$$

$$E_A = 3.28125 \text{ ton/ m}^2$$

Por consiguiente se determina la altura a la cual esta aplicado el E_A :

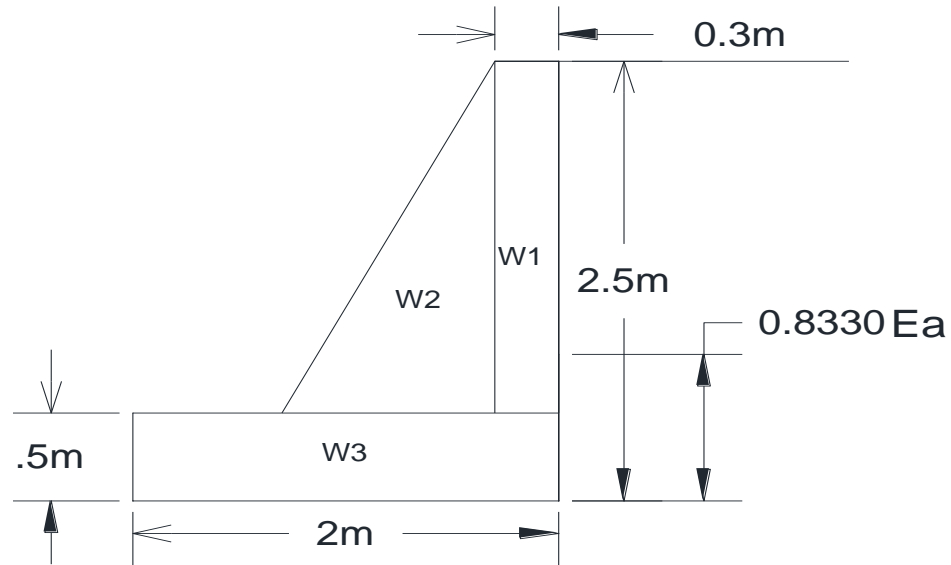
$$\frac{H}{3}$$

$$\frac{2.5}{3} = 0.833\text{m}$$

Una vez obtenidos la fuerza y la altura a la cual se aplicará, se da paso a obtener el momento actuante o también llamado momento motor. Que es la multiplicación del E_A por la altura a la cual se encuentra.

$$M_{act} = (E_A) (H/3)$$

$$M_{act} = (3.28125) (0.833) = 2.733 \text{ ton/ m}^2$$



Las partes W1, W2 y W3 conforman al muro, por lo que se prosigue a calcular el momento resistente, pero para ello se determina el área de cada una de las figuras, por consiguiente cada una es multiplicada por el peso específico del material.

Áreas			
Parte	Base	Altura	Área
W1	0.3	2	0.6
W2	1	2	1
W3	2	0.5	1

Para W1 y W2 se toma el valor de 2.3 ton/m² el cual indica que se está proponiendo mampostería. En el caso de W3 se usa el de concreto simple de resistencia $f'c=200$ kg/cm², debido a que es recomendada en la construcción de este tipo de estructuras, el valor proporcionado para este material es 2.13 ton/m².

El análisis se hace para un metro de anchura en el muro, para obtener la longitud del brazo de palanca, se dividen las figuras a fin de que se obtenga el centroide, para determinar el punto de acción con respecto al punto A.

El brazo de palanca se obtiene de la multiplicación del peso por su brazo de palanca, arrojando tres valores de momentos los cuales sumados proporcionan el Momento Resistente. A continuación se presentan los valores obtenidos:

Momentos			
Parte	Peso(Ton)	Brazo (M)	Momento (T.m)
W1	1.38	1.85	2.553
W2	2.3	1.367	3.14333
W3	2.1	1	2.1
Suma	5.78		7.796333

5.4 Factor de seguridad por volcamiento.

Según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E (1981) se considera este factor por la siguiente fórmula:

$$F.S = \frac{\text{Suma de momento resistente}}{\text{Suma de momento actuante}} \geq 1.5$$

Por lo que queda de la siguiente forma:

$$F.S = \frac{7.79633}{2.733}$$

$$F.S= 2.85 \geq 1.5$$

Al obtener este valor se determina que si cumple con la especificación, considerando que es fiable. Por lo tanto se concluye que es seguro contra volcamiento.

5.5 Revisión del Factor de Seguridad por Deslizamiento.

Se verifica que la componente horizontal del empuje de la tierra no supere la fuerza de retención, debida a la fricción entre la cimentación y el suelo, proporcional al peso del muro. Para la revisión de este factor se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F_s = \frac{FR + Ep}{Ea} \geq 1.5$$

Para lo que FR se toma como la sumatoria de fuerzas verticales que se obtuvo en la tabla del momento resistente, pero en este caso no se cuenta con empuje pasivo, por lo que se deduce lo siguiente:

$$F_s = \frac{5.78}{2.7334}$$

$$F_s = 2.1138 \geq 1.5$$

En este caso el factor puede considerarse correcto.

5.6 Revisión por capacidad de carga.

Se determina la carga total que actúa sobre la cimentación con el respectivo diagrama de las tensiones y se verifica que la carga transmitida al suelo sea inferior a la capacidad portante. 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.

$$V = 5.78 \text{ ton}$$

A, será el área de la base del muro, para el análisis se toma como ancho

$$1 \text{ m por lo que el área queda de } (2) \cdot (1) = 2 \text{ m}^2$$

Para poder sustituir la fórmula, se necesita el valor de la excentricidad (e), para lo cual se tiene:

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

El valor de M:

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

$$M = 7.796 - 2.733$$

$$M = 5.06 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo se obtiene:

$$e = \frac{5.06}{5.78} - \frac{2}{2}$$

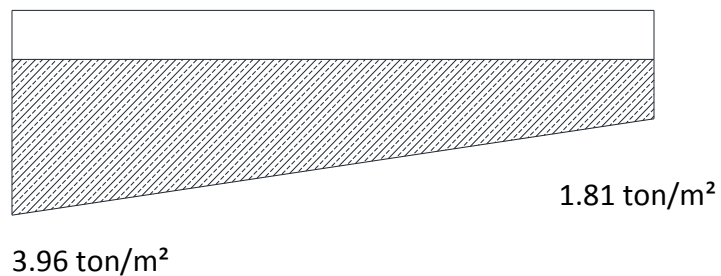
$$e = 0.124$$

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

$$\sigma_m = \left[\frac{5.78}{2} \right] \left[1 + \frac{6 \cdot 0.124}{2} \right]$$

$$\sigma_{m+} = 3.96 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{m-} = 1.81 \text{ t/m}^2$$



Con estos resultados se afirma que no se presenta sobrecarga por parte de la estructura hacia el suelo, por lo que el dimensionamiento de la estructura presentada es correcto.

5.7 Drenaje en el muro.

Un punto importante a considerar es el tenor de agua del terreno, ya que el ángulo de rozamiento interno de las tierras disminuye con el contenido de agua y aumenta el empuje. La existencia de agua en el terreno puede producir reblandecimiento de la masa de tierra, modificando la estructura e incrementando el empuje. Para controlar y eliminar los riesgos posibles por acumulación de agua en la parte posterior del muro.

En el diseño del muro se eligen drenes continuos horizontales, de tubo de PVC de 4", perforado a cada 10 cm, con perforaciones a cada 15cm, los cuales se ubicaran a cada 1.5 mts, teniendo una pendiente del 10%.

Resumiendo, el diseño del muro que se propone como solución en esta investigación a dicho problema, se determina que como se mostró anteriormente en el dimensionamiento, el muro tendrá una base de 2 mts, del cual se elige un espesor es 0.50 mts hecho a base de concreto simple, posteriormente el muro cuenta con una corona de 0.30 mts, y una altura de 2.5 mts, dentro de esta medida está comprendido que a los 1.5 metros se colocarán los drenajes descritos.

CONCLUSIONES

El presente trabajo se desarrolló para buscar respuesta a la pregunta de una problemática, ¿Será conveniente el diseño de un muro de mampostería para resolver los problemas de empuje presentes en un terreno ubicado en la localidad de Caltzontzin, Michoacán?

De acuerdo a la investigación recaudada, y los cálculos elaborados se llegó a la conclusión que para este caso aplica el diseño de mampostería, debido a que este tipo de estructuras adquieren resistencia por su propio peso. El muro es un elemento constructivo, cuya misión es servir de contención a los empujes del terreno natural, generalmente de desmontes o terraplenes evitando el desmoronamiento y sosteniendo al talud. La ventaja fundamental de este diseño es que no requiere armado, cumpliendo con una apropiada altura, en casos donde los muros exceden los 6 metros de altura, suelen presentarse grandes fallas, provocando el colapso.

Dentro del objetivo general se planteo definir, diseñar y revisar una estructura sujeta a soportar empujes, contemplando las presiones de los suelos y otras cargas detrás y por encima del mismo, se optó por elegir el modelo de mampostería siendo éste factible en cuanto a costos, seguridad, y estética. El análisis se enfoca a que el muro sea seguro, tomando en consideración la estabilidad al vuelco, deslizamientos y presiones de contacto suelo-muro.

Se diseñó a fin de cumplir con las expectativas, para ello se analizaron las características, ventajas y desventajas. En base a las desventajas la investigación

se modeló semiempíricamente, haciendo énfasis al método de Terzaghi debido a que no se requiere estudio de mecánica de suelos.

El caso más general de este método se puede aplicar para determinar la capacidad de carga del suelo, pues se cuenta con material cohesivo y se considera la teoría más usada para determinar la capacidad de carga en cimientos poco profundos.

Para diseñar la estructura, fue necesario proyectar lo necesario para determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá para posteriormente dar el dimensionamiento según (CFE;19810:A.3-9).

Dentro de los hallazgos teóricos se encontraron diferentes teorías de obtención de empuje, con distintas posibilidades en cuanto a condiciones de contorno, así como planteamientos específicos según tipologías estructurales.

Se puede concluir que se obtuvo un buen resultado en cuanto a dicha investigación a través de los resultados y cálculos presentados, brindando solución a una problemática. 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.

Comisión Federal de Electricidad (1981)

Manual de Diseño de Obras Civiles

CFE.México.

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 Mecánica de Suelos

Ed. Limusa, México, D.F.

Juárez Badillo, Eulalio (2010)

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

Ed. Limusa, México, D.F

Otras fuentes de información:

[http://es.wikipedia.org/wiki/Muro de contenci%C3%B3n](http://es.wikipedia.org/wiki/Muro_de_contenci%C3%B3n)

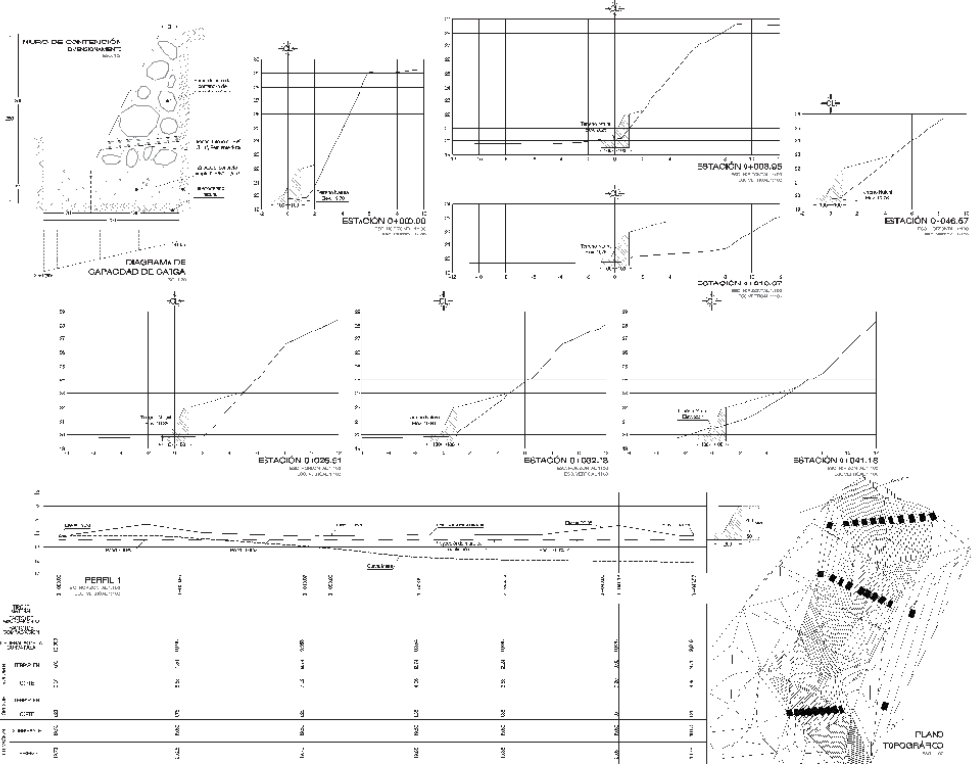
[http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema Unificado de Clasificaci%C3%B3n de Suelos](http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Unificado_de_Clasificaci%C3%B3n_de_Suelos)

<http://www.construaprende.com/foros/enpujes-en-muros-de-contencion-vt9936.html>

<https://docs.google.com/document/d/1sAT8UDBIs4rXgdvI0Wf7zwo06i3hTcoPEjH8P-qa3Bl/edit?pli=1>

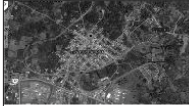
<http://albatros.uis.edu.co/eisi/ArchivosProfesores/U9186/TEORIA%20DE%20RESISTENCIA%20.pdf>

ANEXOS



INDICACIONES
 1. Este proyecto de obra de infraestructura de transporte terrestre, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, se encuentra en el estado de licitación pública de los trabajos de construcción de la obra de infraestructura de transporte terrestre, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social.

INDICACIONES
 1. Este proyecto de obra de infraestructura de transporte terrestre, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, se encuentra en el estado de licitación pública de los trabajos de construcción de la obra de infraestructura de transporte terrestre, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social.



INDICACIONES
 1. Este proyecto de obra de infraestructura de transporte terrestre, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, se encuentra en el estado de licitación pública de los trabajos de construcción de la obra de infraestructura de transporte terrestre, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social, en el marco de la Ley de Obras Públicas y Participación Social.

INDICACIONES	
ESTACION	ALTIMETRIA
0+000.00	1000.00
0+009.61	1005.00
0+022.5	1010.00
0+041.18	1015.00
0+070.85	1020.00
0+074.07	1025.00
0+046.67	1030.00