



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil

TEMA: El Tipo De Suelo y su incidencia en el deslizamiento de tierras de los taludes en el sector "La Victoria", Cantón Ambato, Provincia Tungurahua.

Autor: Jorge David Freire Lara

Director de tesis: Ing. Ricardo Rosero

AMBATO – ECUADOR

2011

AUTORIA

Los criterios, hechos e ideas emitidas en la presente Tesis de grado bajo el tema:

EL TIPO DE SUELO Y SU INCIDENCIA EN EL DESLIZAMIENTO DE TIERRAS DE LOS TALUDES EN EL SECTOR "LA VICTORIA", CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA corresponden única y exclusivamente al autor.

Jorge David Freire Lara
C.I. 1802158558

DEDICATORIA

*A mis hijos David y Domenica,
a mis padres Jorge y Mónica,
a mi tía Fanny,
personas que me han motivado, confiado
y apoyado en todo el transcurso de mi carrera.*

*Quienes me han formado en todos los aspectos de la vida
y a Dios que gracias a ellos me dieron fuerza
para culminar con esta investigación.*

DAVID

AGRADECIMIENTO

A mis padres Jorge, Mónica mi tía Fanny que gracias a su apoyo me ayudaron a terminar una de las metas de mi vida profesional.

A mis hijos David, Domenica quienes con gran paciencia y ternura supieron darme fuerzas para seguir adelante.

A mis profesores que con sus enseñanzas me supieron llenar de conocimientos que serán de útiles en esta carrera.

DAVID

INDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PAGINAS PRELIMINARES

Portada	
Certificación	
Autoría de la tesis	
Dedicatoria	
Agradecimiento	
Índice general de contenidos	
Índice de tablas	
Índice de figuras	
Resumen ejecutivo	

CAPITULO I: EL PROBLEMA

1.1.- Tema	1
1.2.- Planteamiento del problema	1
1.2.1.- Contextualización	1
1.2.2.- Análisis Crítico	2
1.2.3.- Prognosis	3
1.2.4.- Formulación del problema	3
1.2.5.- Interrogantes	3
1.2.6.- Delimitación del objeto de investigación	3
1.2.6.1.- Delimitación de contenido	3
1.2.6.2.-Delimitacion Espacial	4
1.2.6.3.- Delimitación Temporal	4

1.3.- Justificación	4
1.4.- Objetivos	5
1.4.1.- General	5
1.4.2.- Específicos	5

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1.- Antecedentes investigativos	6
2.2.- Fundamentación filosófica	20
2.3.- Fundamentación legal	20
2.4.- Categorías fundamentales	22
2.5.- Hipótesis	23
2.6.- Señalamiento de variables	23
2.6.1.- Variable independiente	23
2.6.2.- Variable dependiente	23

CAPITULO III: METODOLOGIA

3.1.- Modalidad básica de la investigación	24
3.2.- Nivel o tipo de investigación	25
3.3.- Población y muestra	25
3.4.- Operacionalización de variables	26
3.5.- Plan de recolección de información	28
3.6.- Plan de procesamiento de la información	28

CAPITULO IV: ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1.- Análisis de los resultados	29
4.2.- Interpretación de los datos	35

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- Conclusiones	36
5.2.- Recomendaciones	37

CAPITULO VI: PROPUESTA

6.1.- Datos informativos	79
6.2.- Antecedentes de la propuesta	79
6.3.- Justificación	40
6.4.- Objetivos	41
6.5.- Análisis de factibilidad	42
6.6.- Fundamentación	82
6.7.- Metodología	92
6.8.- Administración	133

MATERIALES DE REFERENCIA

Bibliografía	134
Anexo	136

INDICE DE TABLAS

A.1.- Fotos del sector	126
A.2.- Estudio de Suelos	132
A.3.- Tablas y ábacos	145
A.3.1.- Abaco para determinar la resistencia del suelo en suelos granulares	145
A.3.2.- Angulo de fricción interna	146
A.3.3.- Factores de capacidad de carga	147
A.3.4.- Esfuerzo admisible	148
A.3.5.-Ensayo de compresión simple	149
A.3.6.- Diagrama esfuerzo deformación	150
A.3.7.- Investigación del subsuelo	151
A.3.8.- Ensayo de spt	152
A.3.9.- Granulometría	153
A.3.10. - Limite liquido (muestra 1)	154
A.3.11.- Limite liquido (muestra 2)	155
A.3.12.- Limite liquido (muestra 3)	156
A.3.13.- Coeficiente de permeabilidad	157
A.4.- Tabla de valores para el coeficiente activo del suelo (ka)	158
A.4.1.- Tabla de valores para el coeficiente pasivo del suelo (kp)	159

INDICE DE FIGURAS

B.1.- Placas tectónicas	10
B.2.- Falla con desplazamiento vertical	11
B.3.- Falla con desplazamiento normal e inversa	11
B.4.- Falla con desplazamiento horizontal	12
B.5.- Falla antitética y homotética	12
B.6.- Circulo superficial de pie	22
B.7.- Circulo profundo	22
B.8.- Circulo profundo de pie	23
B.9.- Circulo condicionado	23
B.10.-Metodo de Gautier	32
B.11.-Esquema de Coulomb para el deslizamiento de tierras	33
B.12.- Estados de equilibrio representados por los círculos de Mohr	34
B.13.- Estados activo y pasivo de Rankine	35
B.14.- Empujes de tierra de Rankine	36
B.15.- Sistema de drenaje con materiales granulares	38
B.16.- Análisis de estabilidad externa	39
B.17.- Tipos de muros convencionales	42
B.18.- Muros a gravedad	43
B.19.- Muros de gaviones	44
B.20.- Muros ménsula	45
B.21.- Muros prefabricados	47
B.22.- Muros prefabricados verdes	48

B.23.- muros de tierra reforzada con geosintéticos	81
B.24.- Muros anclados	83
B.25.- Partes de un anclaje	83
B.26.- Modificación de geometría mediante bermas	84
B.27.- Estabilización de taludes mediante vegetación	85
B.28.- Resistencia de la raíz al corte	86
B.29.- Refuerzo radicular	87
B.30.- Método de Bishop	88
B.31.- Refuerzo radicular	87
B.29.- Refuerzo radicular	87
B.29.- Refuerzo radicular	87

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo detalla el procedimiento que se desarrollara para Estabilizar Taludes mediante Muros de Contención en el Sector Tioloma, Parroquia Atahualpa, los cuales sus edificaciones o construcciones de viviendas fueron realizadas sobre taludes sin estabilizar y como resultado de esto se están produciendo cuarteaduras en las edificaciones y deslizamientos de terreno. Primeramente se debe conocer el lugar o el sitio para realizar un Estudio de Suelos para conocer las características del mismo y mediante estos resultados conocer las propiedades del suelo, entre ellas la Capacidad Portante del Suelo, la cual nos servirá para saber si el suelo es suelto y necesita un mejoramiento. Posteriormente con estos datos sabremos si podemos construir un Muro de Contención que se adapte al tipo del suelo. Luego determinaremos mediante cálculos matemáticos 2 posibilidades de Muros de Cimentación en Hormigón Ciclópeo y en Hormigón Armado. Diseñaremos cada uno de ellos, realizaremos al análisis de precios unitarios, el presupuesto y el cronograma valorado de trabajo, este paso nos dará una referencia de qué precio tendría cada uno de los muros anteriormente diseñados. Finalmente este estudio nos dejara escoger el Muro de Contención mas optimo y económico que se ajuste a las necesidades a los que están sometidas las edificaciones del sector en estudio.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1.- TEMA DE INVESTIGACIÓN

EL TIPO DE SUELO Y SU INCIDENCIA EN EL DESLIZAMIENTO DE TIERRAS DE LOS TALUDES EN EL SECTOR " LA VICTORIA", CANTON AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA.

1.2- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1.- CONTEXTUALIZACIÓN DEL PROBLEMA

"Toda estructura continua que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno". El carácter fundamental de los muros es el de servir de elemento de contención de un terreno, que en unas ocasiones es un terreno natural y en otras un relleno artificial. Los Muros de contención son elementos constructivos que cumplen la función de cerramiento, soportando por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras. "T. William Lambe. Robert V. Whitman. Mecánica de suelos. Editora Limusa. México. 1997"

En otros tipos de construcción, se utilizan para contener agua u otros líquidos en el caso de depósitos.

Un muro de contención no solo soporta los empujes horizontales transmitidos por el terreno, debe también recibir los esfuerzos verticales transmitidos a pilares, paredes de carga y forjados que apoyan sobre ellos.

La mayoría de los muros de contención se construyen de hormigón armado, cumpliendo la función de soportar el empuje de tierras, generalmente en desmontes o terraplenes, evitando el desmoronamiento y sosteniendo el talud.

En el Ecuador los muros son muy utilizados para evitar el desplazamiento y caída de tierra y materiales pétreos de un talud, en la región de la costa se los utilizan para contener el caudal y la fuerza de los ríos y así evitar su desbordamiento, en el sector de la sierra se lo utiliza para contener taludes ya que la mayoría de construcciones ilegales y sin manejo técnico se los hace al filo de las montañas.

En el sector de La Victoria, Provincia Tungurahua, la mayoría de las casas están construidas al borde de las laderas, y en época de lluvias el terreno sobre la cual están asentadas las casas se desplaza provocando deslizamientos de tierra y cuarteaduras en las paredes de las viviendas.

1.2.2.- ANÁLISIS CRÍTICO

Esta investigación va enfocada a que en el Sector La Victoria todas las edificaciones son construidas sobre taludes de tierra suelta en la época de lluvias. En las viviendas del sector están construidas al filo de las montañas, como la tierra es suelta y no tiene un drenaje natural adecuado se desliza llevando consigo la tierra y haciendo oquedades en las superficies volviendo al terreno inestable.

Con esta investigación se podrá dar una alternativa de solución para mejorar el suelo o construir una obra civil que evite que la tierra se siga desplazando

y evite que las construcciones se sigan asentando o en un tiempo evitar el colapso de la estructura.

1.2.3.- PROGNOSIS

Si el problema no se lo resuelve a tiempo y se toman las medidas necesarias, el suelo de la casa que se encuentran construidas sobre los taludes sin protección se continuaría deslizando, lo que ocasionaría cuarteaduras de consideración, y en su caso más grave provocaría el volamiento de la estructura y su colapso total.

1.2.4.- FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Que tipo de suelo es el que incide en el desplazamiento de tierras en el Sector La Victoria?

1.2.5.- PREGUNTAS DIRECTRICES

1. ¿Qué tipos de técnicas serán necesarias para evitar el desplazamiento de tierras de los taludes en el sector "La Victoria"?
2. ¿Qué tipo de suelo es el que predomina en el sector de "La Victoria"?
3. ¿Qué tipos de materiales se pueden emplear para evitar el desplazamiento de tierras de los taludes en el sector "La Victoria"?

1.2.6.- DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.6.1.- CONTENIDO

- Ingeniería de Suelos
- Geotecnia
- Ingeniería Civil
- Geología

1.2.6.2.- ESPACIAL

- Provincia de Tungurahua, Ciudad de Ambato, Parroquia "Atahualpa"
Sector Tioloma

1.2.6.3.- TEMPORAL

- Marzo-Septiembre 2011

1.3.- JUSTIFICACIÓN

El desarrollo de este tema es con el propósito de conocer y dar solución a un problema que se su cita en un sector, en el cual la inestabilidad del terreno es predominante y por la cual las edificaciones sufren de inestabilidad y cuarteaduras. Con la construcción de Muros de Contención en el lugar se resolvería en gran parte el problema de deslizamiento de tierras y las construcciones edificadas en el sector se beneficiarían.

La investigación y construcción de Muros de Contención es realizable o factible en el lugar porque la población que vive en el lugar han impulsado y pueden colaborar con la investigación y realización del proyecto por lo cual los beneficiarios sería la gente del sector, con esta investigación puede dar impulso a otras investigaciones de otros sectores que se encuentren con el mismo problema.

La Construcción de Muros de Contención es un tema muy amplio y que tiene una amplia gama de estudio por lo que resulta interesante el estudio de este tema, con el cual se podría solucionar problemas de inestabilidad y deslizamiento de tierras en cualquier sector en el que se necesitaría, con el conocimiento adquirido se puede ganar experiencia dar asesoría y supervisión de obras de construcción de este tipo.

1.4.- OBJETIVOS

1.4.1.- OBJETIVO GENERAL

Estudiar el tipo de suelo y su incidencia en el deslizamiento de tierras de los taludes en el sector "La Victoria"

1.4.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar el o los tipos de suelos en el sector "La Victoria"
- Determinar la capacidad portante de los suelos
- Determinar el Angulo de fricción interno del suelo
- Analizar el deslizamiento de tierras de los taludes en el sector "La victoria"

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Las áreas susceptibles a deslizamientos se pueden proyectar en base a los factores físicos asociados con la actividad de deslizamiento: la historia de deslizamientos pasados, la roca firme, la calidad de pendiente y la hidrología. No es posible la predicción de dónde y cuándo han de ocurrir los deslizamientos, aún con la mejor información disponible.

Es posible identificar áreas susceptibles a deslizamiento, se ha discutido algunos de los conceptos relacionados con la susceptibilidad a los deslizamientos: los diferentes tipos de deslizamientos, la naturaleza relativa de la zonificación del peligro de deslizamiento; su relación con las actividades de desarrollo; y cómo mitigar los efectos de los deslizamientos.

El punto esencial ha sido demostrar la importancia de considerar los deslizamientos al inicio del estudio de planificación y de proporcionar una técnica que se pueda usar en todas las etapas del proceso de planificación.

Se debe desarrollar un estudio técnico que evalúe la condición estructural actual de los inmuebles, que establezca las causas de los daños y determine las posibles soluciones

Establecer un sistema de monitoreo del avance de los daños para determinar con seguridad la habitabilidad del inmueble y llegado el caso restringir su uso, esta medida se debe mantener hasta que se desarrollen las actividades correctivas

Si hubiera sobrecarga o el agua ejerciera presión sobre la pared, esto debe sumarse a la presión de tierra.

Se pueden generar muchas respuestas del uso de la zonificación del peligro de deslizamiento en cada etapa del estudio de planificación. También se presentó el análisis de factores combinados paso-por-paso para preparar mapas de peligros.

Todo esto permitirá al planificador a tener un conocimiento práctico de los términos, conceptos y de las importantes consideraciones relacionadas con deslizamientos y con la cartografía del peligro de deslizamiento.

Para poder tener una idea de los resultados de los diferentes ensayos, es necesario estudiar el Índice de Fricción Internacional, ya que éste armoniza y se puede comparar sus resultados.

CAPACIDAD DE CARGA A CORTO Y A LARGO PLAZO

Las propiedades mecánicas de un terreno suelen diferir frente a cargas que varían (casi) instantáneamente y cargas cuasi permanentes. Esto se debe a que los terrenos son porosos, y estos poros pueden estar total o parcialmente saturados de agua. En general los terrenos se comportan de manera más rígida frente a cargas de variación quasinstantánea ya que éstas aumentan la presión intersticial, sin producir el desalojo de una cantidad apreciable de agua. En cambio bajo cargas permanentes la diferencia de presión intersticial entre diferentes partes del terreno produce el drenaje de algunas zonas.

En el cálculo o comprobación de la capacidad portante de un terreno sobre el que existe una construcción debe atenderse al corto plazo (caso sin drenaje) y al largo plazo (con drenaje). En el comportamiento a corto plazo se desprecian todos los términos excepto la cohesión última, mientras que en la capacidad portante a largo plazo (caso con drenaje) es importante también el rozamiento interno del terreno y su peso específico.

FÓRMULA DE TERZAGHI

Karl von Terzaghi (1943) propuso una fórmula sencilla para la carga máxima que podría soportar una cimentación continua con carga vertical centrada,¹ apoyada sobre la superficie de un suelo dada por:

$$\frac{p_u}{b} = qN_q + cN_c + \frac{\gamma b}{2}N_\gamma$$

Donde:

p_u , carga vertical máxima por unidad de longitud.

q , sobrecarga sobre el terreno adyacente a la cimentación.

c , cohesión del terreno.

b , ancho transversal de la cimentación

γ , peso específico del terreno.

$N_q(\varphi), N_c(\varphi), N_\gamma(\varphi)$, coeficientes dependientes de ángulo de rozamiento interno, para las que Terzaghi sugirió algunas aproximaciones particulares, como por ejemplo $N_c \approx 5.0$.

TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

a) MUROS DE GRAVEDAD

“Utiliza su propio peso como elemento estabilizador, no estando diseñado para que trabaje a tracción”

Son muros de hormigón en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso. Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo.

Su ventaja fundamental es que no van armados, con lo cual no aparece en la obra el tajo de la ferralla. Pueden ser interesantes para alturas moderadas, y aún así, sólo si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario, y en definitiva siempre que el volumen del muro sea importante, la economía que representan los muros de hormigón armado justifica la aparición del tajo de ferralla.

b) MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

“Son muros armados interiormente con barras de acero diseñado para poder soportar esfuerzos de tracción”.

TIPOS:

➤ Muros de semigravedad

Similar al de gravedad pero ligeramente armado.

GEOTECNIA

La geotecnia es el área de la ingeniería civil que estudia el comportamiento de suelos bajo la intervención de cualquier tipo de obra civil. Su finalidad es la de proporcionar interacción suelo/obra en lo que se refiere a estabilidad, resistencia (vida útil compatible) y viabilidad económica.

La geotecnia es la aplicación de la mecánica de suelos y rocas tanto a las obras de ingeniería civil (diseño y construcción) como a la conservación del medio ambiente.

PLACAS TECTÓNICAS

Una placa tectónica o placa litosférica es un fragmento de litosfera que se desplaza como un bloque rígido sin presentar deformación interna sobre la astenosfera de la tierra.

La placa tectónica es la teoría que explica la estructura y dinámica de la superficie de la tierra. Establece que la litosfera (la porción superior más fría y rígida de la Tierra) está fragmentada en una serie de placas que se desplazan sobre el manto terrestre. Esta teoría también describe el movimiento de las placas, sus direcciones e interacciones. La litosfera terrestre está dividida en placas grandes y en placas menores o micro placas. En los bordes de las placas se concentra actividad sísmica volcánica y tectónica. Esto da lugar a la formación de grandes cadenas y cuencas.

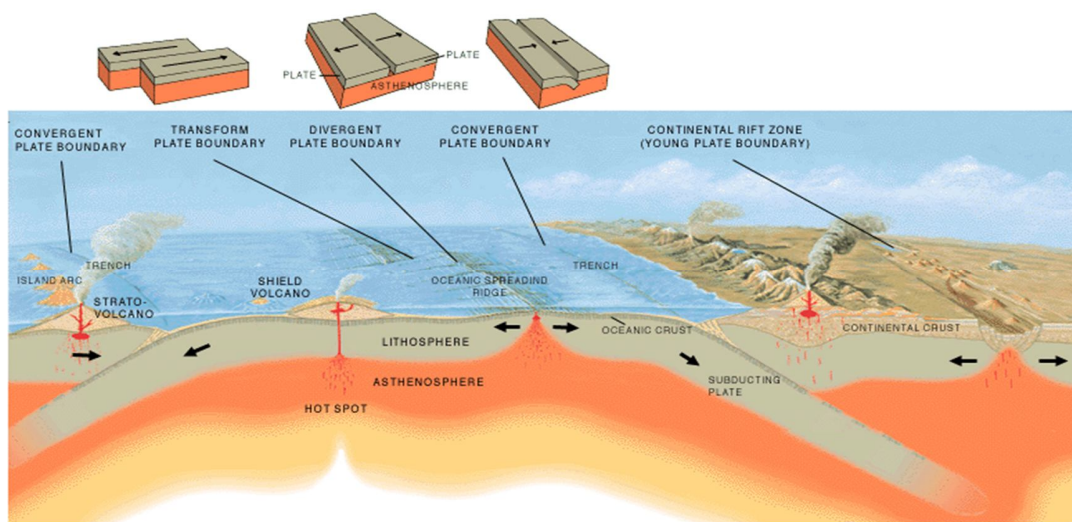


Fig.B.1.- Placas tectónicas

FALLAS TECTONICAS

Fallas con desplazamiento vertical:

Entre el grupo de las fallas verticales se puede distinguir fallas normales y fallas inversas. Fallas normales son un producto de fuerzas extensionales, fallas inversas un producto de fuerzas de compresión.

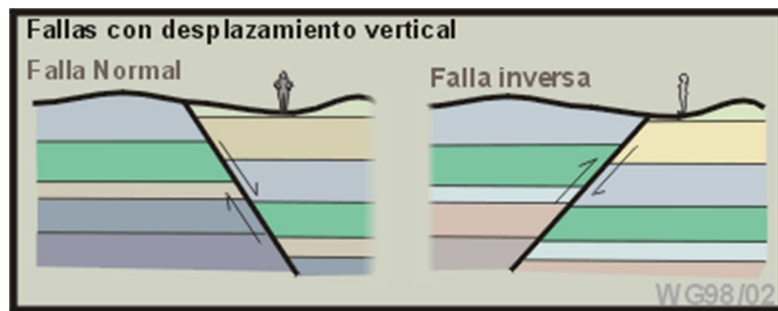
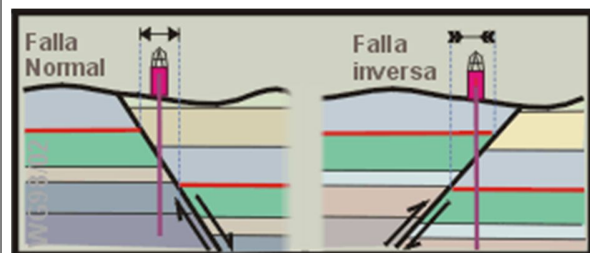


Fig. B.2.- Falla con desplazamiento vertical

Fig. B.3.- Falla con desplazamiento normal e inversa

Idea para diferenciar entre falla normal e inversa: Una falla normal produce un "espacio". Se puede definir un sondaje vertical sin encontrar un piso (o techo) de referencia.

Una falla inversa produce una "duplicación": Se puede definir un sondaje vertical para encontrar el mismo piso (o techo)



Fallas con desplazamiento horizontal:

Existen principalmente dos tipos de fallas con un desplazamiento horizontal: Fallas con un sentido del movimiento sinistral (contra reloj) y fallas con un sentido del desplazamiento dextral (sentido del reloj).



Fig. B.4.- Falla con desplazamiento horizontal

Antitética-Homotética

En conjunto con falla normal - falla inversa se puede usar "antitética" y "homotética". La palabra antitética indica que la falla y los estratos se inclinan hacia las direcciones opuestas. Homotética significa, que los estratos y la falla tienen la misma dirección de inclinación.

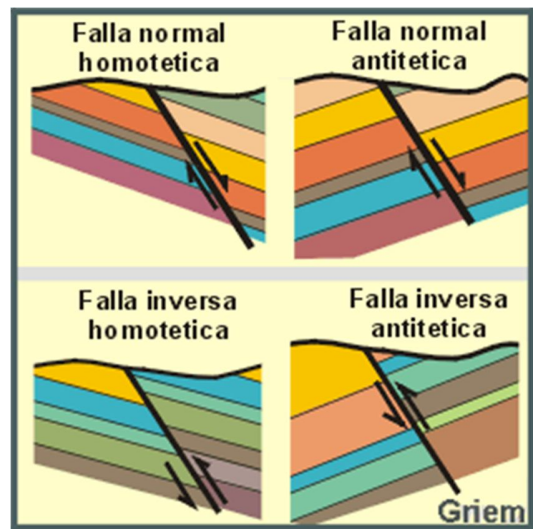


Fig. B.5.- Falla antitética y homotética

INGENIERÍA CIVIL

La ingeniería civil es la rama de la ingeniería que aplica los conocimientos de física, química y geología a la elaboración de infraestructuras, principalmente edificios, obras hidráulicas y de transporte, en general de gran tamaño y para uso público. Pero no solo esto, es la ingeniería de la civilización, término que abarca mucho más que la infraestructura.

Tiene también un fuerte componente organizativo que logra su aplicación en la administración del ambiente urbano principalmente, y frecuentemente rural; no sólo en lo referente a la construcción, sino también, al mantenimiento, control y operación de lo construido, así como en la planificación de la vida humana en el ambiente diseñado desde esta misma.

RAMAS DE LA INGENIERÍA CIVIL

Ingeniería Estructural

La ingeniería estructural se encarga de estimar la resistencia máxima de elementos sometidos a cargas vivas, cargas muertas y cargas eventuales (sismos, vientos, nieve, etc.), procurando un estado de servicio mínimo al menor costo posible.

Ingeniería Geotécnica

La ingeniería geotécnica se encarga de estimar la resistencia entre partículas de la corteza terrestre de distinta naturaleza, granulometría, humedad, cohesión, y de las propiedades de los suelos en general, con el fin de asegurar la interacción del suelo con la estructura. Además realiza el diseño de la cimentación o soporte para edificios, puentes, etc.

ÁREAS DEL CONOCIMIENTO

Los conocimientos necesarios para ejercer de ingeniero civil son:

- Conocimientos de cálculo de esfuerzos y deformaciones en estructuras ante diferentes solicitaciones (comportamiento de las vigas de un puente ante el paso de un tren, de una presa ante la presión hidrostática del agua que retiene, de una zapata al transmitir el peso de la estructura que sustenta al terreno)
- Conocimientos del comportamiento del terreno ante las solicitudes de las estructuras que se apoyen en él (capacidad portante, estabilidad ante dichas solicitaciones, etc.).

PRINCIPIOS ESTRUCTURALES

Debe entenderse como una carga estructural aquella que debe ser incluida en el cálculo de los elementos mecánicos (fuerzas, momentos, deformaciones, desplazamientos) de la estructura como sistema y/o de los elementos que la componen. Las cargas estructurales son generalmente clasificadas como: cargas muertas que actúan de forma continua y sin cambios significativos, pertenecen a este grupo el peso propio de la estructura, empujes de líquidos (como en un dique) o sólidos (como el suelo en un muro de contención), tensores (como en puentes), presión, asentamientos permanentes; cargas vivas que son aquellas que varían su intensidad con el tiempo por uso o exposición de la estructura, tales como el tránsito en puentes, cambios de temperatura, maquinaria (como una prensa), acumulación de nieve o granizo, etcétera; cargas accidentales que tienen su origen en acciones externas al uso de la estructura y cuya manifestación es de corta duración como lo son los eventos sísmicos o ráfagas de viento.

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

La ingeniería geotécnica es la rama de la ingeniería geológica que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la Tierra. Los ingenieros geotécnicos investigan el suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y diseñar las cimentaciones para estructuras tales como edificios, puentes, centrales hidroeléctricas, etcétera.

Los ingenieros geotécnicos también investigan el riesgo para los seres humanos, las propiedades y el ambiente de fenómenos naturales o propiciados por la actividad humana tales como deslizamientos de terreno, hundimientos de tierra, flujos de lodo y caída de rocas.

MECÁNICA DE SUELOS

En ingeniería, la mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la física y las ciencias naturales a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre. Esta ciencia fue fundada por Karl von Terzaghi, a partir de 1925.

Todas las obras de ingeniería civil se apoyan sobre el suelo de una u otra forma, y muchas de ellas, además, utilizan la tierra como elemento de construcción para terraplenes, diques y rellenos en general; por lo que, en consecuencia, su estabilidad y comportamiento funcional y estético estarán determinados, entre otros factores, por el desempeño del material de asiento situado dentro de las profundidades de influencia de los esfuerzos que se generan, o por el del suelo utilizado para conformar los rellenos.

Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir

esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, productores a su vez de deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o desplomos que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono.

En consecuencia, las condiciones del suelo como elemento de sustentación y construcción y las del cimiento como dispositivo de transición entre aquel y la supra estructura, han de ser siempre observadas, aunque esto se haga en proyectos pequeños fundados sobre suelos normales a la vista de datos estadísticos y experiencias locales, y en proyectos de mediana a gran importancia o en suelos dudosos, infaliblemente, al través de una correcta investigación de mecánica de suelos.

CAPACIDAD PORTANTE

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

De manera análoga, la expresión capacidad portante se utiliza en las demás ramas de la ingeniería para referir a la capacidad de una estructura para soportar las cargas aplicadas sobre la misma.

CAPACIDAD DE CARGA A CORTO Y A LARGO PLAZO

Las propiedades mecánicas de un terreno suelen diferir frente a cargas que varían (casi) instantáneamente y cargas cuasi permanentes. Esto se debe a que los terrenos son porosos, y estos poros pueden estar total o parcialmente saturados de agua. En general los terrenos se comportan de manera más rígida frente a cargas de variación quasinstantánea ya que éstas aumentan la presión intersticial, sin producir el desalojo de una cantidad apreciable de agua. En cambio bajo cargas permanentes la diferencia de presión intersticial entre diferentes partes del terreno produce el drenaje de algunas zonas.

En el cálculo o comprobación de la capacidad portante de un terreno sobre el que existe una construcción debe atenderse al corto plazo (caso sin drenaje) y al largo plazo (con drenaje). En el comportamiento a corto plazo se desprecian todos los términos excepto la cohesión última, mientras que en la capacidad portante a largo plazo (caso con drenaje) es importante también en rozamiento interno del terreno y su peso específico.

FÓRMULA DE TERZAGHI

Karl von Terzaghi (1943) propuso una fórmula sencilla para la carga máxima que podría soportar una cimentación continua con carga vertical centrada,¹ apoyada sobre la superficie de un suelo dada por:

$$\frac{p_u}{b} = qN_q + cN_c + \frac{\gamma b}{2}N_\gamma$$

Donde:

P_u , carga vertical máxima por unidad de longitud.

Q , sobrecarga sobre el terreno adyacente a la cimentación.

c , cohesión del terreno.

b , ancho transversal de la cimentación

γ , peso específico del terreno.

$N_q(\varphi), N_c(\varphi), N_\gamma(\varphi)$, coeficientes dependientes de ángulo de rozamiento interno, para las que Terzaghi sugirió algunas aproximaciones particulares, como por ejemplo $N_c \approx 5.0$.

LOS SUELOS

1) Definición de Suelos:

Es la capa más superficial de la corteza terrestre, que resulta de la descomposición de las rocas por los cambios bruscos de temperatura y por la acción del agua, del viento y de los seres vivos.

El proceso mediante el cual los fragmentos de roca se hacen cada vez más pequeños, se disuelven o van a formar nuevos compuestos, se conoce con el nombre de meteorización.

Los productos rocosos de la meteorización se mezclan con el aire, agua y restos orgánicos provenientes de plantas y animales para formar suelos. Luego el suelo puede ser considerado como el producto de la interacción entre la litosfera, la atmósfera, la hidrosfera y la biosfera. Este proceso tarda muchos años, razón por la cual los suelos son considerados recursos naturales no renovables. En el suelo se desarrolla gran parte de la vida terrestre, en él crece una gran cantidad de plantas, y viven muchos animales.

2) Componentes del Suelo

Se pueden clasificar en inorgánicos, como la arena, la arcilla, el agua y el aire; y orgánicos, como los restos de plantas y animales. Uno de los componentes orgánicos de los suelos es el humus. El humus se encuentra en las capas superiores de los suelos y constituye el producto final de la descomposición de los restos de plantas y animales, junto con algunos minerales; tiene un color de amarillento a negro, y confiere un alto grado de fertilidad a los suelos.

- **Fase Sólida:** Comprende, principalmente, los minerales formados por compuestos relacionado con la litosfera, como sílice o arena, arcilla o greda y cal. También incluye el humus.
- **Fase Líquida:** Comprende el agua de la hidrosfera que se filtra por entre las partículas del suelo.
- **Fase Gaseosa:** Tiene una composición similar a la del aire que respiramos, aunque con mayor proporción de dióxido de carbono). Además, presenta un contenido muy alto de vapor de agua. Cuando el suelo es muy húmedo, los espacios de aire disminuyen, al llenarse de agua.

3) Propiedades y Textura de los Suelos

Entre las propiedades de los suelos se encuentran: El color, distribución del tamaño de las partículas, consistencia, textura, estructura, porosidad, atmósfera, humedad, densidad, pH, materia orgánica, capacidad de intercambio iónico, sales solubles y óxidos amorfos-sílice alúmina y óxidos de fierro libres.

Las propiedades físicas de los suelos dependen de la composición mineralógica, de la forma y del tamaño de las partículas que lo forman y del ambiente que los rodea. El tamaño, la forma y la composición química de las

partículas determinan la permeabilidad, la capilaridad, la tenacidad, la cohesión y otras propiedades resultantes de la combinación de todos los integrantes del suelo.

FORMACIÓN DE LOS SUELOS

El suelo es resultado de la interacción de cinco factores: El *material parental*, el *relieve*, el *tiempo*, el *clima*, y los *seres vivos*. Los tres primeros factores desempeñan un rol pasivo, mientras que el clima y los seres vivos participan activamente en la formación del suelo.

La Estructura del Suelo

Se refiere a la manera en que las partículas del suelo se agrupan en fragmentos mayores. Las partículas irregulares de aristas y vértices agudos dan lugar a una estructura en bloques con forma de nuez. Si las partículas son más o menos esféricas, la estructura es granular. Algunos suelos tienen estructura prismática o en columnas, formada por prismas o columnas verticales de tamaño comprendido entre 0,5 y 10 centímetros.

Características Hídricas de los Suelos

Agua Estructural: Esta contenida en los minerales del suelo (hidrómica, óxidos hidratados, etc.) solamente son liberados en procesos edáficos

Agua Hidroscópica: Es Agua inmóvil, es removida solamente por calentamiento o sequía prolongada.

Agua Capilar: Es agua retenida en los micro poros por fuerza de capilaridad, el agua de los capilares mayores puede percolar pero no puede drenar fuera del perfil

Agua Gravitacional: Es agua retenida en los macro poros y puede drenar fuera del perfil.

ESTABILIDAD DE TALUDES

El principal problema que se plantea a la hora de proyectar cualquier tipo de explanación es asegurar la estabilidad de los taludes, ya que las características resistentes de ese suelo de nada servirán si se producen continuos deslizamientos que pongan en peligro la funcionalidad de la estructura a la que sirve de soporte.

La estabilidad de un talud depende tanto de su geometría (pendiente y altura) como de las características intrínsecas del propio suelo que lo forma (ángulo de rozamiento interno y cohesión) y que definen su resistencia a cizalla.

Un suelo sin cohesión, por ejemplo una arena limpia y seca será estable siempre y cuando su ángulo de rozamiento interno sea superior al ángulo que forma el talud con la horizontal. En suelos cohesivos este valor aumenta, dado que a la fuerza de rozamiento interno que se opone al movimiento se suma la producida por la cohesión entre las partículas del suelo.

MODELOS DE DESLIZAMIENTO

El deslizamiento de un talud se produce por la rotura posterior de una cuña de suelo a lo largo de un plano de debilidad, lo que ocasiona un deslizamiento total o parcial de dicho talud. Las causas que producen este deslizamiento son muy diversas:

- Filtraciones de agua
- Vibraciones
- Socavaciones

Se ha realizado una división del modelo general de rotura que presenta diversos matices en función del tipo de suelo y de la geometría del talud, pudiéndose destacar los siguientes:

- a) Circulo superficial de pie:** La superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud, siendo este en punto más bajo de la misma. Este tipo de rotura se produce en suelos con alto ángulo de rozamiento interno (gravas y arenas) o en taludes muy inclinados.

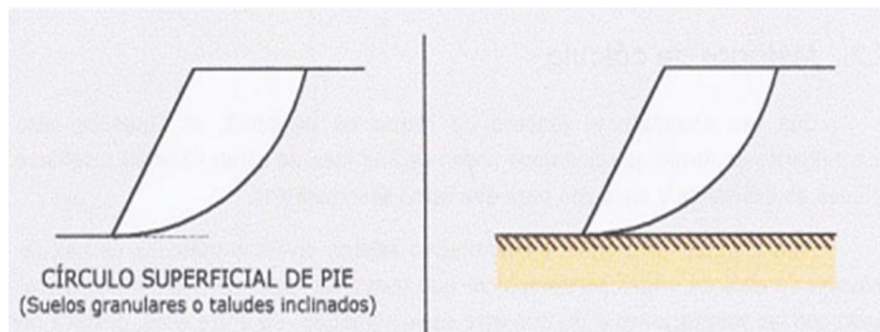


Fig.B.6.- Circulo superficial de pie

- b) Circulo profundo:** La presencia de estratos más duros o de diversos elementos resistentes (muros, pilotes, edificaciones, rellenos) en las proximidades del talud condiciona la magnitud y profundidad de la superficie de rotura.

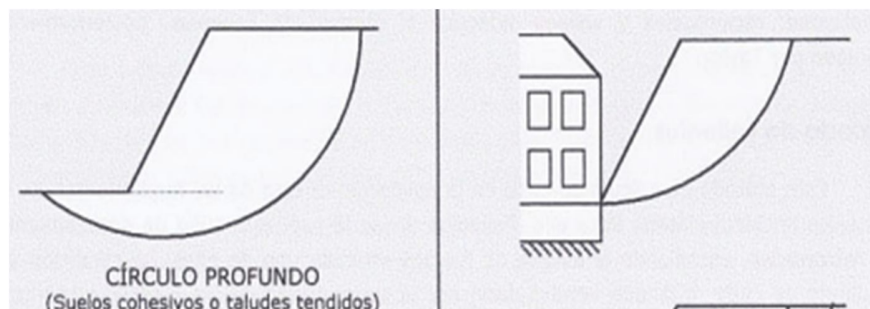


Fig.B.7.- Circulo profundo

- b) Circulo profundo de pie:** La superficie de deslizamiento interseca con el pie del talud, aunque en esta ocasión no se trata de su punto más bajo.

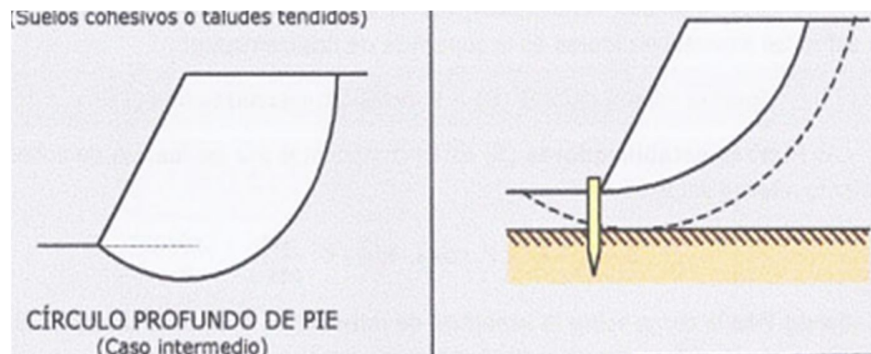


Fig.B.8.- Círculo profundo de pie

d) Círculo condicionado: La presencia de estratos más duros o de diversos elementos resistentes (muros, pilotes, edificaciones, rellenos) en las proximidades del talud condiciona la magnitud y profundidad de la superficie de rotura.

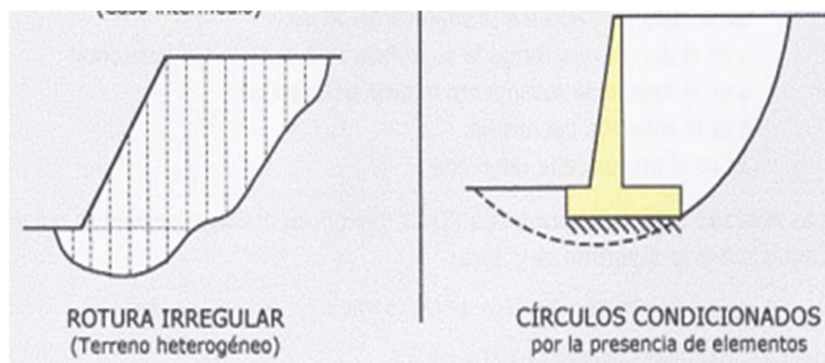


Fig.B.9.- Círculo condicionado

LOS DESLIZAMIENTOS

Son desplazamientos de masas de tierra o rocas por una pendiente en forma súbita o lenta. El deslizamiento o derrumbe, es un fenómeno de la naturaleza que se define como “el movimiento pendiente abajo, lento o súbito de una ladera, formado por materiales naturales - roca- suelo, vegetación-o bien de

rellenos artificiales”. Los deslizamientos o derrumbes se presentan sobre todo en la época lluviosa o durante períodos de actividad sísmica.

Existen dos tipos de deslizamientos o derrumbes

Deslizamientos lentos.- Son aquellos donde la velocidad del movimiento es tan lento que no se percibe. Este tipo de deslizamiento genera unos pocos centímetros de material al año. Se identifican por medio de una serie de características marcadas en el terreno.

Deslizamientos rápidos.- Son aquellos donde la velocidad del movimiento es tal que la caída de todo el material puede darse en pocos minutos o segundos. Son frecuentes durante las épocas de lluvias o actividades sísmicas intensas. Como son difíciles de identificar, ocasionan importantes pérdidas materiales y personales.

Depende de las siguientes variables: Clase de rocas y suelos; Topografía (lugares montañosos con pendientes fuertes); Cantidad de lluvia en el área; Actividad sísmica; Actividad humana (cortes en ladera, falta de canalización de aguas, etc.); Erosión (por actividad humana y de la naturaleza). Los deslizamientos o movimientos de masa no son iguales en todos los casos. Para evitarlos o mitigarlos (reducir el riesgo) es indispensable saber las causas y la forma cómo se originan. Estas son algunas de las más frecuentes:

CAIDA.- Una caída se inicia con el desprendimiento de suelo o roca en una ladera muy inclinada. El material desciende principalmente a través del aire por caída, rebotando o rodando. Ocurre en forma rápida sin dar tiempo a eludirlas.

DESLIZAMIENTO.- Es el movimiento, hacia abajo de una ladera, de una masa de suelo o roca.

FLUJOS DE TIERRA.- Son movimientos lentos de materiales blandos. Estos flujos frecuentemente arrastran parte de la capa vegetal.

FLUJOS DE LODO.- Se forman en el momento en que la tierra y la vegetación son debilitadas considerablemente por el agua, alcanzando gran fuerza cuando la intensidad de las lluvias y su duración es larga.

REPTACION.- Se suele manifestar por la inclinación de los árboles y postes, el corrimiento de carreteras y líneas férreas y la aparición de grietas.

DISEÑO GEOTÉCNICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

Introducción

El diseño geotécnico de un muro de contención de tierras se realiza a partir de la determinación de los esfuerzos a los que estará sometida la estructura, mediante los cuales se evalúa su estabilidad y se define la configuración geométrica capaz de resistir dichos esfuerzos en forma segura. Estos esfuerzos, denominados comúnmente “empujes”, se obtienen considerando las siguientes acciones:

- empujes de las tierras ubicadas atrás de la estructura;
- eventuales sobrecargas existentes en la superficie del relleno del trasdós;
- acción del agua por presencia de un nivel freático (esfuerzo hidrostático) o
- cursos de agua (esfuerzos de filtración);
- efectos del proceso de compactación en los empujes del suelo tras la estructura.
- acciones de carácter extraordinario o temporal, como puede ser la acción de un sismo.

Los empujes de tierra son generalmente obtenidos mediante métodos de cálculo simplificados, de base analítica o empírica, los cuales han sido desarrollados a partir del siglo XVIII y que actualmente siguen siendo empleados para el diseño de muros de contención de tierras. De todos ellos, los de más amplia aplicación corresponden a los métodos propuestos por Coulomb en 1776 y por Rankine en 1857.

La teoría planteada por Coulomb, mediante el estudio del método de máximos y mínimos aplicado al problema del empuje de tierras, permitió explicar el comportamiento de rotura de los suelos a través de la definición de la *línea de rotura crítica* que se crea en el trasdós de un muro, cuando se alcanza la condición de equilibrio límite, la cual es obtenida una vez que se han estudiado varias superficies potenciales de falla.

En sí su teoría considera que para una superficie potencial de falla, se produce un deslizamiento como un sólido rígido del terreno del trasdós de la estructura por esfuerzo cortante, una vez que se ha movilizó su máxima resistencia al corte.

Por su parte, la teoría propuesta por Rankine fue una de las primeras que incorporó el concepto de plasticidad al estudio del comportamiento del suelo bajo diversos estados tensionales. Mediante la aplicación de la teoría de la resistencia al corte de los suelos propuesta por Coulomb, Rankine determinó los estados tensionales que alcanza una masa seminfinita de suelo arenoso cuando se mueve paralelamente a la superficie, definiendo estados límites una vez que el suelo alcanza la condición de rotura.

A estos estados límites los denominó *estados de equilibrio plástico*, y a partir de ellos ha sido posible explicar de una forma más racional los fenómenos de rotura posibles en una masa de suelo (Soriano, 1996).

Los métodos de cálculo desarrollados por estos investigadores permiten determinar la magnitud del empuje de tierras que se genera en el trasdós de un muro de contención, para posteriormente evaluar su estabilidad ante dichas sollicitaciones. La obtención de estos empujes está basada en consideraciones de equilibrio límite, mediante la definición, según el caso, de dos estados de tensiones, activo y pasivo, a partir de los cuales el suelo alcanza su estado de rotura.

En la actualidad siguen siendo los métodos más empleados para el dimensionamiento de diversos muros de contención de tierras con resultados satisfactorios, como los muros convencionales y los muros de tierra mecánicamente estabilizados, entre otros. El empuje que genera el terreno ubicado en el trasdós de un muro plantea un problema complejo de interacción suelo-estructura, debido a que la magnitud del empuje depende de los desplazamientos y deformaciones que sufra la estructura (Ortuño, 2005). En este sentido, los métodos de cálculo señalados anteriormente no proporcionan información sobre los movimientos del muro, lo cual puede ser

LOS MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS: TIPOLOGÍAS Y DISEÑO GEOTÉCNICO

Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno estudiado mediante el empleo de métodos numéricos a través de herramientas de cálculo de elementos finitos.

Considerando todo lo anterior, en este capítulo se presentan las teorías anteriormente

señaladas para la determinación de empujes del terreno sobre muros de contención de tierras, las cuales, indistintamente, son empleadas en el dimensionamiento de muros convencionales y muros de tierra mecánicamente estabilizada aplicadas a obras de infraestructura viaria, como así también a muros prefabricados de hormigón.

Además, se presentan las principales consideraciones respecto a la influencia de sobrecargas existentes en el relleno del trasdós, efectos de la compactación del relleno, influencia de empujes debido a la presencia de agua y algunas consideraciones sobre empujes adicionales provocados por la presencia de eventos sísmicos. Finalmente, se presentan, tanto a nivel teórico como a nivel normativo, los métodos empleados para el dimensionamiento de muros de contención de tierras, abordando los principales conceptos asociados al cálculo de la estabilidad externa e interna de las estructuras seleccionadas como posible aplicación de los materiales compuestos.

CRITERIO DE ROTURA DE SUELOS

La *resistencia al corte de un suelo*, permite determinar factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de tierras sobre un muro de contención, entre otros.

A partir de la resistencia al corte es posible realizar cualquier análisis de estabilidad de una masa de suelo.

Coulomb (1776) observó que si el empuje que genera un suelo sobre un muro produce un desplazamiento de éste, el suelo que está retenido forma un plano de deslizamiento aproximadamente recto. Coulomb postuló que la máxima resistencia al corte τ de una masa de suelo en el plano de deslizamiento, es

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

donde c y ϕ son la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, respectivamente y que se basa en una formulación puramente empírica. De acuerdo a esta formulación, la resistencia al corte depende no solo del tipo de suelo sino además de la tensión vertical σ .

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo, y en especial, de muros de contención de tierras (Berry y Reid, 1993). Esta situación no se hizo evidente hasta que Terzaghi postuló el principio de los esfuerzos efectivos, a partir del cual la resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo se define como

$$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi'$$

siendo c' y ϕ' los parámetros de resistencia al corte efectiva del suelo, y $(\sigma - u)$ la tensión normal efectiva que actúa en la masa de suelo.

Tras el desarrollo de esta formulación pudo apreciarse que, dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes, la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a fricción que se produce en el contacto intergranular de las partículas, y que depende de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Así, cuanto más grande sea el esfuerzo efectivo normal en una superficie potencial de falla, mayor será la resistencia al corte en dicho plano.

Por otro lado, la resistencia al corte de un suelo puede ser obtenida a partir de la aplicación del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, en que la recta de falla es obtenida

Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno considerando las tensiones principales que se presentan en cualquier punto de la masa de suelo.

EMPUJE DE TIERRAS SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

Tal como se comentara al inicio de este capítulo, han sido diversas las teorías y métodos que se han desarrollado a partir del siglo XVIII para la estimación de los empujes que actúan sobre estructuras de contención de tierras, y en su gran mayoría se basan en las propuestas hechas tanto por Coulomb como por Rankine.

Entre los métodos que se han desarrollado, se encuentran:

- Métodos basados en las teorías de equilibrio límite.
- Métodos basados en el campo de tensiones.
- Estimación de empujes a partir de superficies de rotura curvas.
- Métodos gráficos.
- Métodos en base al empleo de ábacos.

Estos métodos, en general, permiten estimar de forma bastante aproximada los empujes tanto activos como pasivos, siendo los primeros de mayor interés para el dimensionamiento de muros de contención convencional empleados en infraestructuras de carreteras (muros de gravedad, muros tipo ménsula, muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada). La incorporación de métodos numéricos, aunque poco

extendido en este tipo de estructuras de contención, permiten obtener información sobre los movimientos de la estructura, lo que no es posible determinar a partir de los otros métodos.

Una de las primeras contribuciones corresponde a Gautier (1717), quién definió tres clases de rellenos en su disertación sobre los espesores necesarios para los estribos de puentes. A estas tres clases de relleno les asignó diferentes ángulos de talud natural, que son presentados en la siguiente tabla:

Tabla 2.2: Clases de relleno y ángulos de talud natural definidos por Gautier.

Clase de relleno	Ángulo de talud natural
Arena limpia y seca	31°
Tierras ordinarias	45°
Arcilla compactada	Variable > 45°

Gautier determinó que un muro de contención de tierras es necesario cuando se quiere disponer de un talud mayor al correspondiente “talud natural” y consideró que el empuje de tierras era debido a la cuña de tierras que se muestra en la figura.

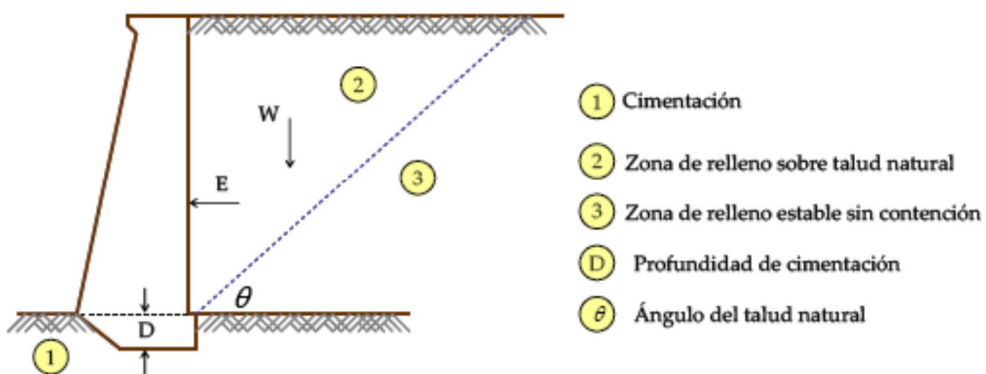


Fig.B.10.- Método de Gautier

Esta formulación se obtiene considerando que el peso de la cuña que soporta el muro y el empuje son iguales siempre que la línea correspondiente al ángulo de talud natural no opusiese resistencia. A partir de esto, se puede definir un coeficiente de empuje $K = 0,5$.

TEORÍAS BASADAS EN MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Una de las contribuciones más importantes para la determinación del empuje activo de tierras fue la presentada por C. A. Coulomb (1776), quién mediante el estudio del método de máximos y mínimos explicó el comportamiento de rotura de los suelos a través de la definición de la *línea de rotura crítica* que se crea en el trasdós de un muro, cuando se alcanza la condición de equilibrio límite

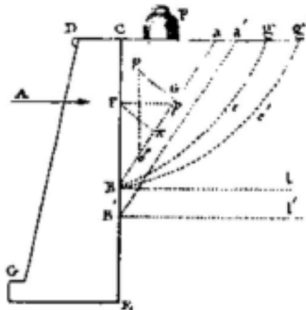


Fig.B.11.- Esquema de Coulomb para el deslizamiento de tierras

Esta ley de rotura y las fórmulas de empuje deducidas a partir de ella, siguen siendo en la actualidad las herramientas principales para el cálculo de empujes, y ha sido la base para el desarrollo de otros métodos como los

planteados por Boussinesq (1883) y, Caquot y Kerisel (1948) mediante el desarrollo de ábacos.

LA TEORÍA DE EMPUJE DE TIERRAS DE RANKINE

Rankine en 1857, estudió los estados de tensiones que se pueden generar al interior de una masa semiinfinita de arena cuando esta se relaja o se comprime en el plano horizontal, con el propósito de definir las condiciones límites que puede desarrollar el material al momento de alcanzar el estado de rotura. La condición de rotura así definida por Rankine, implica que toda la masa de suelo se encuentra en estado de plastificación o en *estado de equilibrio plástico*.

Una masa de suelo se encuentra en *estado de equilibrio plástico* si todos sus puntos están al borde la falla. Asumiendo que para alcanzar la condición de plastificación en una masa de arena se debe cumplir el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (ecuación 2.3), en la figura 2.20 se representan los estados de tensiones que se desarrollan cuando se produce la falla por compresión o relajación en el plano horizontal, considerando que la tensión vertical σ_v permanece constante en todo momento.

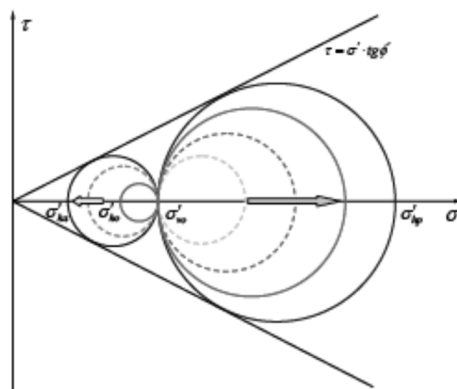


Fig.B.12.- Estados de equilibrio representados por los círculos de Mohúr

Los estados de tensiones alcanzados son denominados, estado activo, cuando toda la masa de arena sufre un movimiento horizontal por relajación de sus partículas, y estado pasivo, cuando toda la masa de arena sufre un movimiento horizontal por compresión de sus partículas. Un movimiento adicional de relajación o compresión no produce estados de tensiones superiores, debido a que se ha alcanzado la condición de rotura de la masa de arena.

ESTADOS ACTIVO Y PASIVO DE RANKINE CON RELLENO INCLINADO

Tal como se ha comentado en los párrafos precedentes, la teoría de Rankine fue desarrollada para la determinación de los estados de tensiones que se generan en una masa semiinfinita de arena con terreno horizontal. A partir de esta condición, se han definido los coeficientes de presión de tierras activo y pasivo.

Partiendo de esta base, la teoría de Rankine puede ser ampliada para la determinación de los estados activo y pasivo para un terreno que presenta un ángulo de inclinación β . La figura 2.26 muestra las tensiones vertical y horizontal que se desarrollan para esta condición. Como puede verse, ambas tensiones se ven influenciadas por la inclinación del terreno.

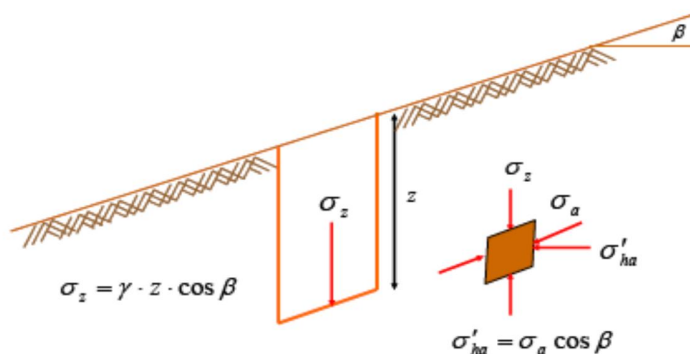


Fig.B.13.- Estados activo y pasivo de Rankine

DETERMINACIÓN DE LOS EMPUJES DE TIERRA A PARTIR DE LOS ESTADOS ACTIVO Y PASIVO DE RANKINE

Los estados activo y pasivo definidos por Rankine, permiten determinar bajo ciertas condiciones, los empujes que se crean sobre una estructura de contención de tierras. Como consecuencia de estos empujes, se desarrolla un movimiento en el plano horizontal tal como se muestra en la figura 2.28.

A pesar de esto, el dimensionamiento de una estructura de contención de tierras que es empleada en obras de infraestructura viaria se realiza, en general, considerando que se desarrollará por completo la condición activa, mientras que por aspectos de tipo constructivo y en especial por movimientos de tierras que se pueden realizar con posterioridad en el terreno circundante al pie de la cimentación, no se considera el estado pasivo en los respectivos cálculos.

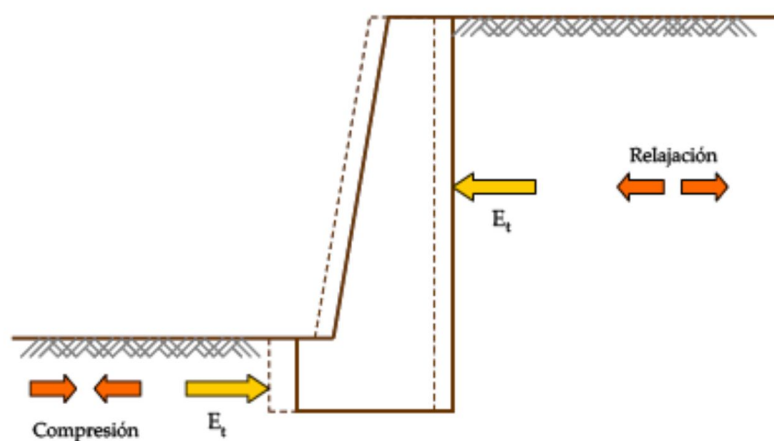


Fig.B.14.- Empujes de tierra de rankine

DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

Un muro de contención de tierras correctamente proyectado debe satisfacer dos requisitos iniciales: primero, para hacer a la estructura segura contra falla por vuelco y asentamiento excesivo, la presión bajo la base no debe exceder a la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación; además, la estructura en conjunto debe tener un factor de seguridad adecuado con respecto al deslizamiento a lo largo de su base, o a lo largo de cualquier estrato débil debajo de su base.

Segundo, toda la estructura, así como cada una de sus partes debe poseer la resistencia adecuada.

A partir de las dimensiones inicialmente definidas, se realiza un cálculo de estabilidad de la estructura, que dependiendo del tipo de muro puede ser tanto externa como interna. En función de los resultados obtenidos, se evalúa la necesidad de modificar algunas de las dimensiones, antes de obtener un proyecto satisfactorio. En este sentido, los factores que más influyen en la definición geométrica de un muro de contención de tierras, son los siguientes:

- Tipo y altura del muro.
- Magnitud del empuje.
- Existencia de sobrecargas.
- Inclinación del relleno.
- Calidad del terreno de cimentación.

Para dimensionar apropiadamente un muro de contención de tierras, es necesario conocer los parámetros básicos del suelo (peso específico volumétrico, ángulo de fricción interna y cohesión) retenidos detrás del muro y del suelo debajo de la base.

Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite determinar la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño. Además, para el caso particular de las estructuras de tierra mecánicamente estabilizada, es necesario definir la interacción del relleno reforzado con las armaduras de refuerzo, la cual se define a partir de los parámetros mecánicos del material que es empleado para este objetivo.

SISTEMAS DE DRENAJE

La acumulación de agua que se puede almacenar en el trasdós de muros de contención en períodos de lluvias intensas, puede provocar un aumento de los esfuerzos (empujes) sobre la estructura, en general de tipo hidrostático, que dan como resultado problemas de inestabilidad o falla del muro. Jiménez Salas et al (1981) a partir de investigaciones desarrolladas por Teng (1972) y Tillmann (1948), planteó que un 33% de los accidentes ocurridos en muros rígidos habían sido ocasionados por la ausencia o fallo del sistema de drenaje.

Los sistemas de drenaje tienen como propósito drenar el agua del trasdós de muros de contención, para evitar o eventualmente reducir el empuje hidrostático debido a la presencia de esta. El sistema de drenaje más sencillo lo constituyen tubos que tienen un diámetro de 15 ó 20 cm empotrados en el muro, con espaciamiento vertical y horizontal de 1,50 m.

También se emplean sistemas de drenaje continuo constituidos por materiales granulares, tal como lo muestra la figura 2.52 (a).

Este sistema, empleado en muros de gravedad, se adosa completamente y permite el drenaje continuo del agua por toda la altura del muro. Sin embargo, la filtración del agua que se crea hacia el sistema de drenaje puede ocasionar un empuje adicional en la estructura, debido a la componente horizontal de la filtración, la cual puede ser eliminada mediante la

construcción de un sistema de drenaje inclinado tal como se muestra en la figura 2.52 (b).

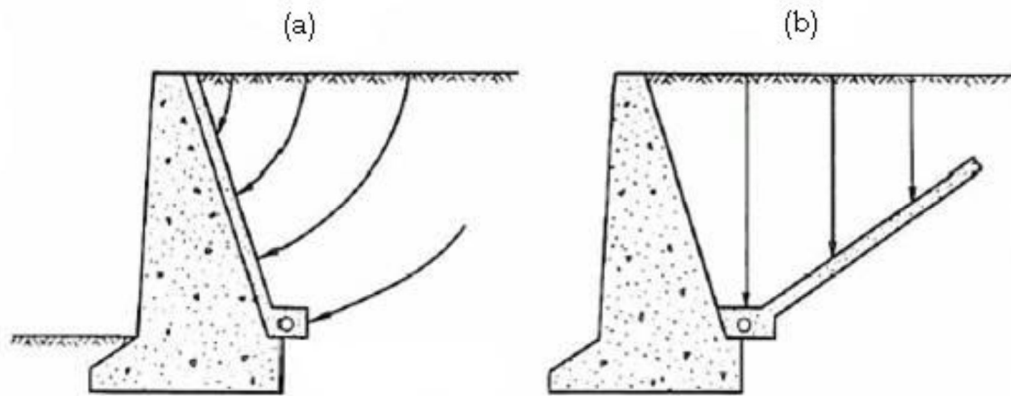
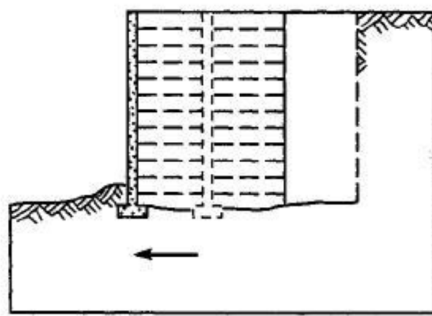


Fig.B.15.- Sistemas de drenaje con materiales granulares

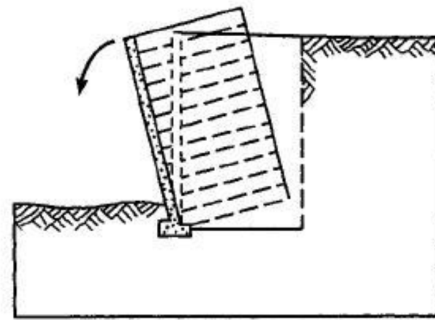
EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD EXTERNA.

Como se comentó anteriormente, la evaluación de la estabilidad externa de un muro de contención de tierras se realiza analizando cuatro estados límites últimos. Para el caso particular del análisis de estabilidad global, este se realiza mediante la aplicación de las teorías de estabilidad de taludes, considerando la falla conjunta del terreno de apoyo y el elemento estructural dentro de un círculo potencial de deslizamiento.

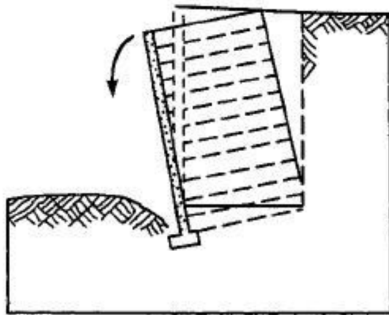
Generalmente, este tipo de fallas se produce en aquellos muros que son ubicados en terrenos de apoyo de baja calidad geotécnica, como puede ser el caso de terrenos compresibles.



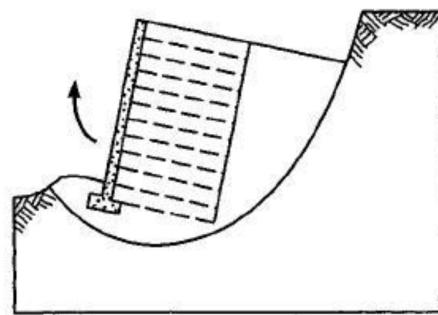
a) Deslizamiento



b) Volcamiento



c) Hundimiento



d) Inestabilidad

Fig.B.16.- Análisis de estabilidad externa

LOS MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

Los muros de contención de tierras pueden ser divididos en tres tipologías: muros convencionales, muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada.

Los muros convencionales son los de uso más extendido y los más antiguos, empleándose para su fabricación mampostería de piedra, hormigón en masa y hormigón reforzado. Los muros prefabricados (de hormigón) y los muros de tierra mecánicamente estabilizada (con inclusión de armaduras de refuerzo

en el suelo), son de uso más reciente, y actualmente son empleados en un gran número de aplicaciones, por su rapidez de ejecución, por las menores afecciones que generan al medio ambiente y por la reducción de costes que se alcanza en su proceso de fabricación y puesta en obra.

El desarrollo de cada una de estas técnicas ha permitido disponer en la actualidad de un gran número de soluciones para las distintas aplicaciones mencionadas anteriormente, que se ajustan adecuadamente a los requerimientos que imponen los proyectos de ingeniería.

Además, ha llevado a la definición de distintos tipos de clasificaciones, considerándose en general para todas las tipologías las siguientes:

- según la función que cumplen en el terreno;
- según la forma en como contrarrestan los esfuerzos del terreno;
- según la interacción suelo-estructura que se crea en el contacto entre ambos materiales
- según los materiales que son empleados para su fabricación

TIPOLOGÍAS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Tal como se mencionara en el apartado 2.2, los muros de contención pueden ser divididos en tres tipologías: muros convencionales, muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada.

Esta subdivisión permite diferenciar aquellos muros que son completamente contruidos in-situ (muros convencionales), de aquellos de aparición más reciente y que son fabricados mediante un proceso industrializado (muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada).

La aparición de muros prefabricados en el mercado ha traído innumerables beneficios, no solo en lo referido al costo de construcción, sino también a aspectos medioambientales, a la rapidez de ejecución de las obras y al

desarrollo de una técnica que permite alcanzar mayores alturas, adecuándose así a los requerimientos que imponen los proyectos.

Dentro de cada una de estas tipologías es posible incluir varios tipos de muros de contención, dependientes principalmente de los materiales empleados para su construcción y de su geometría.

MUROS CONVENCIONALES

Los muros convencionales, o también llamados tradicionales, se encuentran incluidos del grupo de los denominados rígidos, definidos como aquellos que, ante los empujes de tierras, por su forma y dimensiones sufren preferentemente movimientos de giro y/o traslación, sin deformaciones significativas de flexión, que a su vez pueden dar lugar a modificaciones en la distribución de empujes.

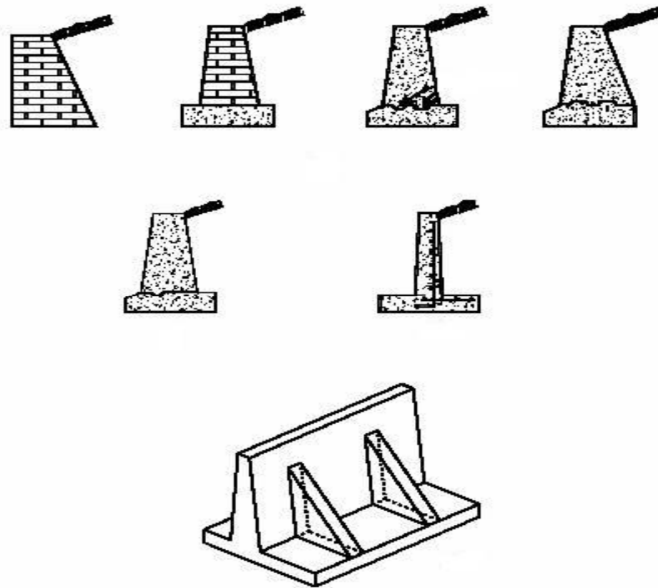


Fig.B.17.- Tipos de muros convencionales

Los movimientos que pueden producirse en cualquier tipología de estos muros, dependen principalmente de las condiciones de cimentación de la estructura.

Dentro de esta tipología se pueden incluir los muros de gravedad, los muros de semigravedad, los muros en L o T invertida (ménsula) y los muros con contrafuertes.

MUROS DE GRAVEDAD

Es la tipología de muro más antigua, y pueden ser fabricados de hormigón en masa, mampostería y fábrica. Suelen dotarse de una leve pendiente en el intradós, con el propósito de mejorar la estabilidad de la estructura. El efecto estabilizador de estos muros es logrado por su peso propio y por su resistencia a la compresión, no precisando de armaduras dada estas

características. Además, pueden ser de variadas formas y son los más resistentes a los agentes destructivos.

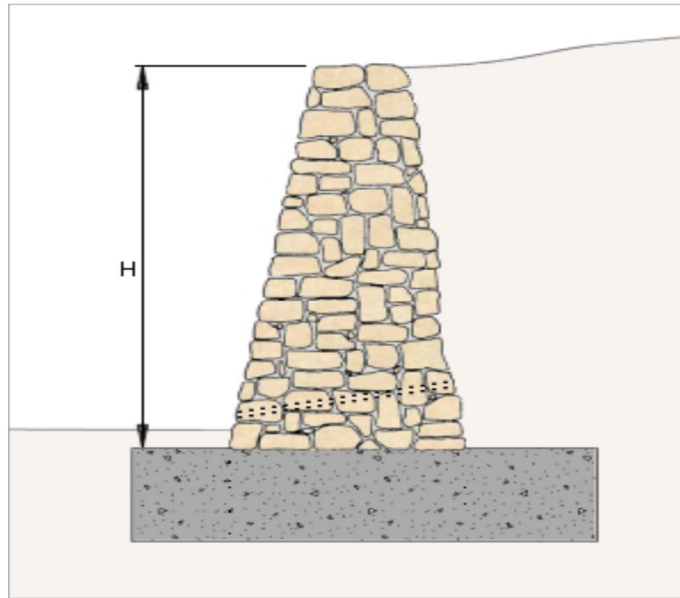


Fig.B.18.- Muros a gravedad

MUROS DE GAVIONES

Los muros de gaviones están formados por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, que son rellenos posteriormente con gravas.

Estos muros suelen ser de altura moderada (del orden de 5 m), aunque se han construido muros de 25 m de altura con resultados satisfactorios. Las unidades de gaviones son firmemente unidas entre sí con redondos que los conectan, fijados a través de costuras con alambres de iguales características a los que forman las mallas, de modo de formar una estructura continua.



Fig.B.19.- Muros de gaviones

MUROS MÉNSULA Y CON CONTRAFUERTES

Estos tipos de muros son empleados ante la necesidad de reducir el volumen de materiales a emplear. Existen de dos tipos: los muros *ménsula* y los muros *con contrafuertes*.

Los muros ménsula, en L o T invertida (también denominados cantilever), están constituidos por una losa o zapata sobre la que se levanta el alzado, siendo generalmente de espesor reducido, absorbiendo las flexiones de la ménsula mediante armadura sencilla o doble. También pueden llevar zarpas en la zapata, cuyo propósito es mejorar su resistencia al deslizamiento.



Fig.B.20.- Muros ménsula

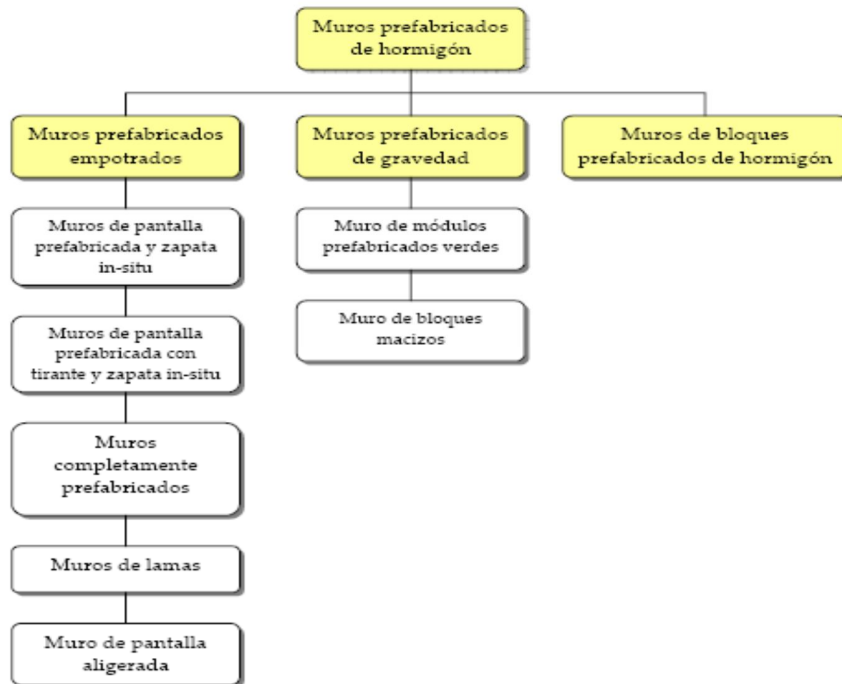
La presión que ejerce este tipo de estructuras sobre el cimiento, es menor que la que genera los muros de gravedad, por lo que son adecuados cuando la cimentación posee características geotécnicas deficientes. El empleo de este tipo de estructuras es recomendable para alturas no superiores a 14 m

MUROS PREFABRICADOS

Los muros convencionales en muchas ocasiones resultan inadecuados por los requerimientos en cuanto a estabilidad y deformabilidad de su cimentación. Además, la mayor demanda para la conservación del medio ambiente obliga a que las obras interfieran lo menos posible con el aspecto natural del entorno.

Los muros prefabricados de hormigón son elaborados total o parcialmente por un proceso industrial mecanizado. En algunos casos se hace necesaria la colocación de armaduras, con el propósito de resistir los esfuerzos de flexión a los que se ven sometidos.

Según su diseño estructural, los muros prefabricados de hormigón pueden ser clasificados en tres grandes grupos, como puede verse en el siguiente esquema:



MUROS PREFABRICADOS EMPOTRADOS

Este tipo de muros trabaja en voladizo, el cual es formado por un elemento plano o nervado, continuo o discontinuo, pretensado o pos tensado, y que se encuentra empotrado en su base.

Sus dos funciones principales son las de sostenimiento y contención de tierras, y entran en carga cuando es colocado el material de relleno . La máxima altura que pueden alcanzar estos tipos de muros es de 16,0 m.



Fig.B.21.- Muros prefabricados

MUROS PREFABRICADOS DE GRAVEDAD

Son aquellos formados por elementos prefabricados, generalmente de hormigón, que son estables por su propio peso sin que existan esfuerzos de tracción en algunos de sus elementos, y que pueden ser de módulos huecos o de bloques macizos. La máxima altura aconsejable para este tipo de muros, oscila entre 20,0 y 24,0 m.



Fig.B.22.- Muros prefabricados verdes

PASOS PARA CALCULAR UN MURO DE CONTENCIÓN A GRAVEDAD

COEFICIENTE ACTIVO

$$K_a = \cos\beta * \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right]$$

β = es la inclinación de la superficie media de la horizontal
 ϕ = es el ángulo de rozamiento entresuelo y suelo

COEFICIENTE PASIVO

$$Kp = \cos\beta * \left[\frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad \text{Fórmula dada por Rankine.}$$

TABLA 1

$\beta \backslash \phi$	Ka							
	26	28	30	32	34	36	38	40
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247
15	0.4480	0.4086	0.3729	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750
30	0.0	0.0	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5971	0.4677	0.3906
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7660

TABLA 2

$\beta \backslash \phi$	Kp							
	26	28	30	32	34	36	38	40
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5980	3.9365	4.3161
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2926	3.6154	3.9766
20	1.7141	1.9176	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867
30	0.0	0.0	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1239	1.4347	1.7177
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7660

2.- CALCULO DE PRESIONES

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma_s * H_T^2 * Ka$$

$$Pp = \frac{1}{2} * \gamma_s * H_T^2 * Kp$$

3.- PREDISEÑO DEL MURO

$$b = \frac{H_T}{12} \quad L = 40\% \wedge 70\% \quad DE \ H_T \quad D = \frac{H_T}{6} \quad \text{ó} \quad \frac{H_T}{8}$$

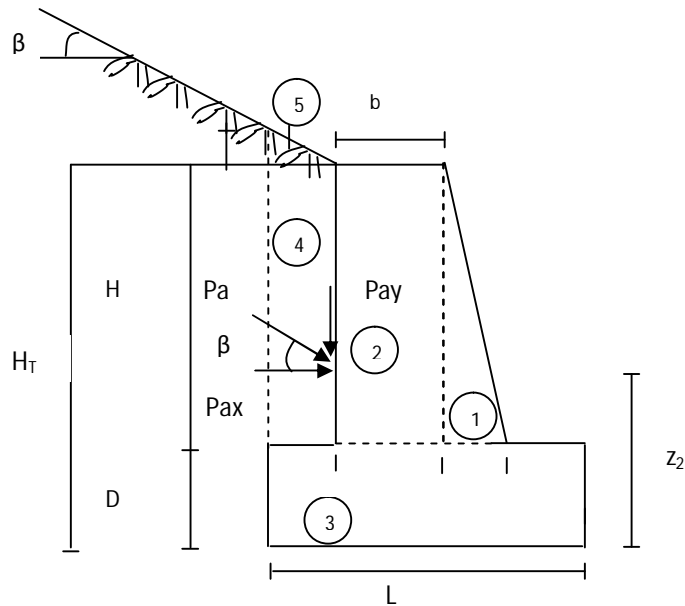
$$T = \frac{D}{2} \quad \text{ó} \quad D$$

COMPONENTES DE LA Pa:

$$Pax = Pa * \text{Cos}\beta$$

$$Pay = Pa * \text{Sen}\beta$$

4.- GEOMETRÍA DE LA FIGURA (MURO)



$$\bar{x} = \frac{M_T - Pa * z_2}{N}$$

TERCIOMEDIO:

$$\frac{L}{3}$$

5. - CALCULO DE MOMENTO DE VOLTEO:

$$Mv = Pa_x * z_2$$

6.- MOMENTO RESISTENTE:

$$M_R$$

7.- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO:

$$F.S.V. = \frac{M_R}{M_v}$$

8.- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO:

$$F.S.D. = \frac{f}{Pa} = \frac{W * tg\phi}{Pax}$$

9.- CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD:

$$e = \frac{L}{2} - \bar{x}$$

10.- MOMENTO PRODUCTO DE LA EXCENTRICIDAD

$$Me = N * e$$

11.- CÁLCULO DE PRESIONES: (PRESION NETA DEL SUELO)

$$P.N.S. = \frac{N}{A_{F.REAL}} \pm \frac{6 * M}{B * L^2}$$

12.- DIAGRAMA DE ESFUERZOS

**PASOS PARA CALCULAR UN MURO DE CONTENCIÓN EN HORMIGON
ARMADO**

Datos que se deben obtener:

- Altura total incluye cimentación
- Relleno horizontal de peso específico
- Angulo de fricción interna ϕ
- Coeficiente de rozamiento entre muro y suelo
- Factor de seguridad al deslizamiento
- Factor de seguridad al volcamiento
- Resistencia cilíndrica del hormigón
- Límite de fluencia del acero
- Capacidad total portante del suelo
- Carga superficial de carretera 1.0 m de altura equivalente.

SOLUCION:

Obtener los coeficientes activos y pasivos mediante formulas o mediante tablas.

K_a

K_p

1.- CALCULO DE COEFICIENTES

COEFICIENTE ACTIVO

$$K_a = \cos\beta * \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right]$$

β = es la inclinación de la superficie media de la horizontal

ϕ = es el ángulo de rozamiento entre suelo y suelo

COEFICIENTE PASIVO

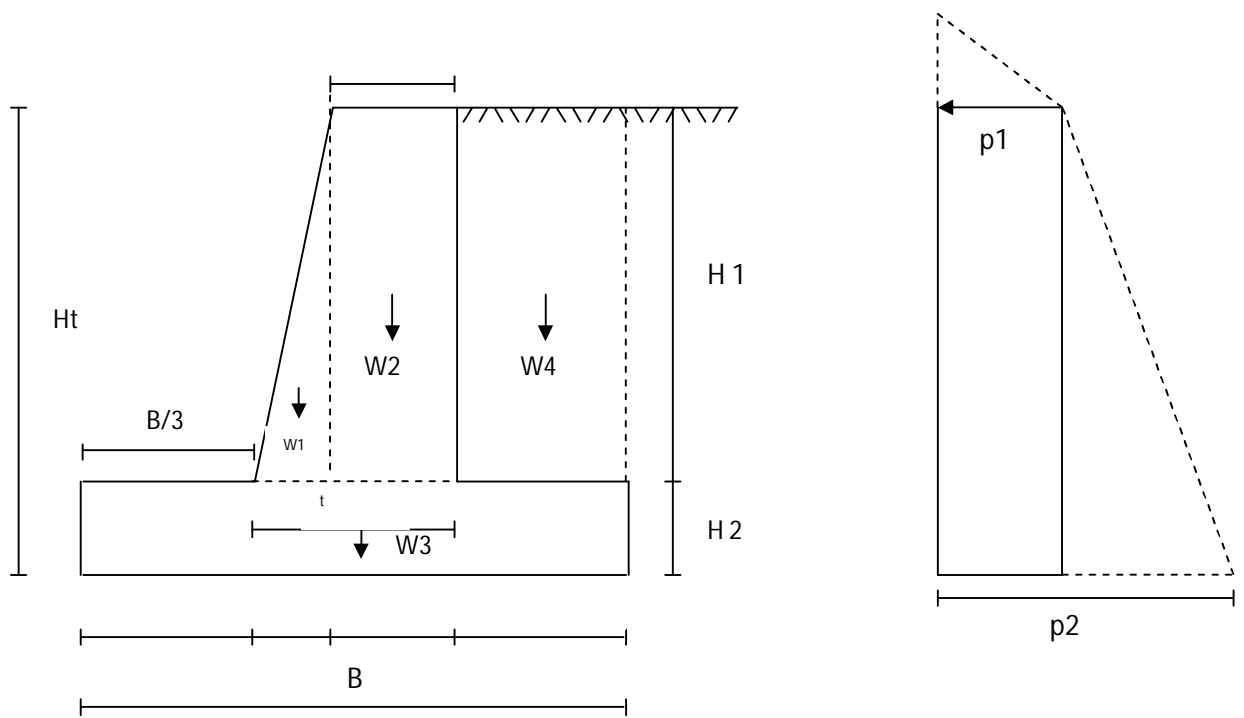
$$K_p = \cos\beta * \left[\frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad \text{Fórmula dada por Rankine.}$$

TABLE 1

$\beta \backslash \varnothing$	Ka							
	26	28	30	32	34	36	38	40
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247
15	0.4480	0.4086	0.3729	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750
30	0.0	0.0	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5971	0.4677	0.3906
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7660

TABLE 2

$\beta \backslash \varnothing$	Kp							
	26	28	30	32	34	36	38	40
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5980	3.9365	4.3161
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2926	3.6154	3.9766
20	1.7141	1.9176	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867
30	0.0	0.0	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1239	1.4347	1.7177
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7660



PREDISEÑO

- b → $\geq 20 \text{ cm}$
- b → $H/24$
- B → $0.40 H$
- B → $0.70 H$
- D → $H/12$
- D → $H/10$

$$p1 = \gamma_s * Ka * h_s$$

$$p2 = \gamma_s * Ka * h_r$$

$$Pa = \frac{1}{2} * (p1 + p2) * h$$

$$y = \frac{d}{3} * \frac{(2b + b1)}{(b + b1)}$$

$$z = H - y$$

$$Mv = Pa * z$$

$$Muv = 1.70 * (10.15) \quad \therefore \quad Muv = 17.26 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m}$$

$$Mu = \phi b d^2 f'c \omega (1 - 0.59 \omega) \quad \therefore \quad \omega = 0.18$$

ESTABILIDAD:

ELEMENTO	VOLUMEN (m3)	PESO (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m)
1	B x h x e	B x h x e		Peso x dist
Σ		W		Σ

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO:

$$F.S.V. = \frac{M_R}{M_v}$$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO:

$$F.S.D. = \frac{\mu * W}{Pa}$$

$$Q = \frac{M_R - M_v}{W}$$

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD:

$$e = \frac{B}{2} - Q$$

MOMENTO PRODUCTO DE LA EXCENTRICIDAD

$$M = W * e$$

PRESION NETA DEL SUELO

$$P.N.S. = \frac{W}{A_{F.REAL}} \pm \frac{6 * M}{B * L^2}$$

VERIFICACION POR CORTE DE LA PANTALLA:

$$V_{adm.} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$p1 = \gamma_s * K_a * h_s$$

$$p2 = \gamma_s * K_a * h_r$$

$$Pa = \frac{1}{2} * (p1 + p2) * h$$

$$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$V_{adm} > V_c$$

DISEÑO EN Hº Aº

$$p1 = \gamma_s * K_a * h_i$$

$$m = \frac{q_{MAYOR} - q_{MENOR}}{L}$$

$$q(i) = q_{MAYOR} - m * x$$

$$x_1 = \frac{H}{3} * \left(\frac{2 * q_{menor} + q_{mayor}}{q_{menor} + q_{mayor}} \right)$$

DISEÑO A FLEXION

$$d_{(i)} = d_0 - m * x$$

CALCULAR LAS AREAS DE ACERO PARA CADA NIVEL

$$Mu \quad ; \quad b \quad ; \quad d$$

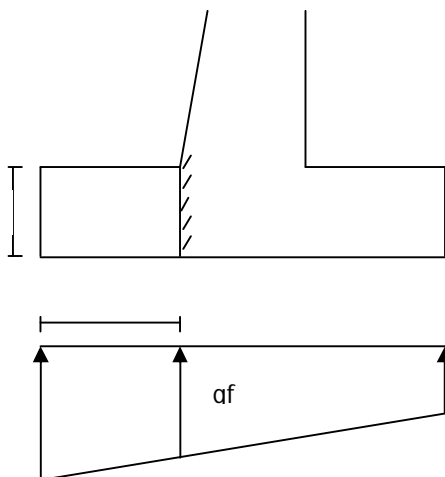
$$K_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2.36} = 0.4237$$

$$K_{m\acute{a}x} > K \quad OK.$$

ARMADURA DE TEMPERATURA

$$As = 0.002 * b * t$$

DISEÑO DEL DEDO



DISEÑO A CORTE:

$$q_{(i)} = q_M - m * x$$

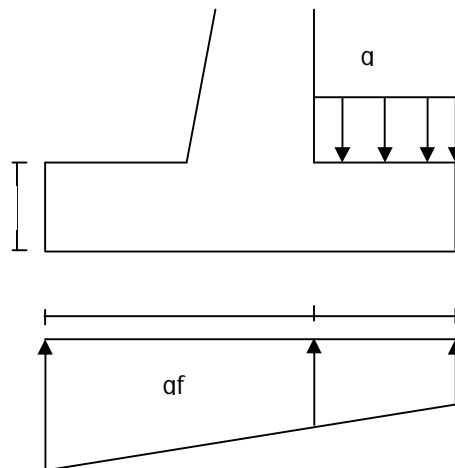
$$V_c = q_M * x - \frac{m * x^2}{2}$$

$$V_c = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$

DISEÑO A FLEXION

$$M = q_M \frac{x^2}{2} - \frac{m * x^3}{6}$$

DISEÑO DEL TALON:



$q = \text{Peso relleno}$

$$q = \frac{\gamma_s * Vol}{Area} = \frac{\gamma_s * Area * h}{Area}$$

$$q = \gamma_s * h$$

VERIFICACION A CORTE

$$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$V_{adm} > V_c \quad OK.$$

LONGITUD DE DESARROLLO

$$L_d = 0.059 * A_b * f_y / \sqrt{f'c}$$

2.1- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

Los deslizamientos de tierra son un movimiento en masa es un movimiento hacia debajo de material halado por la gravedad y es un gran problema para

las edificaciones que se encuentran asentadas a los bordes de las laderas que están construidos sobre terrenos inestables, para lo cual es necesario dar una posible solución al problema y mitigar en una parte el deslizamiento de tierras y así dar una posible solución y ayudar a las familias que viven en este sector a arreglar sus construcciones.

La arcilla es un sedimento muy fino que proviene de la meteorización de rocas ricas en sílice. Las partículas de arcilla tienen estructura de hojas (como las de un libro) y pueden absorber grandes cantidades de agua.

La arcilla se expande o se encoge, dependiendo de qué tanta agua sea absorbida y liberada, de esa manera debilitando el terreno.

2.3- FUNDAMENTACIÓN LEGAL

ESPECIFICACIONES PARA MUROS

El presente trabajo se basa en el Código ACI 318S-05

Capitulo 14 Muros

14.2.1.- Los muros deben diseñarse para cargas excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.

14.2.2.- Los muros sometidos a cargas axiales deben diseñarse de acuerdo a 14.2, 14.3

14.3.2.- La cuantía mínima para refuerzo vertical es:

a) 0.0012 para barras corrugadas no mayores que N: 16

14.3.3.- La cuantía mínima para refuerzo horizontal es:

a) 0.0020 para barras corrugadas no mayores a N: 16

R 11.10 Disposiciones especiales para muros

R 11.10.1.- El cortante en el plano del muro es importante para muros de cortante con una pequeña relación altura a longitud.

11.10.9.3.- El espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante no debe exceder el menor de $l_w/5$, $3h$, o 450 mm, donde l_w =Longitud total del muro.

ESPECIFICACIONES PARA EL SUELO:

Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se clasifican de acuerdo con las propiedades mecánicas los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro puede ser correlacionado con otros parámetros del suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelo en sitios donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

Los tipos de perfiles se clasifican de la siguiente manera:

Perfil Tipo S1: Roca o suelo firme. A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayor a 750 m/s), con periodos fundamentales de vibración menores a 0,20 s.

- Roca Sana
- Grava arenosa
- Suelos Cohesivos
- Arenas Densas
- Suelos de origen volcánico

Perfil Tipo S 2: Suelos intermedios .Suelos con características intermedias.

Perfil Tipo S 3: Suelos blandos o estratos profundos.

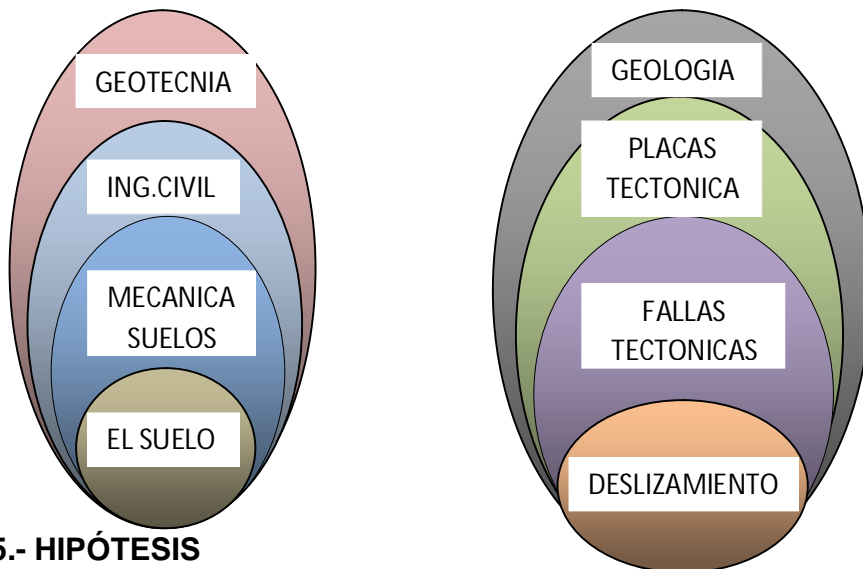
Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Resistencia al corte No drenada, S_u (kPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200 – 400	25 – 50	> 25
Duros	400 – 750	50 – 100	> 40
Muy duros	> 750	100 – 200	> 60

(Código Ecuatoriano de la Construcción, CPE INEM 5 PARTE 1,18-19)

Metodología según la Organización de Estados Americanos y el Departamento de Desarrollo Regional Y Medio Ambiente (OEA/DDRMA, 2003)

- Las Naciones Unidas han declarado la década de los años 90 como el "Decenio Internacional para la Reducción de los Desastres Naturales exhorto a los países en desarrollo a participar activamente en la reducción de la vulnerabilidad al desastre.

2.4.- RED DE CATEGORÍAS FUNDAMENTALES



2.5.- HIPÓTESIS

¿El mejoramiento del suelo permitirá evitar el desplazamiento de tierras de los taludes en el sector de La Victoria?

2.6.- SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

- Variable Independiente: El tipo de Suelo
- Variable Dependiente: Deslizamientos de tierras de los Taludes

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1.- MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

En el proyecto se usara la investigación de campo, porque se debe asistir al lugar de investigación o sea al terreno para verificar el estado del sitio y realizar pruebas y ensayos sobre el tipo de suelo que se está estudiando y verificar su capacidad portante así ver que acciones o pruebas son las que se debe realizar.

El predominio del trabajo en el campo esta priorizado por la delimitación de las zonas donde se realizaran los ensayos de suelos para elaborar un resumen del tipo del suelo que se encuentra en el lugar y así poder definir la mejor alternativa para evitar el deslizamiento de tierras.

3.1.1.- INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA

Referente a documentos ya establecidos, con la utilización de libros y proyectos realizados mejorara y ayudara a la investigación

3.1.2.- INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Necesitamos realizar un estudio en el lugar del problema para obtener la capacidad de carga del suelo.

3.2.- TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.2.1.- INVESTIGACIÓN EXPLORATORIA

Necesitamos investigar a algunos ingenieros que ya hayan realizados trabajos similares y que nos puedan dar una ayuda al proyecto que se realiza.

3.2.2.- INVESTIGACIÓN DESCRIPTIVA

Debemos investigar el tipo de clima que domina en el lugar y ver que la lluvia afecta a las edificaciones situadas en las laderas o a los costados de las carreteras.

3.3.- POBLACIÓN Y MUESTRA

La población estudiarse será una población Finita porque se conoce el número de habitantes que son afectados con el deslizamiento de tierras y que necesitan un muro de contención para evitar que se siga desplazando la tierra.

El tamaño de la muestra se lo determina mediante la siguiente fórmula:

$$n = \frac{N}{E^2(N - 1) + 1}$$

Datos:

n = Tamaño de la muestra

N = Universo o población = 200

E = Error de muestreo = 5%

Solución: n = 133.33 = 133 personas

3.4.- OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

Hipótesis: El mejoramiento del suelo es la técnica más adecuada para evitar el desplazamiento de tierras de los taludes en el sector "La Victoria"

VARIABLE DEPENDIENTE: EL TIPO DE SUELO

V.I = EL TIPO DEL SUELO				
<u>Conceptualización</u>	<u>Dimensiones</u>	<u>Indicadores</u>	<u>Ítems</u>	<u>Técnicas e Instrumentos</u>
Es la capa más superficial De la corteza terrestre Que resulta de la Descomposición de rocas Por los cambios bruscos De temperatura por Acción del agua y viento.	-Corteza terrestre -Descomposición De rocas	-Homogéneo -Formada de un solo material -Fraccionamiento	-Cuáles son las Fuerzas que Actúan en ella? -Como se Determina el desgaste del suelo	-Ensayo de penetración estándar -Análisis granulométrico -Angulo de Fricción Inter. - Capacidad Portante - Balanzas

VARIABLE INDEPENDIENTE: DESLIZAMIENTO DE TIERRA DE LOS TALUDES

V.D = DESLIZAMIENTO DE TIERRA DE LOS TALUDES				
<u>Conceptualización</u>	<u>Dimensiones</u>	<u>Indicadores</u>	<u>Ítems</u>	<u>Técnicas e Instrumentos</u>
<p>Los deslizamientos consisten en un descenso Masivo y rápido, de materiales a lo largo de una pendiente</p>	<p>-Descenso masivo</p> <p>-Pendiente</p>	<p>-Movimiento de tierras</p> <p>-Total o parcial</p> <p>-Superficial</p> <p>-Profundo</p>	<p>-Cuáles son los indicadores de que va haber un Deslizamiento?</p> <p>-Como se determina qué tipo de deslizamiento</p> <p>Sufre un talud?</p>	<p>-Observación</p> <p>-Investigación</p> <p>-Entrevista</p>

3.5.- PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

- En la presente investigación el tipo de observación que realizaremos será la observación de campo y laboratorio ya que se realizara en distintas zonas del sector, laboratorios de suelos necesarios para la investigación.

3.6.- PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Observación:

- Directa

Entrevista:

- Encuesta, respuestas escritas

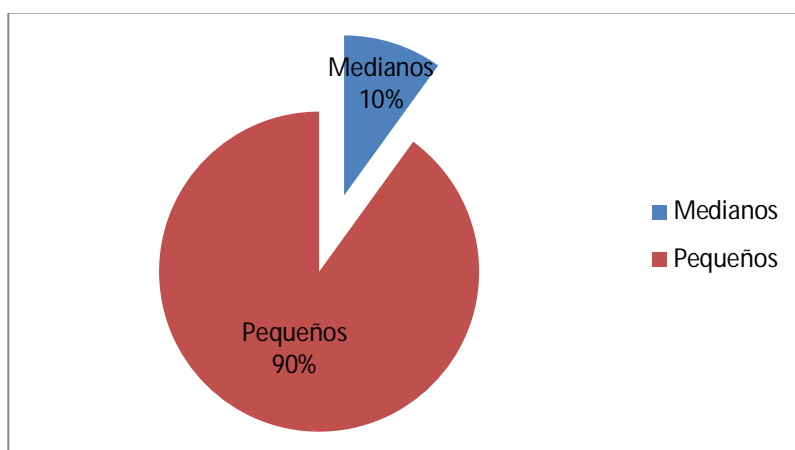
CAPITULO IV

ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1.- ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

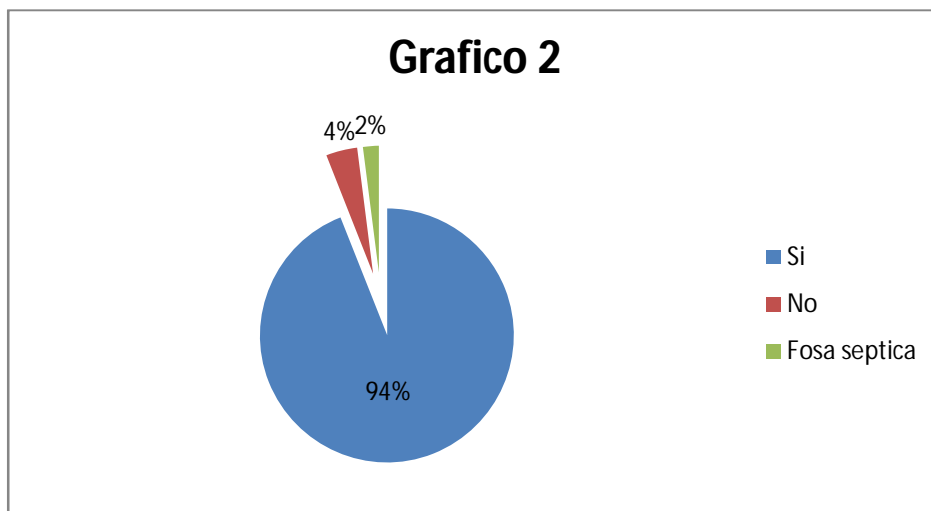
Aplicada la encuesta a 50 personas del sector ,podemos determinar que :5 personas contestan que los deslizamientos son medianos lo que equivale al 10%,mientras que 45 personas encuestadas nos dice que los deslizamientos de tierra en el sector son pequeños esto equivale a un 90 % del total de los encuestados.

Item 1	Pregunta	Respuesta		
		Grandes	Medianos	Pequeños
	Los deslizamientos de tierra que se producen en el sector son?		5	45



De las 50 encuestas aplicadas a los investigados, resulta que 3 personas respondieron que no tienen alcantarillado sanitario, mientras que 47 personas respondieron que si tienen alcantarillado sanitario en el sector.

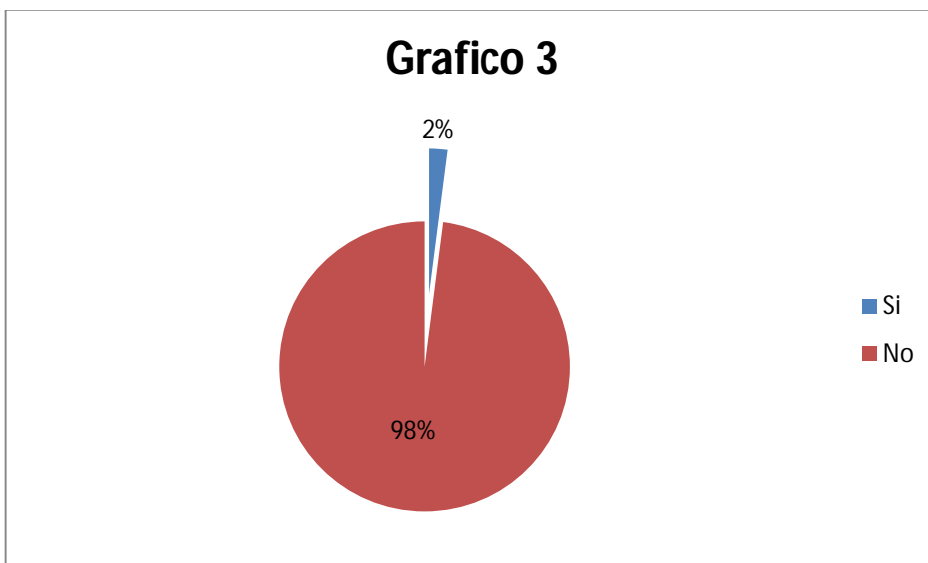
Item 2	Pregunta	Respuesta		
		Si	No	Fosa septica
	Su casa o domicilio tienen alcantarillado sanitario?	47	2	1



Realizada la encuesta a 50 personas del sector 1 persona respondió que tiene fosa séptica y que esta está ubicada en una pendiente, mientras las demás familias del sector constan con alcantarillado sanitario.

Ítem 3

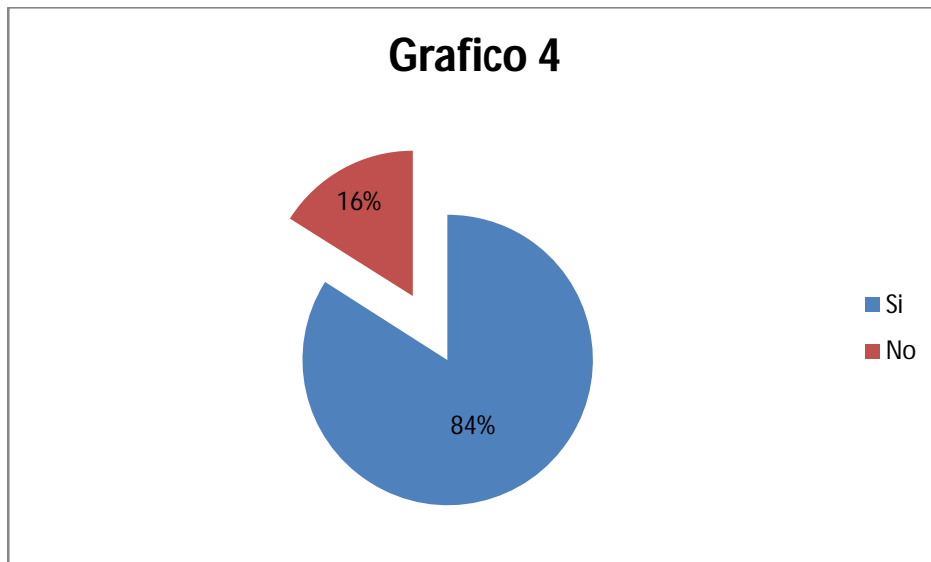
Pregunta	Respuesta	
	Si	No
De tener fosa séptica esta está ubicada en una pendiente?	1	49



Realizada la encuesta respectiva, a través de la encuesta podemos observar que 48 personas están de acuerdo con la construcción de un muro de contención, mientras unas 8 personas no están de acuerdo en la construcción del mismo.

Item 4

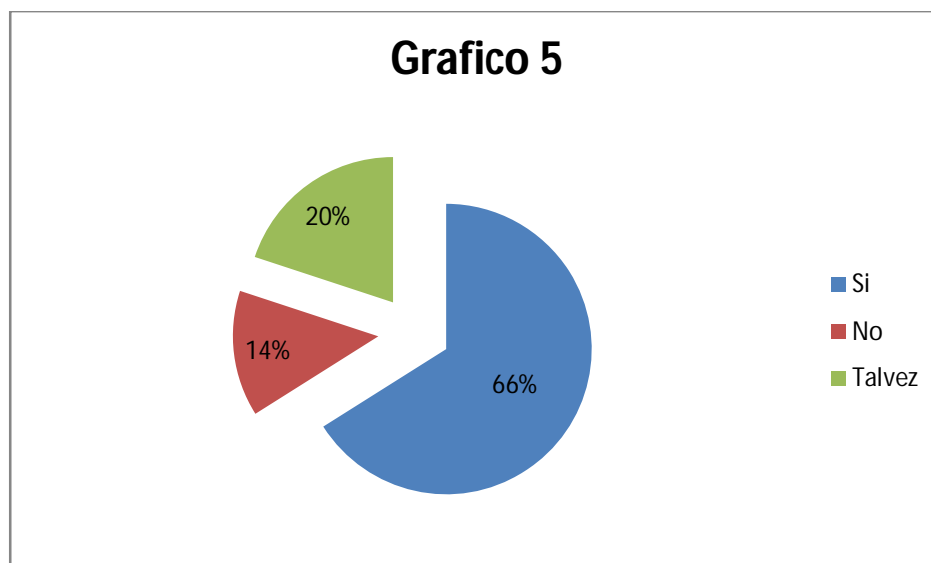
Pregunta	Respuesta	
	Si	No
Considera importante la construcción de un muro de contención?	42	8



Como se puede apreciar una mayoría que corresponde a 33 personas nos dice que está de acuerdo en invertir dinero en la construcción de un muro de contención, mientras unas 10 personas están indecisas en la construcción del mismo y 7 personas dicen que no invertirían dinero en la construcción del mismo.

Item 5

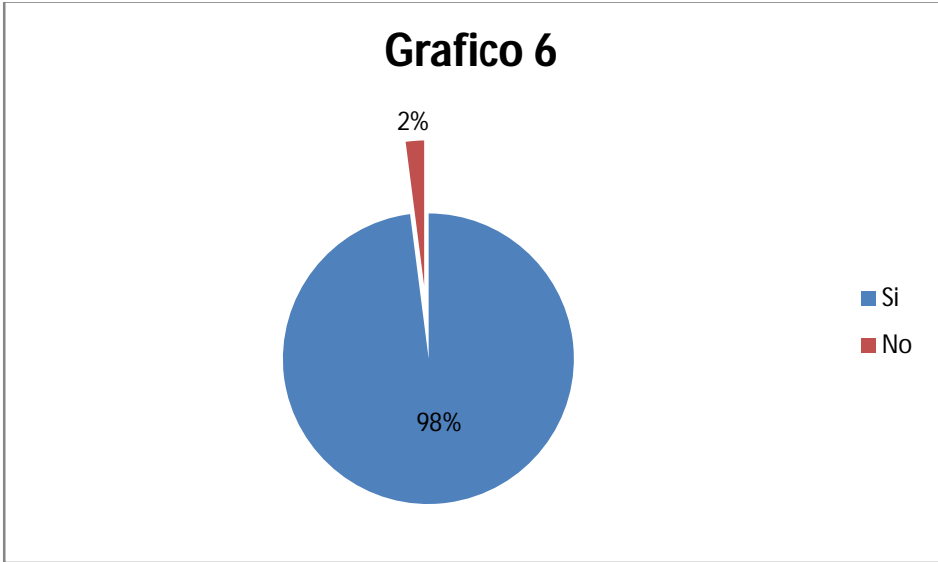
Pregunta	Respuesta		
	Si	No	Talvez
Estaria dispuesto a invertir dinero en la construccion de un muro de contencion	33	7	10



Como podemos apreciar en la encuesta realizada una gran mayoría que son 49 personas desean que se de trabajo a personas del sector, mientras solo 1 persona dijo que no está de acuerdo.

Item 6

Pregunta	Respuesta	
	Si	No
De construirse un muro de contencion estaria deacuerdo en que se de trabajo a personas del sector?	49	1



4.2.- INTERPRETACIÓN DE DATOS

Todas las casas que están construidas sobre taludes sin estabilizar como es el caso de nuestra zona en estudio, demuestran que existen deslizamientos de tierra e inestabilidad de las edificaciones.

Por lo que se han realizado encuestas a los moradores del sector y nos han dado un resultado que existe una preocupación por la inestabilidad de sus viviendas y temen que tarde o temprano se produzcan grandes deslizamientos de tierra que puedan afectar a su edificaciones construidas sobre taludes sin estabilizar.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES

En esta sección se exponen las conclusiones obtenidas de este estudio, las cuales están organizadas según la necesidad del tema previsto.

De acuerdo a los datos obtenidos mediante el desarrollo de este tema, se concluye que: Para los datos obtenidos mediante ensayos de suelo y dimensiones obtenidas mediante cálculos y diseños. El muro de contención a gravedad es el muro indicado por su accesibilidad económica y porque su desempeño cumple con las necesidades del terreno.

- El resultado del estudio de suelos del sector nos da como resultado que el material predominante es un arena-limosa de baja compresibilidad, por lo que es necesario realizar un mejoramiento de suelos.
- Se debe procurar que el mejoramiento de suelos nos dé una capacidad del suelo mínima de 1.75 kg/cm^3
- Se debe tener la precaución que la cimentación del muro quede bajo el nivel del suelo de fundación, ya que se han reportado casos que la estructura falla por volteo lo cual sería inútil el diseño del mismo.

- Es muy importante tener precauciones con lo referente al drenaje de aguas, ya sean servidas o de lluvia, ya que como sabemos algunos sectores del talud en estudio no cuenta con alcantarillado sanitario y la descarga se lo realiza en el talud natural.
- Para nuestro caso se debe construir un Muro en Hormigón Ciclópeo ya que su desempeño satisface las necesidades del suelo y su costo es menor en relación al muro en hormigón armado.

5.2.- RECOMENDACIONES

En esta sección se ofrece algunas recomendaciones acerca de trabajos que se podrían realizar con respecto al tema de esta tesis, los cuales hay que tener en cuenta en las etapas constructivas.

- Para la construcción de los muros de contención los agregados finos y gruesos deben ser de buena calidad y deben estar libre de material vegetal u otros materiales que afecten su desempeño en la estructura.
- En base a los estudios y cálculos realizados en la presente tesis, se ha establecido que se debe construir muros de Hormigón Ciclópeo Hasta alturas menores 3.5 m y para alturas superiores se den construir muros en cantiliver.
- Para lo cual el muro debería tener filtros internos que canalice las aguas lluvias hacia las salidas que se proyecten a través del muro y construir canales de desagüe mediante tuberías de alcantarillado con el cual estas no afecten al muro de contención.

CAPITULO VI

PROPUESTA

6.1.- DATOS INFORMATIVOS

Para el desarrollo de esta investigación se escogió el sector de Tioloma que comprende el sector de la entrada a la Concepción perteneciente a la parroquia de Atahualpa, Cantón Ambato, Provincia del Tungurahua.

Se eligió este sector porque la mayoría de construcciones que están en la zona se encuentran asentadas sobre un talud inestable. En la zona de estudio no existe una estructura adecuada que soporte e impida el deslizamiento de tierras en el sector, y este último se debe en gran parte al paso del tráfico, las lluvias, se debe considerar además la pronta puesta en funcionamiento de la red del ferrocarril que pasa por la parte inferior del talud, el cual afectaría en gran medida a las edificaciones del sector.

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

En el sector de Tioloma entrada a la Concepción perteneciente a la parroquia de Atahualpa se encuentran construidas viviendas (ver anexo de fotos), que se han edificado sin tomar las debidas precauciones ya que estos encuentran en una ladera cuya inclinación forma un ángulo de aproximadamente 30° con la horizontal y que con el transcurso del tiempo se ha ido asentando, provocando con esto el resquebrajamiento de las paredes de las viviendas, puertas que no se abren, ventanas que no se cierran, cerámica rota, estética de la construcción deteriorada, lo que a la vez provoca el descontento del propietario, por lo que es necesario reforzar las cimentaciones de la construcción en una forma urgente aun mas a sabiendas de que el servicio del ferrocarril entrara en funcionamiento y el movimiento vibracional que provoca el paso de estas maquinas podrá provocar el colapso de las

construcciones, razón por lo es necesario realizar un estudio de Mecánica de Suelos, siendo el objetivo determinar la composición del subsuelo y las características generales de los materiales que sirven de soporte a las estructuras, de manera que nos permitan tomar las decisiones correctas para evitar el colapso de la construcción.

6.3 JUSTIFICACION

El propósito de una estructura de contención es de resistir los esfuerzos por tierra contenida detrás de ella, evitar fallas y transmitir estos esfuerzos en forma segura al suelo para evitar un derrumbe de tierras.

En el caso de un deslizamiento de tierras el muro ejerce una fuerza en sentido contrario para contener una masa inestable, y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible a moverse.

La utilización de muros es una forma de manejar cortes y terraplenes. Los muros actúan como una abarrera relativamente concentrada que sirve como un elemento contenedor a un cuerpo inestable de suelo.

El empleo de muros de contención para estabilizar deslizamientos es una práctica muy común, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre fuerzas reales que actúan sobre el muro.

En caso de deslizamientos, los procedimientos de análisis están basados en criterios de presiones activas y pasivas, así como en las teorías de presión de tierras de Rankine, Coulomb y Terzaghi. Es por todo esto que el presente trabajo de investigación está realizado con la finalidad de dar una posible solución al deslizamiento de tierras que se producen en el sector y que afecta las construcciones que están asentadas en la misma.

Con el fin de desarrollar esta tesis, se ha realizado en primer lugar un estudio de suelos del sector, se han revisado diversos tipos de estabilización de taludes y con estos resultados se ha diseñado dos tipos de muros el de hormigón ciclópeo y de hormigón armado, resultando el más económico y eficiente el muro de hormigón ciclópeo, que sería una alternativa para la solución del problema que afecta a la misma.

Para lo cual se ha realizado un estudio mediante la Teoría de Bishop el cual nos da un resultado que el talud con su composición en su mayoría de (Arena –Limoso) podría fallar en el pie.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1.- GENERAL

Estudiar el tipo de suelo y su incidencia en el deslizamiento de tierras de los taludes en el sector "La Victoria"

6.4.2.- Objetivos Específicos:

- Caracterizar el o los tipos de suelos en el sector "La Victoria"
- Determinar la capacidad portante de los suelos
- Determinar el Angulo de fricción interno del suelo
- Analizar el deslizamiento de tierras en el sector "La victoria.

6.5 ANALISIS DE FACTIBILIDAD

Con los resultados obtenidos en los estudios y encuestas es aplicable esta propuesta porque el mejoramiento del suelo en el sector es necesario y la construcción de un muro de contención solucionaría los problemas de deslizamiento de tierras, además los diseños de los muros nos dan una solución viable y económica, lo cual los moradores del sector de acuerdo a

las encuestas estarán dispuestos a invertir en la construcción de dicha estructura.

6.6 FUNDAMENTACION

Existen diversas maneras de solucionar el problema de deslizamiento de tierras de los taludes, a continuación citaremos algunas maneras:

MUROS DE TIERRA REFORZADA CON GEOSINTETICOS:

Los geosintéticos son productos cuyo comportamiento con el tiempo afecta el comportamiento del muro.



Fig.B.21.- Muros de tierra reforzada con geosinteticos

FACTORES DE REDUCCIÓN POR DAÑOS EN LA INSTALACION RECOMENDADOS POR LA FHWA		
GEOSINTÉTICO	Relleno tamaño máximo 100mm D₅₀ aprox. 30 mm	Relleno tamaño máximo 20mm D₅₀ aprox. 0.7 mm
Geomalla uniaxial HDPE	1.2 a 1.45	1.1 a 1.2
Geomalla biaxial Polipropileno	1.2 a 1.45	1.1 a 1.2
Geomalla de políester recubierta en PVC	1.3 a 1.85	1.1 a 1.3
Geomalla de políester recubierta en acrílico	1.3 a 2.05	1.2 a 1.4
Geotextiles tejidos . Políester o polipropileno	1.4 a 2.2	1.1 a 1.4
Geotextiles No tejidos	1.4 a 2.5	1.1 a 1.4
Geotextil tejido de cinta de polipropileno	1.6 a 3.0	1.1 a 2.0

DEGRADACION QUÍMICA Y BIOLÓGICA

1. A la luz del sol

La exposición a la luz del sol es una causa importante de degradación de los polímeros con los cuales se fabrican los geosintéticos.

2. A la temperatura

Las altas temperaturas generan una aceleración de los mecanismos de degradación de todos los polímeros.

3. Oxidación

Aunque todos los polímeros reaccionan con el oxígeno causando degradación se considera que el polietileno y el polipropileno son los más susceptibles a este fenómeno

MUROS ANCLADOS

Son elementos estructurales que reciben su soporte sobre suelo o roca y actúan reteniendo las masas de tierra evitando que estas se deslicen.



Fig.B.24.- Muros anclados

PARTES DE UN ANCLAJE

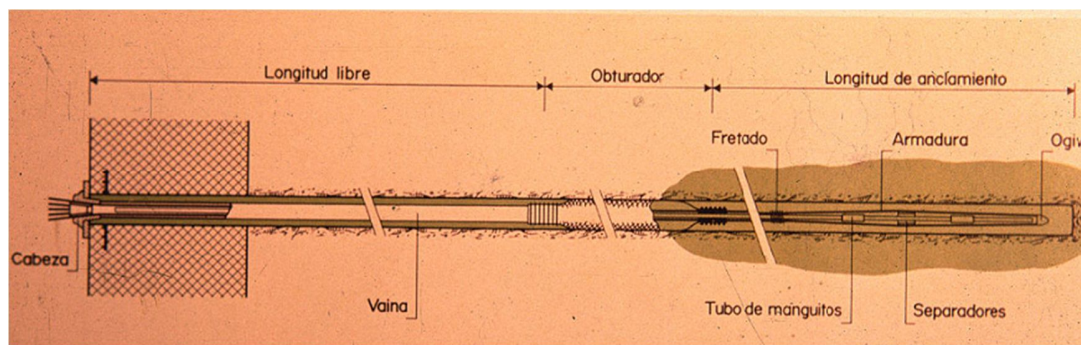


Fig.B.25.- Partes de un anclaje

MODIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA MEDIANTE BERMAS

Para la contención del talud 2 se modificará la geometría del talud mediante la construcción de bermas con lo cual se va a escalonar el talud redistribuyendo las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una nueva configuración más estable.

La geometría de las bermas viene condicionada por la estabilidad general conseguida mediante su construcción, así en un principio se plantean dos posibilidades en relación con la altura del talud:

- La construcción de dos bermas de 5 metros de altura cada una separadas por un banco de 1 metro de anchura
- La construcción de tres bermas, dos de ellas (inferior e intermedia) de 3, 5 metros de altura y la restante (superior) de 3 metros de altura.

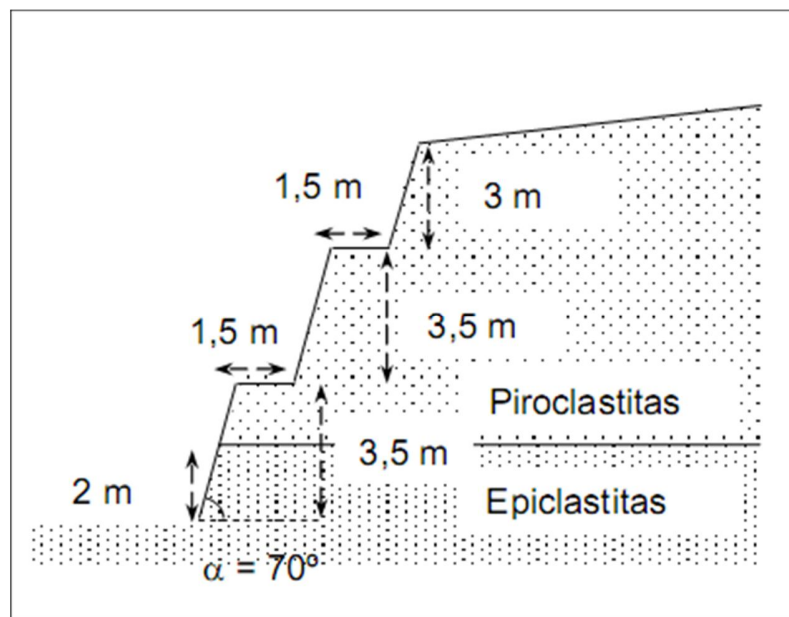


Fig.B.26.- Modificación de geometría mediante bermas

ESTABILIZACION DE TALUDES CON MEDIANTE VEGETACION

La vegetación que se planta en un talud tiene no sólo función estética, sino también de fijación del talud. Esta solución pretende que el talud se estabilice por las raíces que las plantas sembradas o de los árboles y arbustos puesto que al arraigarse en la tierra detienen su erosión. De esta manera, se reduce la probabilidad de que el talud se erosione y desmorone sobre el camino. La solución consiste en la plantación de césped mediante tepes de hierba en aquellas zonas en las que las condiciones de suelo y clima sean favorables para el crecimiento y arraigo de las plantas.

Otra modalidad es la siembra de la hierba, que requiere de condiciones favorables de clima y suelo, dependiendo del tipo de semilla, densidad de la siembra, el tipo de fertilizante, estación más favorable, necesidad de agua para siembra y otros cuidados preparatorios.



Fig.B.27.- Estabilización de taludes mediante vegetación

MECANISMOS DE REFUERZO

En las laderas se tienen dos tipos de agentes que explican los movimientos según la forma en que actúan (Tragsa-Tragsatec, 1998): factores condicionantes y factores desencadenantes; los primeros se refieren a aquellos que establecen las características de resistencia de las vertientes y los esfuerzos que se generan en ellas; por otra parte, los factores desencadenantes tienen que ver con la producción de variaciones en tales

características de resistencia y esfuerzos, rompiéndose con ello el equilibrio estático existente entre ellos.

El equilibrio más precario en las laderas es aquel existente entre la resistencia y el esfuerzo cortante; la resistencia al corte queda determinada por la cohesión y fricción interna.

La cohesión y la fricción interna son función del material, la estructura, la vegetación que sustenta y las condiciones hídricas de la ladera; por su parte el esfuerzo cortante depende del peso del material que integra y sustenta la ladera y de su pendiente.

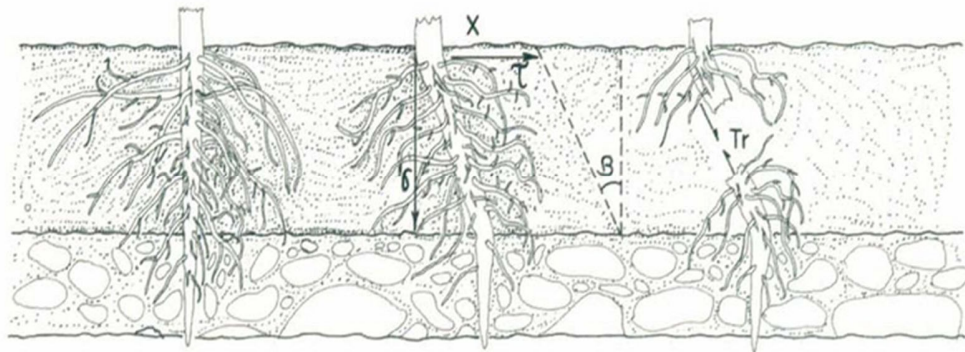


Fig.B.28.- Resistencia de la raíz al corte

MORFOLOGÍA Y REFUERZO RADICULAR

El desarrollo y la estructura de los sistemas radiculares son controlados en general por caracteres genéticos e influenciados por el medio que los rodea (Gray y Leiser, 1982). La profundidad y la extensión del sistema radicular deben ser asimismo considerados para la escogencia de plantas a incluir en programas de estabilización de suelos y para el cubrimiento de vertientes de montañas; a tal respecto, especies de raíces profundas son preferibles para

estabilizar suelos e incrementar la resistencia en zonas de ladera; ya que conforme ha sido indicado.

En general se recomiendan especies con raíces largas, flexibles .

El sistema radicular de arbustivas y arbóreas consiste de una parte radicular lateral y una radicular central vertical; las raíces laterales unen el suelo en una masa unitaria, en tanto que las verticales evitan el deslizamiento en las laderas al hacer las veces de elementos de anclaje.

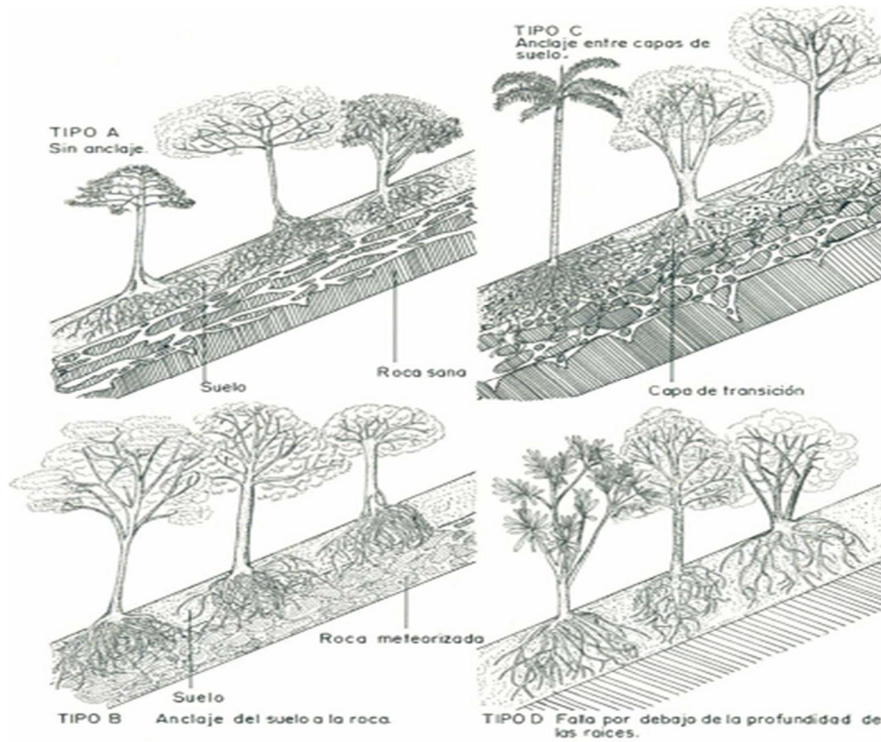


Fig.B.29.- Refuerzo radicular

MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales o sea que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobre determinada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método.

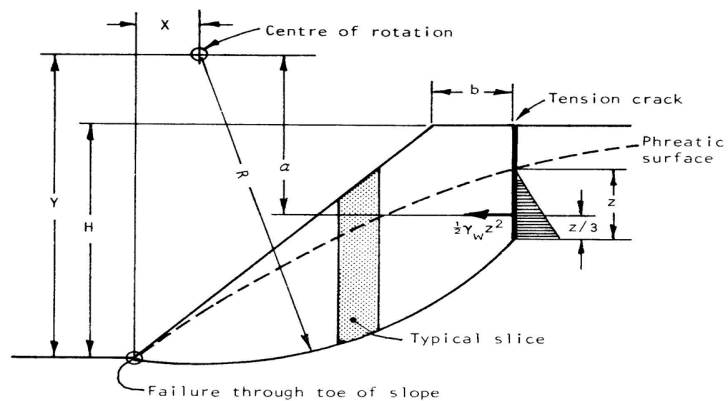


Fig.B.29.- Método de Bishop

Asume que todas las fuerzas laterales de corte entre dovelas son nulas. Sólo satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales. Es un método aplicable a líneas de rotura circulares. Su fórmula es:

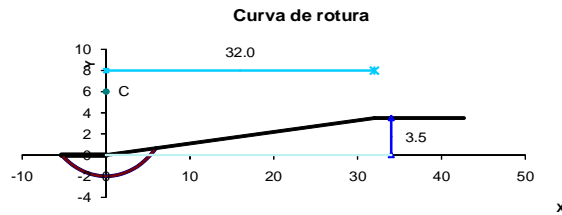
$$F_s = \frac{\sum \left[\frac{(c' b_n + W_n (1 - r_{un}) \tan \phi') \sec \alpha_n}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha_n}{F_s}} \right]}{\sum W_n \sin \alpha_n}$$

ENSAYO DE ESTABILIDAD DE TALUDES MEDIANTE EL METODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

ESTABILIDAD DE TALUDES

METODO DE LAS FAJAS - SUPERFICIE DE ROTURA CIRCULAR

CIRCULO DE ROTURA N° TALUD 1



Buscar Objetivo
F = 2.1354

DATOS DEL CIRCULO		
Xo	Yo	R
0.0	6.0	8.0

DATOS DEL TALUD			
D	H	Hw	Ang.
32.0	3.5	0.0	20.0

- XBAR** Coordenada X del baricentro de la faja
- α** Angulo entre la horizontal y la tangente al circulo de falla (mayor a cero cuando la faja tiende a deslizar)
- b** Ancho de la faja medida horizontalmente
- φ** Angulo de fricción interna del suelo en la base de la faja
- c** Cohesión del suelo en la base de la faja
- YTAL** Coordenada Y del talud en el baricentro de la faja
- Yw** Coordenada Y de la napa freática en el baricentro de la faja
- YCIRC** Coordenada Y del circulo adoptado en el baricentro de la faja
- Wa** Peso de la faja por encima del nivel freático
- Wb** Peso sumergido de la parte de la faja situada por debajo del nivel freático
- u** Sobrepresión neutra en la base de la faja
- F** Coeficiente de seguridad

DATOS DEL SUELO				
φ	γ s	γ sat	γ d	γ h
30	20.00	17.50	17.00	17.50

DATOS DEL SUELO (cont.)				
c	Sr	w sat	e	w
0.0	100.0	0.8	15.2	0.8

$$F = \frac{\sum [c \cdot b + (W_a + W_b - u \cdot b) \cdot \tan(\phi)] / (1 + (\tan(\alpha) \cdot \tan(\phi) / F) \cdot \cos(\alpha))}{\sum (W_a + W_b) \cdot \sin(\alpha)} \quad (\text{Bishop, 1955})$$

CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA MASA DE SUELO - MÉTODO DE BISHOP

Tipo de Suelo	Faja N°	XBAR m	α °	b m	φ °	c kPa	YTAL m	Yw m	YCIRC m	Wa kN	Wb kN	u kPa	F	$\frac{c \cdot b + (W_a + W_b - u \cdot b) \cdot \tan(\phi)}{(1 + (\tan(\alpha) \cdot \tan(\phi) / F) \cdot \cos(\alpha))}$	$(W_a + W_b) \cdot \sin(\alpha)$
	1	-5.07	-39.3	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-0.19	1.0	0.0	0.0	15.57972	0.8	-0.6
	2	-4.62	-35.25	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-0.53	1.0	0.0	0.0	ITERAR CON EL VALOR DE "F" HASTA UN ERROR < 0.005	0.7	-0.6
	3	-4.17	-31.4	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-0.83	1.0	0.0	0.0		0.7	-0.5
	4	-3.72	-27.69	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-1.08	1.0	0.0	0.0		0.7	-0.5
	5	-3.27	-24.11	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-1.30	1.0	0.0	0.0		0.6	-0.4
	6	-2.82	-20.63	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-1.49	1.0	0.0	0.0		0.6	-0.4
	7	-2.37	-17.23	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-1.64	1.0	0.0	0.0		0.6	-0.3
	8	-1.92	-13.88	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-1.77	1.0	0.0	0.0		0.6	-0.2
	9	-1.47	-10.59	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-1.86	1.0	0.0	0.0		0.6	-0.2
	10	-1.02	-7.327	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-1.93	1.0	0.0	0.0		0.6	-0.1
	11	-0.57	-4.091	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-1.98	1.0	0.0	0.0		0.6	-0.1
	12	-0.12	-0.868	0.4496	30	0.0	0.00	0.00	-2.00	1.0	0.0	0.0		0.6	0.0
	13	0.33	2.3532	0.4496	30	0.0	0.04	0.00	-1.99	1.0	0.0	0.0		0.6	0.0
	14	0.78	5.5813	0.4496	30	0.0	0.09	0.00	-1.96	1.0	0.0	0.0		0.6	0.1
	15	1.23	8.8274	0.4496	30	0.0	0.13	0.00	-1.91	1.0	0.0	0.0		0.6	0.2
	16	1.68	12.102	0.4496	30	0.0	0.18	0.00	-1.82	1.0	0.0	0.0		0.6	0.2
	17	2.13	15.418	0.4496	30	0.0	0.23	0.00	-1.71	1.0	0.0	0.0		0.6	0.3
	18	2.58	18.787	0.4496	30	0.0	0.28	0.00	-1.57	1.0	0.0	0.0		0.6	0.3
	19	3.03	22.226	0.4496	30	0.0	0.33	0.00	-1.41	1.0	0.0	0.0		0.6	0.4
	20	3.48	25.751	0.4496	30	0.0	0.38	0.00	-1.21	1.0	0.0	0.0		0.6	0.4
	21	3.93	29.384	0.4496	30	0.0	0.43	0.00	-0.97	1.0	0.0	0.0		0.6	0.5
	22	4.37	33.152	0.4496	30	0.0	0.48	0.00	-0.70	1.0	0.0	0.0		0.7	0.5
	23	4.82	37.089	0.4496	30	0.0	0.53	0.00	-0.38	1.0	0.0	0.0		0.7	0.6
	24	5.27	41.243	0.4496	30	0.0	0.58	0.00	-0.02	1.0	0.0	0.0		0.7	0.7
	25	5.72	45.681	0.4496	30	0.0	0.63	0.00	0.41	1.0	0.0	0.0		0.8	0.7
CALCULO DE LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO DEL TALUD:														F = 2.1354000	16

Con este ensayo calculo de la seguridad al deslizamiento del talud: **F = 2.135**

El factor de seguridad o (Probabilidades de falla): es empleado para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

El factor de seguridad es definido como un número con el cual las fuerzas del suelo pueden ser simplificadas para llevar la masa del suelo a un estado de equilibrio límite a través de la superficie de deslizamiento escogida.

Para nuestro caso el factor de seguridad es de $f = 2.135$, lo cual demuestra que la categoría de amenaza es baja.

CUADRO DE VALORES PARA IDENTIFICAR LA CATEGORIA DE AMENAZA DEL TALUD.

<u>CATEGORIA DE AMENAZA</u>	<u>FACTOR DE SEGURIDAD</u>
AMENAZA MUY ALTA	$F_s \leq 0.6$
AMENAZA ALTA	$0.6 < F_s \leq 1.1$
AMENAZA MEDIA	$1.1 < F_s \leq 1.9$
AMENAZA BAJA	$1.9 < F_s \leq 3.4$
AMENAZA MUY BAJA	$3.4 < F_s$

<u>CATEGORIA DE AMENAZA</u>	<u>FACTOR DE SEGURIDAD</u>
AMENAZA ALTA	$F_s \leq 1.1$
AMENAZA MEDIA	$1.1 < F_s \leq 1.9$
AMENAZA BAJA	$1.9 < F_s$

6.7.- METODOLOGIA

6.7.1.- DISEÑO DEL MURO EN HORMIGON CICLOPEO:

$H_t = 3.5\text{m}$

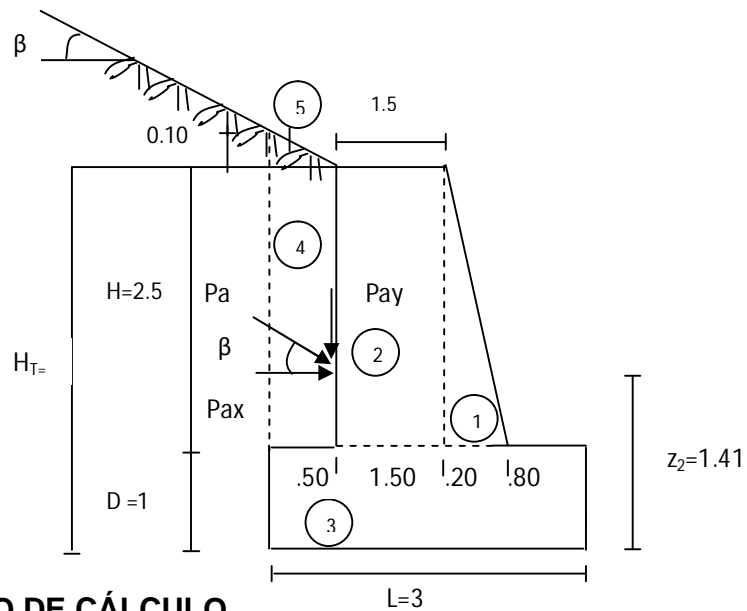
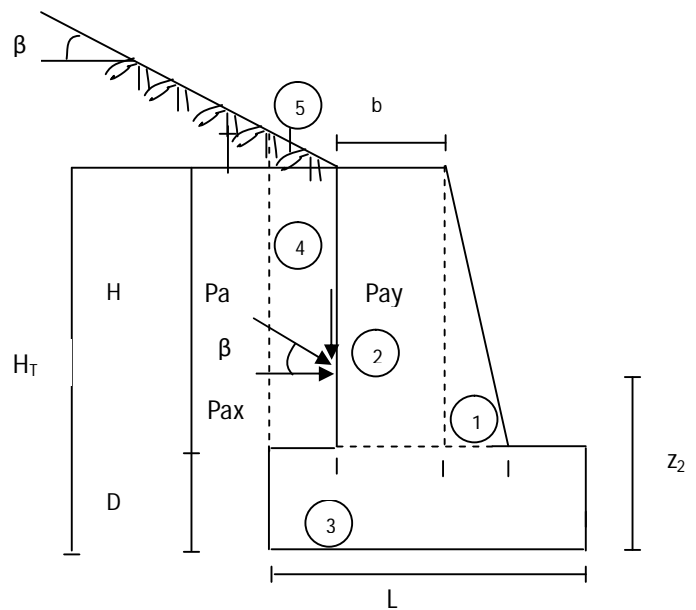
$\gamma_s = 1.74 \text{ Tn/m}^3$

$\gamma_c = 2.36 \text{ Tn/m}^3$

$\phi = 30$

$\beta = 20$

$\sigma = 17 \text{ Tn/m}^2$



6.7.2.- PROCESO DE CÁLCULO

1.- CALCULO DE COEFICIENTES

Para el cálculo de los coeficientes activos y pasivos, se pueden emplear dos opciones:

- Formulas
- Tablas

A continuación tenemos las 2 alternativas de cálculo.

COEFICIENTE ACTIVO

$$K_a = \cos\beta * \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right]$$

β = es la inclinación de la superficie media de la horizontal
 ϕ = es el ángulo de rozamiento entresuelo y suelo

COEFICIENTE PASIVO

$$K_p = \cos\beta * \left[\frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad \text{Fórmula dada por Rankine.}$$

TABLAS PARA ENCONTRAR VALORES DE K_a y K_p

$\beta \backslash \varnothing$	Ka							
	26	28	30	32	34	36	38	40
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247
15	0.4480	0.4086	0.3729	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750
30	0.0	0.0	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5971	0.4677	0.3906
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7660

$\beta \backslash \varnothing$	Kp							
	26	28	30	32	34	36	38	40
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5980	3.9365	4.3161
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2926	3.6154	3.9766
20	1.7141	1.9176	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867
30	0.0	0.0	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1239	1.4347	1.7177
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7660

REEMPLAZO EN FORMULAS

$$Ka = \cos 20^\circ * \left[\frac{\cos 20^\circ - \sqrt{\cos^2 20^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 20^\circ + \sqrt{\cos^2 20^\circ - \cos^2 30^\circ}} \right] = 0.4142$$

$$Kp = \cos 20^\circ * \left[\frac{\cos 20^\circ + \sqrt{\cos^2 20^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 20^\circ - \sqrt{\cos^2 20^\circ - \cos^2 30^\circ}} \right] = 2.1318$$

$$Ka = 0.4142$$

$$Kp = 2.1318$$

2.- CALCULO DE PRESIONES

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma_s * H_T^2 * Ka$$

$$Pa = \frac{1}{2} * 1.74 * 3.5^2 * 0.4142$$

$$Pa = 4.41 \text{Tn/m}$$

$$Pp = \frac{1}{2} * \gamma_s * H_T^2 * Kp$$

$$Pp = \frac{1}{2} * 1.74 * 3.5^2 * 2.1318$$

$$Pp = 22.20 \text{Tn/m}$$

3.- PREDISEÑO DEL MURO

$$b = \frac{H_T}{12} \quad \text{ó} \quad 30 \text{cm}$$

$$b = \frac{350}{12} = 29 \text{cm}$$

$$b = 30 \text{cm}$$

$$L = 40\% \wedge 70\% \quad \text{DE } H_T$$

$$L = 0.50 * 3.50 \text{m}$$

$$L = 1.75 \text{m}$$

$$T = \frac{D}{2} \quad \text{ó} \quad D$$

$$T = D = 0.50 \text{m}$$

$$D = \frac{H_T}{6} \quad \text{ó} \quad \frac{H_T}{8}$$

$$D = \frac{3.5}{6}$$

$$D = 0.58 \text{m}$$

NOTA.- Con el pre diseño anterior no cumple con el tercio medio, por tanto el muro debe ser incrementado en los pesos

$$L = 3.0 \text{m}$$

$$b = 1.50 \text{m}$$

$$T = 0.50 \text{m}$$

3.- COMPONENTES DE LA Pa:

$$Pax = Pa * \text{Cos}\beta$$

$$Pax = 4.31 * \text{Cos}20^\circ$$

$$Pax = 4.0 \text{Tn/m}$$

$$P_{ay} = P_a * \text{Sen}\beta$$

$$P_{ay} = 4.31 * \text{Sen}20^\circ$$

$$P_{ay} = 1.47 \text{ Tn/m} \rightarrow \text{VALOR QUE SE}$$

INCREMENTAAL PESO (W)

4.- GEOMETRÍA DE LA FIGURA (MURO)

ELEMENTO	VOLUMEN (m3)	PESO (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m)
1	$1/2 * 0.20 * 2.50 * 1.00 = 0.25$	$0.25 * 2.36 = 0.59$	2.06	1.32
2	$1.50 * 2.50 * 1.00 = 3.75$	$3.75 * 2.36 = 8.85$	1.25	11.95
3	$3.0 * 1.00 * 1.00 = 3.00$	$3.00 * 2.36 = 7.08$	3.00	21.24
4	$0.50 * 2.50 * 1.00 = 1.25$	$1.25 * 1.74 = 2.18$	0.25	0.60
5	$1/2 * 0.50 * 0.10 * 1.00 = 0.025$	$0.025 * 1.74 = 0.04$	0.17	0.007
Pay		1.47		
Σ		N= 20.21		35.18

$$z_2 = \frac{3.50 + 0.10}{3} = 1.20 \text{ m} \quad \therefore \quad z_2 = 1.20 \text{ m}$$

$$x = \frac{M_T - P_a * z_2}{N} = \frac{35.18 - 4.31 * 1.20}{20.21} = 1.48 \text{ m}$$

TERCIO MEDIO :

$$\frac{L}{3} = \frac{3.0}{3} = 1.0 \text{ m} \quad \therefore \quad \text{SE ENCUENTRA EN EL TERCIO MEDIO}$$

$$1.0 < 1.48 < 3.00$$

5. - CALCULO DE MOMENTO DE VOLTEO:

$$M_v = P_{a_x} * z_2$$

$$M_v = 4.0 * 1.20$$

$$M_v = 4.80 \text{ Tn} - \text{m}$$

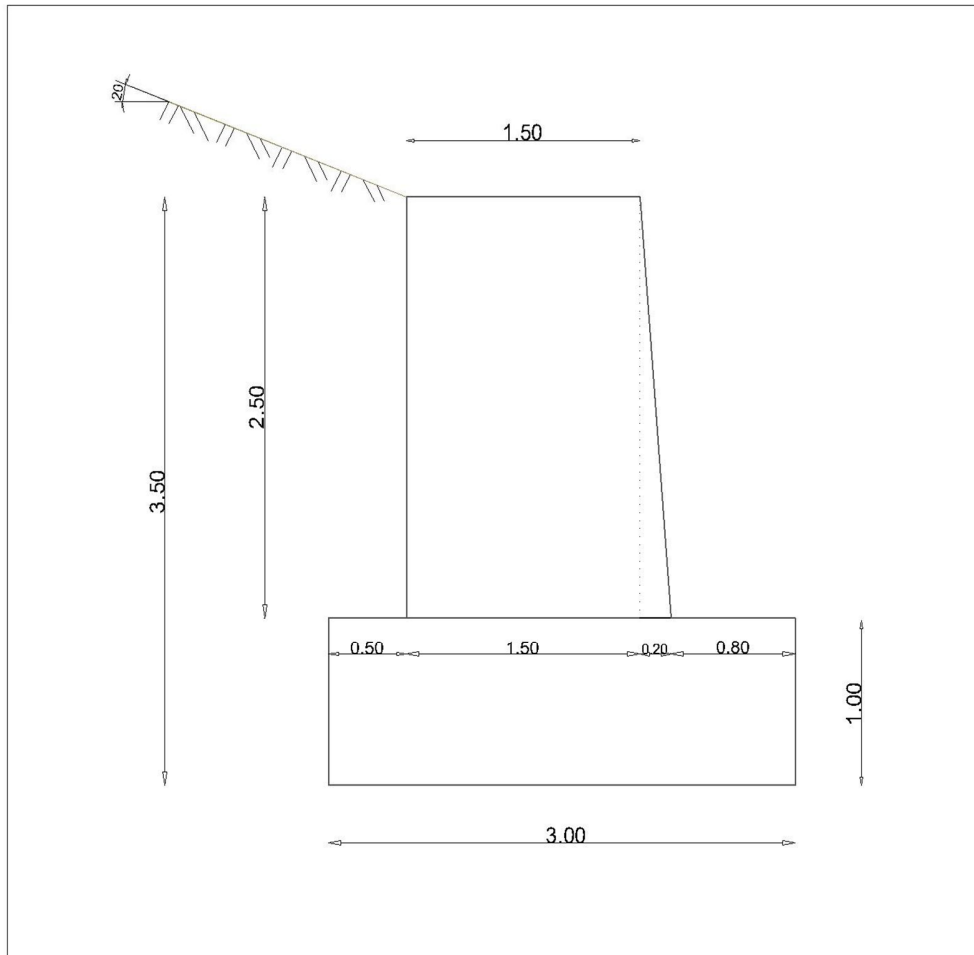
6.- MOMENTO RESISTENTE:

$$M_R = 35.18 \text{ Tn} - \text{m}$$

12.- DIAGRAMA DE ESFUERZOS:



ESQUEMA FINAL DEL MURO DE CONTENCION A GRAVEDAD



6.7.3.- DISEÑO DEL MURO DE CONTENCION EN HORMIGON ARMADO

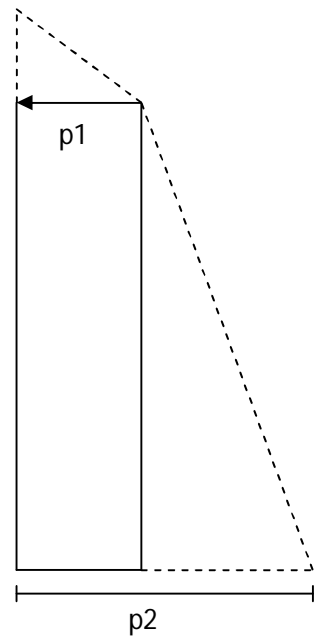
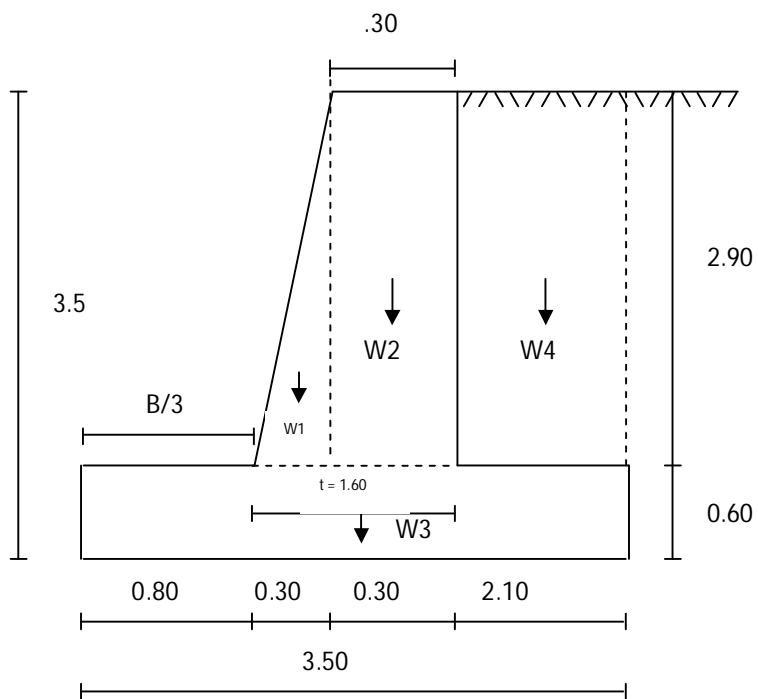
Diseñar un muro que responda a las siguientes condiciones:

- Altura total incluye cimentación	3.50 m
- Relleno horizontal de peso específico	1.70 T/m ³
- Angulo de fricción interna ϕ	30°
- Coeficiente de rozamiento entre muro y suelo	0.70
- Factor de seguridad al deslizamiento	1.50
- Factor de seguridad al volcamiento	2.00
- Resistencia cilíndrica del hormigón	210 Kg./cm ²
- Límite de fluencia del acero	4200 Kg./cm ²
- Capacidad total portante del suelo	17 T./m ²
- Carga superficial de carretera 1.0 m de altura equivalente.	

SOLUCION:

$$K_a = 0.4142$$

$$K_p = 2.1318$$



1). - PREDISEÑO

$$\begin{array}{l} \text{b} \begin{array}{l} \nearrow \geq 20 \text{ cm} \\ \searrow \end{array} \\ H/24 = 0.15 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad b_{\text{ASUM}} = 0.50 \text{ cm.} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{B} \begin{array}{l} \nearrow 0.40 H = 0.40*(3.5) = 1.4 \text{ m} \\ \searrow \end{array} \\ 0.70 H = 0.70*(3.5) = 2.45 \text{ m} \end{array}$$

$$B_{\text{IMP.}} = 2.00 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} \text{D} \begin{array}{l} \nearrow H/12 = 3.5/12 = 0.30 \text{ m} \\ \searrow \end{array} \\ H/10 = 3.5/10 = 0.35 \text{ m} \end{array}$$

$$D_{\text{IMP.}} = 0.30 \text{ m}$$

$$p1 = \gamma_s * Ka * h_s \quad \therefore \quad p1 = 1.70 * 0.4142 * 1.0 \quad \therefore \quad p1 = 0.7041 \text{ Tn/m}^2.$$

$$p2 = \gamma_s * Ka * h_r \quad \therefore \quad p2 = 1.70 * 0.4142 * (3.5 + 1.0) \quad \therefore \quad p2 = 3.1686 \text{ Tn/m}^2.$$

$$Pa = \frac{1}{2} * (p1 + p2) * h \quad \therefore \quad Pa = \frac{1}{2} * (0.7041 + 3.1686) * 3.5 \quad \therefore \quad Pa = 6.7700 Tn/m.$$

$$y = \frac{d}{3} * \frac{(2b + b1)}{(b + b1)} \quad \therefore \quad y = \frac{3.5}{3} * \frac{(2 * 2.00 + 0.80)}{(2.00 + 0.80)} \quad \therefore \quad y = 2.00m.$$

$$z = H - y \quad \therefore \quad z = 3.5 - 2.00 \quad \therefore \quad z = 1.50m$$

$$Mv = Pa * z \quad \therefore \quad Mv = 6.7700 Tn./m * 1.50m \quad \therefore \quad Mv = 10.15 Tn - m/m$$

$$Muv = 1.70 * (10.15) \quad \therefore \quad Muv = 17.26 Tn - m/m$$

$$Mu = \phi b d^2 f'c \omega (1 - 0.59 \omega) \quad \therefore \quad \omega = 0.18$$

$$d = \sqrt{\frac{17.26 * 10^5}{0.9 * 100 * 210 * 0.18 * (1 - 0.59 * 0.18)}} \quad \therefore \quad d = 23.01cm$$

$$t_{AM} = 0.60cm$$

2).- ESTABILIDAD:

ELEMENTO	VOLUMEN (m3)	PESO (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m)
1	0.44	1.04	1.01	1.05
2	0.87	2.09	1.25	2.61
3	2.10	5.04	1.75	8.82
4	6.38	10.85	2.50	27.12
Σ		W= 19.02		39.60

3).- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO:

$$F.S.V. = \frac{M_R}{M_V} = \frac{39.60}{10.15} = 3.90 > 2.0 \quad OK.$$

4).- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO:

$$F.S.D. = \frac{\mu * W}{Pa} = \frac{0.70 * 19.02}{6.77} = 1.97 > 1.50 \quad OK.$$

$$Q = \frac{M_R - M_V}{W} = \frac{39.60 - 10.15}{19.02} = 1.55 \text{ m}$$

5).- CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD:

$$e = \frac{B}{2} - Q \quad \therefore \quad e = \frac{3.50}{2} - 1.55 \quad \therefore \quad e = 0.20 \text{ m}$$

6).- MOMENTO PRODUCTO DE LA EXCENTRICIDAD

$$M = W * e \quad \therefore \quad M = 19.02 * 0.20 \quad \therefore \quad M = 3.80 \text{ Tn} - \text{m}$$

7).- PRESION NETA DEL SUELO

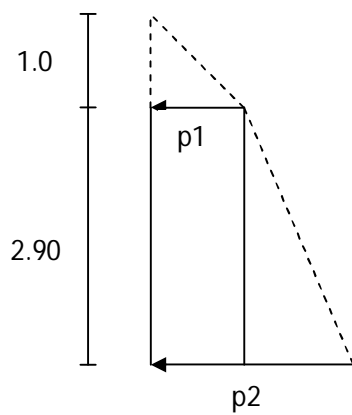
$$P.N.S. = \frac{W}{A_{F.REAL}} \pm \frac{6 * M}{B * L^2}$$

$$P.N.S. = \frac{19.02}{1.0 * 3.5} \pm \frac{6 * 3.80}{1.00 * 3.5^2} = 7.29 Tn/m^2 < 17 Tn/m^2 \quad OK.$$

$$3.57 Tn/m^2 > 0 \quad OK.$$

8).- VERIFICACION POR CORTE DE LA PANTALLA:

$$Vadm. = 0.53 \sqrt{f'c} \quad \therefore \quad Vadm. = 0.53 \sqrt{210 Kg/cm^2} \quad \therefore \quad Vadm. = 7.68 Kg/cm^2$$



$$p1 = 1.7 * 0.4142 * 1.0 = 0.70 Tn/m^2.$$

$$p2 = 1.7 * 0.4142 * 3.90 = 2.75 Tn/m^2.$$

$$Pa = \frac{1}{2} * (0.70 + 2.75) * 2.90 \quad \therefore \quad Pa = 5.00 Tn/m.$$

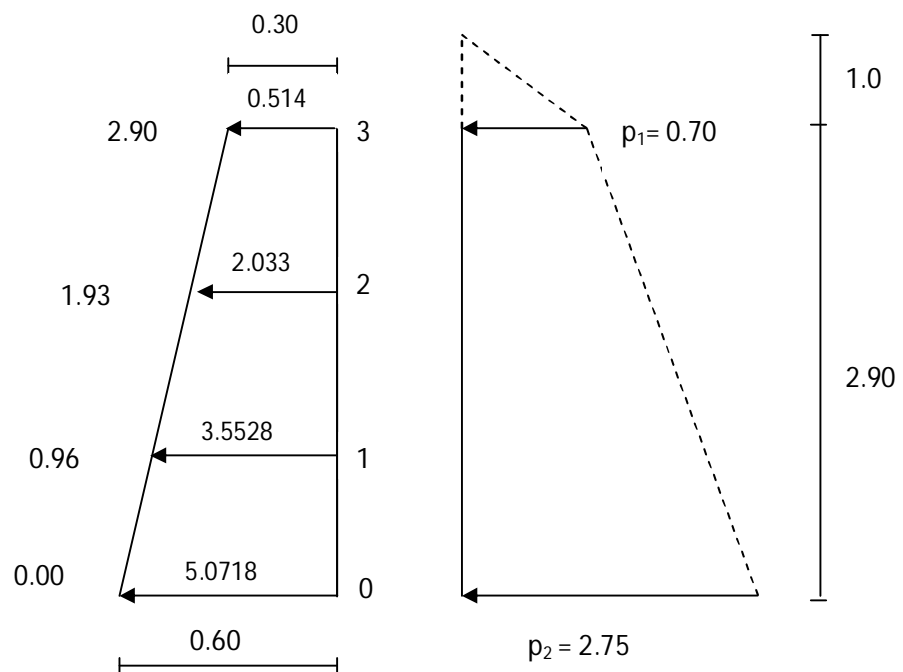
$$Pau = 1.7 * 5.00 \quad \therefore \quad Pau = 8.50 Tn/m.$$

$$V_c = \frac{Vu}{\phi * b * d} \quad \therefore \quad V_c = \frac{8.50 * 10^3}{0.85 * 100 * 50} \quad \therefore \quad V_c = 2.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

$V_{adm} > V_c$ OK.

DISEÑO EN Hº Aº

9).- CALCULO DE LA PANTALLA:



$$p_1 = \gamma_s * K_a * h_i \quad \therefore \quad p_1 = 1.70 * 0.4142 * 1.0 \quad \therefore \quad p_1 = 0.70 \text{ Tn/m}^2.$$

$$p_2 = 1.70 * 0.4142 * 3.9 \quad \therefore \quad p_2 = 2.75 \text{ Tn/m}^2.$$

$$m = \frac{q_{MAYOR} - q_{MENOR}}{L} = \frac{2.75 - 0.70}{2.90} = 0.71$$

$$q(i) = q_{MAYOR} - m * x \quad \therefore \quad \begin{aligned} q_0 &= 2.75 - 0.71 * (0) & \therefore & q_0 = 2.75 \\ q_1 &= 2.75 - 0.71 * (0.96) & \therefore & q_1 = 2.06 \\ q_2 &= 2.75 - 0.71 * (1.93) & \therefore & q_2 = 1.38 \\ q_3 &= 2.75 - 0.71 * (2.90) & \therefore & q_3 = 0.69 \end{aligned}$$

10).- FUERZAS EN CADA SECCION:

$$F_0 = \frac{0.71 + 2.75}{2} * 2.90 \quad \therefore \quad F_0 = 5.02 \text{ Tn}$$

$$F_1 = \frac{0.71 + 2.06}{2} * 1.930 \quad \therefore \quad F_1 = 2.67 \text{ Tn}$$

$$F_2 = \frac{0.71 + 1.38}{2} * 0.965 \quad \therefore \quad F_2 = 1.00 \text{ Tn}$$

$$x_1 = \frac{H}{3} * \left(\frac{2 * q_{menor} + q_{mayor}}{q_{menor} + q_{mayor}} \right) \quad \therefore \quad x_1 = \frac{2.90}{3} * \left(\frac{2 * 0.71 + 2.75}{0.71 + 2.75} \right) = 1.16 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{1.93}{3} * \left(\frac{2 * 0.71 + 2.06}{0.71 + 2.06} \right) = 0.80 \text{ m}$$

$$x_3 = \frac{0.96}{3} * \left(\frac{2 * 0.71 + 1.38}{0.71 + 1.38} \right) = 0.43 \text{ m}$$

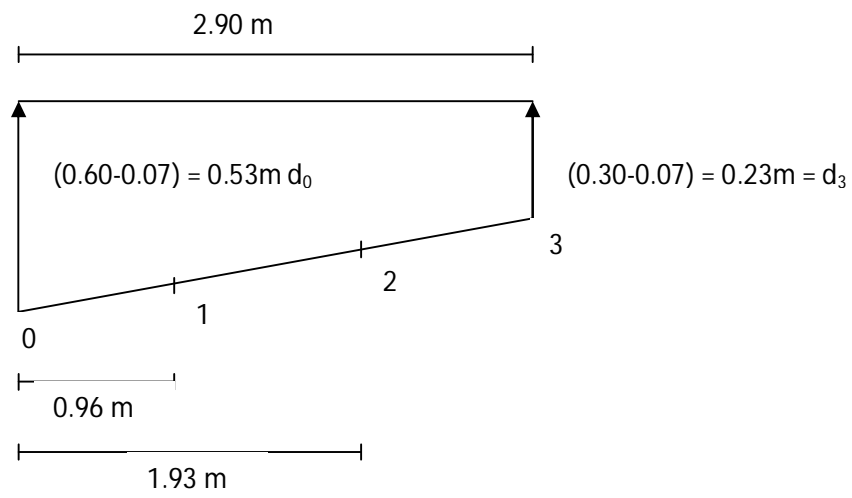
$$M_0 = 5.02 \text{ Tn} * 1.16 * 1.7 \quad \therefore \quad M_0 = 9.90 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

$$M_1 = 2.67 \text{ Tn} * 0.80 * 1.7 \quad \therefore \quad M_1 = 3.63 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

$$M_2 = 1.00 * 0.43 * 1.7 \quad \therefore \quad M_2 = 0.731 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

DISEÑO A FLEXION

11).- DETERMINAR EL PERALTE EFECTIVO PARA CADA NIVEL:



$$m = \frac{0.53 - 0.23}{2.90} = 0.10$$

$$d_{(i)} = d_0 - m * x$$

$$d_{(1)} = 0.53 - 0.10 * 0.96 = 0.43$$

$$d_{(2)} = 0.53 - 0.10 * 1.93 \cong 0.34$$

12).- CALCULO DE AREAS DE ACERO PARA CADA NIVEL

$$Mu = 9.90 \text{ Tn} - \text{m/m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 53 \text{ cm}$$

$$K = \frac{9.90 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 100 \cdot 53^2 \cdot 210} \quad \therefore \quad K = 0.02$$

$$K_{\max} = \frac{1}{2.36} = 0.4237$$

$$K_{\max} > K \quad \text{OK.}$$

$$p = \frac{210}{4200} \cdot \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot 0.02}}{1.18} \quad \therefore \quad p = 0.0010$$

$$p_{\min} = \frac{14.1}{4200} \quad \therefore \quad p_{\min} = 0.0034$$

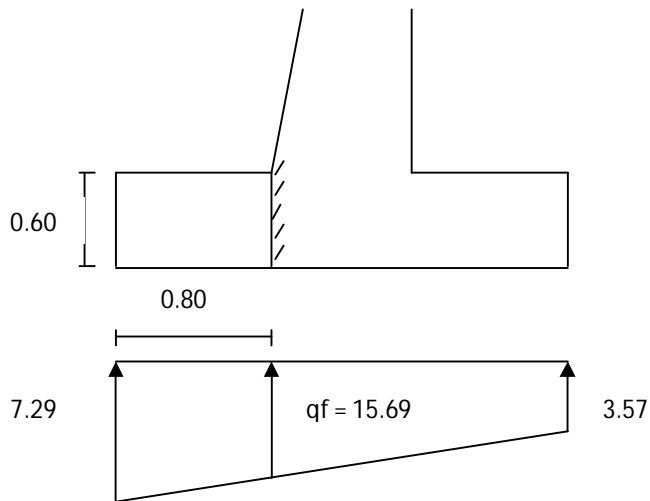
$$p_{\max} = 0.5 \cdot \left\{ 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{210}{4200} \cdot \frac{6300}{6300 + 4200} \right\} \quad \therefore \quad p_{\max} = 0.011$$

$$A_s = 0.0034 \cdot 100 \cdot 53 \quad \therefore \quad A_s = 18.02 \text{ cm}^2 / m$$

$$\begin{aligned} Mu &= 3.63 Tn - m / m & ; & \quad b = 100 \text{ cm} & ; & \quad d = 0.43 \text{ cm} \\ As &= 14.62 \text{ cm}^2 / m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 0.731 Tn - m / m & ; & \quad b = 100 \text{ cm} & ; & \quad d = 34 \text{ cm} \\ As &= 11.56 \text{ cm}^2 / m \end{aligned}$$

15).- DISEÑO DEL DEDO



DISEÑO A CORTE

$$m = \frac{7.29 - 3.57}{3.50} = 1.06$$

$$q_{(i)} = q_M - m * x$$

$$q_f = 7.29 - 1.06 * 0.80$$

$$q_f = 6.44$$

$$V = q_M * x - \frac{m * x^2}{2}$$

$$V = 7.29 * 0.80 - \frac{1.06 * 0.80^2}{2}$$

$$V = 5.50$$

$$V_u = 1.7 * 5.50 \quad \therefore \quad V_u = 9.35 \text{ Tn}$$

$$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \therefore \quad V_c = \frac{9.35 * 10^3}{0.85 * 100 * 53} \quad \therefore \quad V_c = 2.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 8.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c \quad \text{OK.}$$

16).- DISEÑO A FLEXION

$$M = q_M \frac{x^2}{2} - \frac{m * x^3}{6}$$

$$M = 7.29 \frac{0.80^2}{2} - \frac{1.06 * 0.80^3}{6} \quad \therefore \quad M = 2.24 \text{ Tn} - m/m$$

$$Mu = 1.70 * 2.24 \quad \therefore \quad Mu = 3.81 \text{ Tn} - m$$

$$K = \frac{3.81 * 10^5}{0.9 * 100 * 60^2 * 210} \quad \therefore \quad K = 0.0056$$

$$K_{\text{máx}} = \frac{1}{2.36} = 0.4237$$

$$K_{\text{máx}} > K \quad \text{OK.}$$

$$p = \frac{210}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.0056}}{1.18} \quad \therefore \quad p = 0.0003$$

$$p_{\text{min}} = \frac{14.1}{4200} \quad \therefore \quad p_{\text{min}} = 0.0034$$

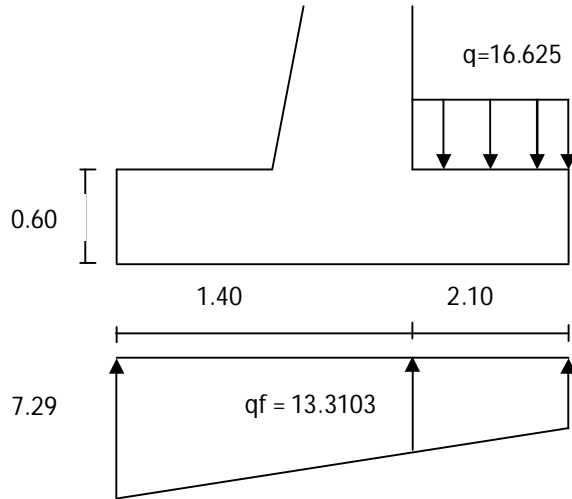
$$As = 0.0034 * 100 * 60 \quad \therefore \quad As = 20.04 \text{ cm}^2$$

$$As_{c-t} = 0.0025 * b * t \quad \therefore \quad As_{c-t} = 0.0025 * 100 * 60 \quad \therefore \quad As_{c-t} = 15.00 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ cara superior} = 15.00 * 2/3 = 10.00 \text{ cm}^2 / m$$

USAR: 1 ϕ 20 @ 20

17).- DISEÑO DEL TALON:



$$m = 1.06$$

$$q_f = 7.29 - 1.06 * 1.40$$

$$q_f = 0.62$$

$$q = \text{Peso relleno}$$

$$q = \frac{\gamma_s * Vol}{Area} = \frac{\gamma_s * Area * h}{Area}$$

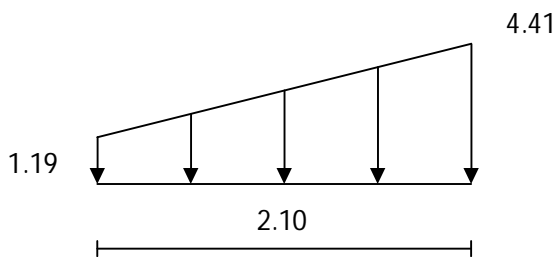
$$q = \gamma_s * h$$

$$q = 1.70 * 2.80 \quad \therefore \quad q = 4.76$$

$$q_f = -4.76 + 0.62 = -4.41$$

$$q_m = -4.76 + 3.57 = -1.19$$

VERIFICACION A CORTE



$$m = \frac{4.41 - 1.19}{2.10} = 1.53$$

$$q_{(i)} = q + m * x$$

$$q_{(i)} = 1.19 + 1.53 * 53$$

$$q_{(i)} = 2.00$$

$$V_u = 1.7 * \left(1.19 * 2.10 + 1.53 * \frac{2.10^2}{2} \right) \quad \therefore \quad V_u = 9.98 \text{ Tn}$$

$$V_c = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \therefore \quad V_c = \frac{9.98 * 10^3}{0.85 * 100 * 53} \quad \therefore \quad V_c = 2.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 8.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c \quad \text{OK.}$$

$$M_u = 1.70 * \left\{ 1.19 * \frac{2.10^2}{2} + \frac{1.53 * 2.10^3}{6} \right\} \quad \therefore \quad M_u = 8.47 \text{ Tn-m/m}$$

$$K = \frac{8.47 * 10^5}{0.9 * 100 * 53^2 * 210} \quad \therefore \quad K = 0.016$$

$$K_{\max} = \frac{1}{2.36} = 0.4237$$

$$K_{\max} > K \quad \text{OK.}$$

$$p = \frac{210}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.016}}{1.18} \quad \therefore \quad p = 0.0008$$

$$p_{\min} = \frac{14.1}{4200} \quad \therefore \quad p_{\min} = 0.0034$$

$$A_s = 0.0034 * 100 * 53 \quad \therefore \quad A_s = 18.02 \text{ cm}^2$$

USAR: 1 ϕ 25 @ 18.5 cm

$$A_{s_c-t} = 0.0025 * 100 * 85 \quad \therefore \quad A_{s_c-t} = 21.25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$As \text{ cara superior} = 21.25 * 2/3 = 14.166 \text{ cm}^2 / m$$

USAR: 1 ϕ 20 @ 20

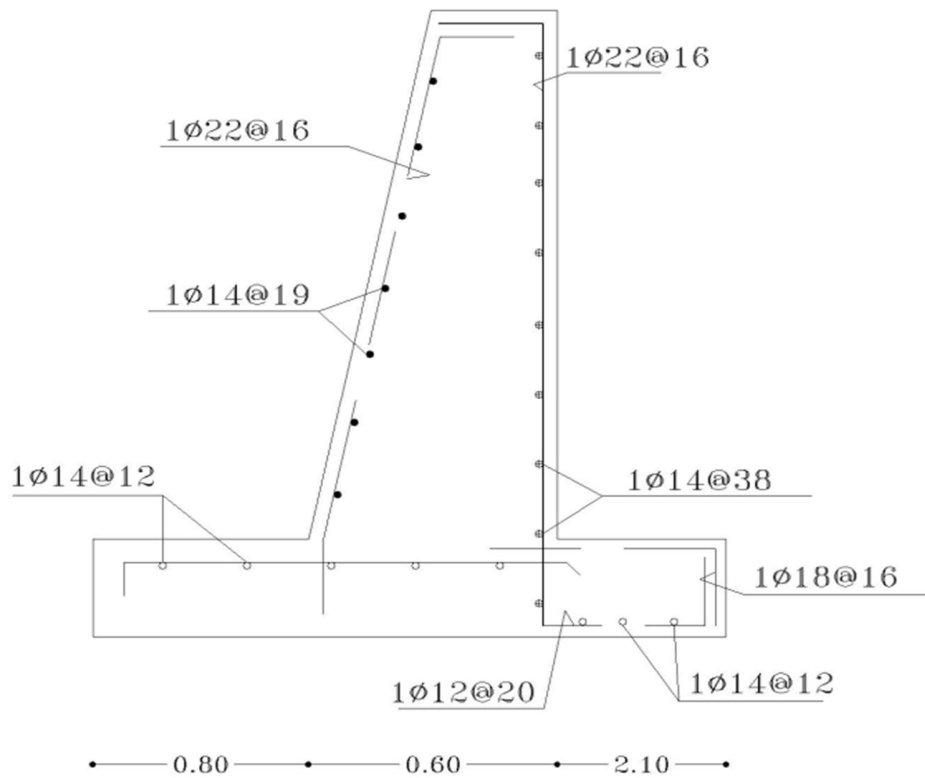
18).- LONGITUD DE DESARROLLO

$$Ld = 0.059 * Ab * fy / \sqrt{f'c}$$

$$Ld = 0.059 * 4.91 * 4200 / \sqrt{240} \quad \therefore \quad Ld = 78.537$$

$$Ld * factor = 78.537 * 1.4 \cong 110 \text{ cm}$$

ESQUEMA GENERAL DEL MURO



6.7.4.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PRECIOS UNITARIOS DEL MURO EN HORMIGON CICLOPEO

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:Diseño de un muro de contencion

Jorge David Freire Lara

FORMULARIO No 2

HOJA 1 DE 5

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : Excavacion para muros

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor 5% M.O					0.11	
SUBTOTAL M						0.11
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Maestro est.mayor (SECAP)	1.00	2.560	2.560	0.220	0.56	
Peon	3.00	2.440	7.320	0.220	1.61	
SUBTOTAL N						2.17
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O:						0.00
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P						0.00
Ambato, 16 de Junio del 2011						
LUGAR Y FECHA						
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)				2.28		2.28
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%				0.46		0.46
OTROS INDIRECTOS %						
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2.74		2.74
VALOR OFERTADO						2.74

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contencion a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 2 DE 5

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 2

UNIDAD: m3

DETALLE: Relleno Compactado

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M.O Compactador	1.00	3.800	3.800	0.080	0.05 0.30
SUBTOTAL M					0.35
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Maestro est.mayor (SECAP) Peon	1.00 4.00	2.560 2.440	2.560 9.760	0.080 0.080	0.20 0.78
SUBTOTAL N					0.99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL O:					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
Volqueta	m3	1.000	0.900	0.90	
SUBTOTAL P					0.90
Ambato, 16 de Junio del 2011 LUGAR Y FECHA					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					2.24
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%					0.45
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.69
VALOR OFERTADO					2.69

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contención a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 3 DE 5

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 3

UNIDAD: m3

DETALLE: Desalojo de material

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor 5% M.O Volqueta	1.00	5.000	5.000	0.340	0.17 1.700	
SUBTOTAL M					1.87	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peon Categoría I	4.00	2.440	9.760	0.340	3.32	
SUBTOTAL N					3.32	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O:						
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.00	
Ambato, 16 de Junio del 2011					TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)	5.19
LUGAR Y FECHA					INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%	1.04
					OTROS INDIRECTOS %	
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	6.23
					VALOR OFERTADO	6.23

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contención a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 4 DE 5

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 4

UNIDAD: m2

DETALLE: Encofrado de madera 4 usos

EQUIPOS						
DESCRIPCION		CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M.O						0.06
SUBTOTAL M						0.06
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG)		CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Carpintero	Categoría III	1.00	2.470	2.470	0.170	0.42
Peon	Categoría I	2.00	2.440	4.880	0.170	0.83
SUBTOTAL N						1.25
MATERIALES						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Tablas		UNIDAD	1.300	1.610	2.09	
Listones		ML	2.000	1.650	3.30	
Puntales		ML	1.000	1.500	1.50	
Clavos		Kg	1.000	1.500	1.50	
SUBTOTAL O:						8.39
TRANSPORTE						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P						0.00
Ambato, 16 de Junio del 2011		TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)				9.70
LUGAR Y FECHA		INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%				1.94
		OTROS INDIRECTOS %				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO				11.64
		VALOR OFERTADO				11.64

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contención a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 5 DE 5

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 5

UNIDAD: m3

DETALLE: Hormigon Ciclopeo-60% HS y 40%Piedra

EQUIPOS						
DESCRIPCION		CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M.O						1.03
Concretera		1.00	4.000	4.00	2.110	8.44
Vibrador		1.00	3.500	3.50	2.110	7.39
SUBTOTAL M						16.86
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG)		CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Albañil	Categoría III	1.00	2.470	2.470	2.110	5.21
Peon	Categoría I	3.00	2.440	7.320	2.110	15.45
SUBTOTAL N						20.66
MATERIALES						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon simple		m3	0.500	90.000	45.00	
Piedra bola		m3	0.500	3.320	1.66	
SUBTOTAL O:						46.66
TRANSPORTE						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P						0.00
Ambato, 16 de Junio del 2011		TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)				84.18
LUGAR Y FECHA		INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%				16.84
		OTROS INDIRECTOS %				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO				101.02
		VALOR OFERTADO				101.02

FIRMA

6.7.4.1.- PRESUPUESTO DEL MURO EN HORMIGON CICLOPEO

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS					
ITEM	RUBRO	UNID	P.UNITARIO	CANTIDAD	PRECIO TOTAL
1	Excavacion para muros	m3	2.74	52.5	143.85
2	Desalojo de material	m3	6.23	7	43.61
3	Relleno compactado	m3	2.69	20	53.80
4	Encofrado de madera 4 usos	m2	11.64	40	465.60
6	Hormigon Ciclopeo-60% HS y 40%Piedra	m3	101.02	40.5	4091.31
				SUB TOTAL	\$ 4 798.17
				12% IVA.	575.78
				TOTAL	\$ 5 373.95
Son : CINCO MIL TRECIENTOS SETENTA Y TRES CON 95/100 DOLARES AMERICANOS					

6.7.4.2.-CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO DEL MURO EN HORMIGON CICLOPEO

NOMBRE DEL PROPONENTE:

Jorge David Freire Lara

OBRA:

Muro de Contencion

CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJOS GENERAL

RUBRO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO EN SEMANAS			
				1 01/07/2011	2 08/07/2011	3 15/07/2011	4 22/07/2011
Excavacion para muros	52.50	2.74	143.85	52.50			
				143.85			
Desalajo de material	7.00	6.23	43.61				7.00
							43.61
Relleno compactado	20.00	2.69	53.80				20.00
							53.80
Encofrado de madera	40.00	11.64	465.60		40.00		
					465.60		
Hormigon Ciclopeo-60% HS y 40%Piedra	40.50	101.02	4 091.31			25.00	
						4 091.31	
		TOTAL	4 798.17				
INVERSION NENSUAL				143.85	465.60	4091.31	97.41
AVANCE PARCIAL EN %				3.00	9.70	85.27	2.03
INVERSION ACUMULADA				143.85	609.45	4 700.76	4 798.17
AVANCE ACUMULADO EN %				3.00	12.70	97.97	100.00

Ambato, 6 de Julio del 2011

LUGAR Y FECHA

FIRMA

6.7.5.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PRECIOS UNITARIOS DEL MURO EN HORMIGON ARMADO

NOMBRE DEL PROPONENTE: Jorge David Freire Lara
 OBRA: Diseño de un muro de contencion

FORMULARIO No 2

HOJA 1 DE 7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : Excavacion para muros

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor 5% M.O					0.11	
SUBTOTAL M						0.11
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Maestro est.mayor (SECAP)	1.00	2.560	2.560	0.220	0.56	
Peon	3.00	2.440	7.320	0.220	1.61	
SUBTOTAL N						2.17
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O:						0.00
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P						0.00
Ambato, 16 de Junio del 2011						
LUGAR Y FECHA						
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)						2.28
INDIRECTOS Y UTILIDADES				20.00%		0.46
OTROS INDIRECTOS %						
COSTO TOTAL DEL RUBRO						2.74
VALOR OFERTADO						2.74

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contencion a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 2 DE 7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 2

UNIDAD: m3

DETALLE: Relleno Compactado

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M.O Compactador	1.00	3.800	3.800	0.080	0.05 0.30
SUBTOTAL M					0.35
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Maestro est.mayor (SECAP) Peon	1.00 4.00	2.560 2.440	2.560 9.760	0.080 0.080	0.20 0.78
SUBTOTAL N					0.99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL O:					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
Volqueta	m3	1.000	0.900	0.90	
SUBTOTAL P					0.90
Ambato, 16 de Junio del 2011 LUGAR Y FECHA					
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)					2.24
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%					0.45
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.69
VALOR OFERTADO					2.69

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contención a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 3 DE 7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 3

UNIDAD: m3

DETALLE: Desalojo de material

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor 5% M.O Volqueta	1.00	5.000	5.000	0.340	0.17 1.700	
SUBTOTAL M					1.87	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peon Categoría I	4.00	2.440	9.760	0.340	3.32	
SUBTOTAL N					3.32	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O:						
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.00	
Ambato, 16 de Junio del 2011					TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)	5.19
LUGAR Y FECHA					INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%	1.04
					OTROS INDIRECTOS %	
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	6.23
					VALOR OFERTADO	6.23

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contencion a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 4 DE 7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 4

UNIDAD: m2

DETALLE: Encofrado de madera 4 usos

EQUIPOS							
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R		
Herramienta menor 5% M.O					0.06		
SUBTOTAL M						0.06	
MANO DE OBRA							
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R		
Carpintero	1.00	2.470	2.470	0.170	0.42		
Peon	2.00	2.440	4.880	0.170	0.83		
SUBTOTAL N						1.25	
MATERIALES							
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B			
Tablas	UNIDAD	1.300	1.610	2.09			
Listones	ML	2.000	1.650	3.30			
Puntales	ML	1.000	1.500	1.50			
Clavos	Kg	1.000	1.500	1.50			
SUBTOTAL O:						8.39	
TRANSPORTE							
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B			
SUBTOTAL P						0.00	
Ambato, 16 de Junio del 2011						TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)	9.70
LUGAR Y FECHA						INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%	1.94
						OTROS INDIRECTOS %	
						COSTO TOTAL DEL RUBRO	11.64
						VALOR OFERTADO	11.64

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA: Diseño de un muro de contencion

Jorge David Freire Lara

FORMULARIO No 2

HOJA 5 DE 7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : Excavacion para muros

UNIDAD: m3

DETALLE: Acero de refuerzo

EQUIPOS						
DESCRIPCION		CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M.O Cortadora		0.60	2.600	1.560	0.170	0.04 0.265
SUBTOTAL M						0.31
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG)		CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Ferrero	Categoria V	1.00	2.470	2.400	0.170	0.41
Ayudante	Categoria I	1.00	2.440	2.44	0.170	0.41
SUBTOTAL N						0.82
MATERIALES						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hierro fy=4200 Kg/cm2		Kg	1.000	0.450	0.45	
Alambre		Kg	0.020	0.250	0.01	
SUBTOTAL O:						0.46
TRANSPORTE						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P						0.00
Ambato, 24 de Agosto del 2009		TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)				1.59
LUGAR Y FECHA		INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%				0.32
		OTROS INDIRECTOS %				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO				1.91
		VALOR OFERTADO				1.91

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contención a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 6 DE 7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 6

UNIDAD: m3

DETALLE: Hormigon Simple f'c=180 Kg/cm2

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor 5% M.O					2.59	
Concretera	1.00	6.000	6.00	2.110	12.66	
Vibrador	1.00	3.500	3.50	2.110	7.39	
SUBTOTAL M					22.64	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Maestro mayor	1.00	2.560	2.560	2.110	5.40	
Albañil	1.00	2.470	2.470	2.110	5.21	
Peon	8.00	2.440	19.520	2.110	41.19	
SUBTOTAL N					51.80	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Cemento	saco	1.500	6.200	9.30		
Arena	m3	0.460	4.600	2.12		
Ripio	m3	0.950	4.600	4.37		
Agua	lts	7.000	0.500	3.50		
SUBTOTAL O:					19.29	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.00	
Ambato, 24 de Agosto del 2009					TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)	93.73
LUGAR Y FECHA					INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%	18.75
					OTROS INDIRECTOS %	
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	112.48
					VALOR OFERTADO	112.48

FIRMA

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA:

Jorge David Freire Lara
Diseño de un muro de contención a gravedad

FORMULARIO No 2

HOJA 7 DE 7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 7

UNIDAD: m3

DETALLE: Hormigon Simple f'c=210 Kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M.O					2.34
Concretera	1.00	6.000	6.00	2.110	12.66
Vibrador	1.00	3.500	3.50	2.110	7.39
SUBTOTAL M					22.39
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO-HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Maestro mayor	1.00	2.560	2.560	2.110	5.40
Albañil	2.00	2.470	4.940	2.110	10.42
Peon	6.00	2.440	14.640	2.110	30.89
SUBTOTAL N					46.72
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Cemento	saco	4.000	6.200	24.80	
Arena	m3	2.000	4.600	9.20	
Ripio	m3	2.000	4.600	9.20	
Agua	lts	15.000	0.500	7.50	
SUBTOTAL O:					50.70
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.00
Ambato, 24 de Agosto del 2009		TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)			119.81
LUGAR Y FECHA		INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%			23.96
		OTROS INDIRECTOS %			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			143.77
		VALOR OFERTADO			143.77

FIRMA

6.7.5.1.- PRESUPUESTO DEL MURO EN HORMIGON ARMADO

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS					
ITEM	RUBRO	UNID	P.UNITARIO	CANTIDAD	PRECIO TOTAL
1	Excavacion para muros	m3	2,74	52,5	143,85
2	Desalojo de material	m3	6,23	7	43,61
3	Relleno compactado	m3	2,69	20	53,80
4	Encofrado de madera 4 usos	m2	11,64	40	465,60
5	Acero de refuerzo	Kg	1,91	1270,63	2426,90
6	Hormigon Simple f c=180 Kg/cm2	m3	112,48	20	2249,60
7	Hormigon Simple f c=210 Kg/cm2	m3	143,77	4,26	612,46
SUB TOTAL					\$ 5.995,82
12% IVA.					719,50
TOTAL					\$ 6.715,32
Son : SEIS MIL SETECIENTOS QUINCE CON 32/100 DOLARES AMERICANOS					

6.7.5.2.-CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO DEL MURO EN HORMIGON ARMADO

RUBRO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO EN SEMANAS			
				1 01/07/2008	2	3	4
Excavacion para muros	52,50	2,74	143,85	52,50			
				143,85			
Desalojo de material	7,00	6,23	43,61				7,00
							43,61
Relleno compactado	20,00	2,69	53,80				20,00
							53,80
Encofrado de madera	40,00	11,64	465,60		40,00		
					465,60		
Acero de refuerzo	1270,63	1,91	2.426,90			1.270,63	
						2.426,90	
Hormigon Simple fc= 180 Kg/cm2	20,00	112,48	2.249,60			17,04	
						2.249,60	
Hormigon Simple fc= 210 Kg/cm2	4,26	143,77	612,46				4,26
							612,46
		TOTAL	5.995,34				
INVERSION NENSUAL				143,85	465,60	4676,50	709,87
AVANCE PARCIAL EN %				2,40	7,77	78,00	11,84
INVERSION ACUMULADA				143,85	609,45	5.285,95	5.995,82
AVANCE ACUMULADO EN %				2,40	10,17	88,17	100,01

Ambato, 6 de Julio del 2011
LUGAR Y FECHA

FIRMA

6.8.- ADMINISTRACION

6.8.1.- RECURSOS ECONOMICOS

La siguiente investigación será realizada con recursos propios del investigador y de ser posible se hará una recolección de fondos a los habitantes del sector La Victoria que están afectados con el deslizamiento de tierras ya que la investigación les beneficiara en gran manera.

6.8.2.- RECURSOS TECNICOS

Es necesaria la presencia de técnicos especializados en Estudios de Suelos e Ingeniería Estructural, que conozcan nuevos adelantos con relación a esta materia, lo que nos ayudara de gran manera en el asesoramiento para la culminación de dicho proyecto.

C. MATERIALES DE REFERENCIA.

BIBLIOGRAFIA

1. Apuntes del Curso: Cimentaciones, Decimo Semestre(agosto 2010)
Tutor: Ing. Carlos de la Torre, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica,
Universidad Técnica de Ambato
2. ASOCIACIÓN CIENTÍFICO - TÉCNICA DEL HORMIGÓN
ESTRUCTURAL (2004). Muros de contención: E-10 estructuras y
edificación. Recomendaciones para el proyecto, ejecución y montaje
de elementos prefabricados. Madrid: Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos.
3. BOWLES, J. (1996). Foundation analysis and design. Fifth Edition.
New York: McGraw - Hill.Chile: Pelicano.(57-62)
4. Código Ecuatoriano de la Construcción(2000)(18-19)
5. González Barreras. S.(2001). "Diseño de muros de contención "
6. TERZAGHI, K. (1920). "Old earth - pressure theories and new test
results". Eg.Newas Record. 85, 14: 632 - 637.

7. VALERO RUIZ, F. (1996). Muros de suelo reforzado con armaduras metálicas y paramento de hormigón: consideraciones, patología y corrección. Simposio sobre Estructuras de Contención de Terrenos (pp. 113 - 128). Santander.

8. William Lambe. Robert V. Whitman.(1997) "Mecánica de suelos". México:Editora Limusa.(14-25)

ANEXOS

A.1.- FOTOS DEL SECTOR





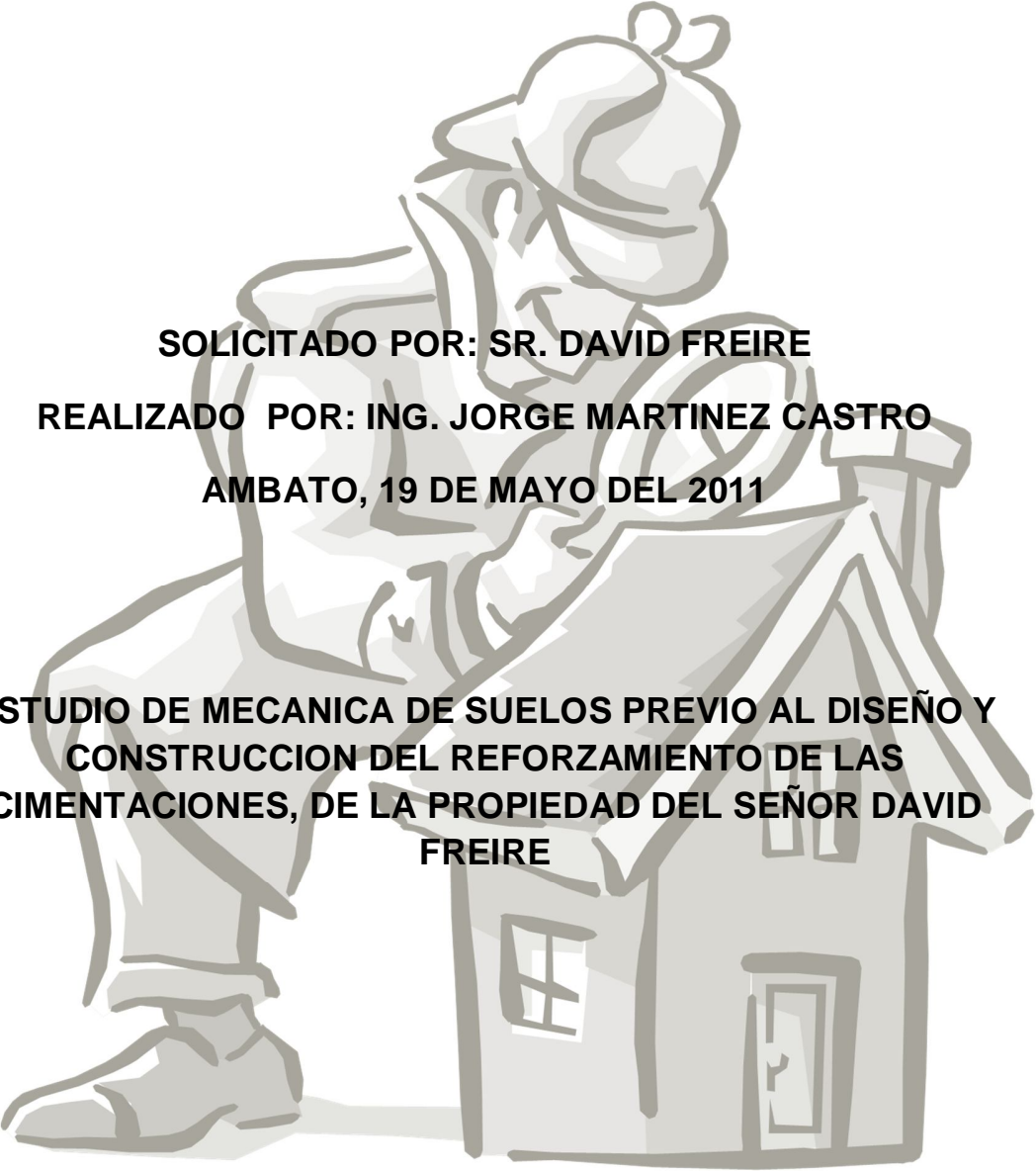








A 2.- ESTUDIO DE SUELOS



SOLICITADO POR: SR. DAVID FREIRE
REALIZADO POR: ING. JORGE MARTINEZ CASTRO
AMBATO, 19 DE MAYO DEL 2011

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PREVIO AL DISEÑO Y
CONSTRUCCION DEL REFORZAMIENTO DE LAS
CIMENTACIONES, DE LA PROPIEDAD DEL SEÑOR DAVID
FREIRE**

ANTECEDENTES

En el sector de Tioloma entrada a la Concepción perteneciente a la parroquia de Atahualpa se encuentra construido un edificio de tres pisos perteneciente al señor David Freire, este edificio se construyo sin tomar las debidas precauciones ya que el mismo se encuentra en una ladera cuya inclinación forma un ángulo de aproximadamente 30° con la horizontal y que con el transcurso del tiempo se ha ido asentando provocando con esto el resquebrajamiento de las paredes de la construcción y todo lo que acarrea un sentamiento, como son puertas que no se abren, ventanas que no se cierran, cerámica rota, estética de la construcción deteriorada, lo que a la vez provoca el descontento del propietario, por lo que es necesario reforzar las cimentaciones de la construcción en una forma urgente aun mas a sabiendas de que el servicio del ferrocarril entrara en funcionamiento y el movimiento vibracional que provoca el paso de estas maquinas podrá provocar el colapso de la construcción, razón por lo es necesario realizar un estudio de Mecánica de Suelos, siendo el objetivo determinar la composición del subsuelo y las características generales de los materiales que sirven de soporte a las estructuras, de manera que nos permitan tomar las decisiones correctas para evitar el colapso de la construcción.

ESTRUCTURAS PROYECTADAS

Se prevé construir tres muros de contención, uno junto a las cimentaciones de la estructura existente otro en la mitad de la pendiente y un tercero junto al talud que existe en la línea férrea, estos muros irán formando terrazas de suelo las mismas que serán bien compactadas hasta alcanzar una densidad de $\gamma=1,75 \text{ kg/cm}^3$, los muros serán diseñados en hormigón armado o en hormigón

DESCRIPCIÓN DEL SITIO

Tioloma se encuentra localizado en la salida norte de la ciudad de Ambato por la antigua panamericana norte junto a la entrada a la Concepción, es un sitio montañoso que ha sido cortado para dar paso a la avenida indoamericana, las paralelas del ferrocarril y la antigua entrada norte a la ciudad, y la necesidad de tener una casa propia hizo que algunas familias construyeran sus casas en esta ladera provocando con el paso del tiempo las molestias anotadas.

INFORMACIÓN PROPORCIONADA

Para la elaboración del presente informe, se contó con la información general del proyecto que fue construido y que fue descrita. Adicionalmente se disponen de datos de estudios geológicos y geotécnicos realizados en el sector e información general sobre el clima y las lluvias de la región.

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA

PLANIFICACIÓN PREVIA

En función de la configuración del sitio y del proyecto que se va a proteger, considerando el tipo de materiales existentes y de la información proporcionada, por una parte, y por otra la probable magnitud de las cargas, se creyó conveniente efectuar la exploración en un punto del proyecto, la perforación alcanzo una profundidad de 6,50 m. mediante el tipo de perforación conocido SPT (Standard Penetrations Test). Ensayos de Penetración Standard,

SONDEOS EJECUTADOS

Se realizo un sondeo mediante el sistema del SPT, a cada 50 cm de profundidad se tomaron muestras de suelo con el propósito de realizar los estudios respectivos, esto es determinar en el laboratorio las propiedades físicas mecánicas del suelo, como son las propiedades índice (contenidos de humedad expresados en porcentaje $w\%$, pesos específicos γ , clasificación del suelo según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), el ángulo de fricción interna ϕ , determinación del esfuerzo admisible del suelo por medio de la fórmula de Karl Terzaghi , y su comprobación mediante los ábacos propuestos por B.K. HOUCH en su obra “ Basic Soil Enginnering” Además se realizo un ensayo de compresión simple de muestras disturbadas obtenidas de los pozos a cielo abierto ejecutados.

El cuadro que sigue indica en detalle la exploración realizada y anexos a este informe se presentan los registros de los sondeos. Todas las muestras fueron clasificadas siguiendo el método manual visual y además se ejecutaron los ensayos de laboratorio necesarios para identificar al material y determinar su resistencia según estaba previsto.

CUADRO N° 1

DETALLE DE LOS SONDEOS REALIZADOS

SONDEO NUMERO	PROFUNDIDAD (M)	NUMERO DE MUESTRAS	NIVEL FREÁTICO
1	6,50 M	3	NO EXISTE

PERFIL DEL SUBSUELO

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, el suelo estudiado se identifica como arena limosa SM de color amarillento cuya compresibilidad varia con la profundidad de bajo a medio, con bajos contenidos de humedad a los mismos que se los considera como propios del suelo

CONCLUSIONES DE LA EXPLORACIÓN SUBTERRANEA

Como conclusiones del análisis efectuado, de los resultados obtenidos durante la exploración subterránea y de los ensayos de laboratorio ejecutados, se tiene lo siguiente;

- La baja compresibilidad del suelo nos **obliga** a pensar en un mejoramiento de las propiedades físicas – mecánicas del suelo de cimentación y esto se lograra inyectando al suelo natural material granular (sub-base clase 3), bien compactado (compactador mecánico, sapito), o piedra de medio cimientado mezclado con hormigón de 140 Kg/cm^2 , en ambos casos se los ejecutara en tres capas de 20 cm cada una, como mínimo.
- Por lo anotado anteriormente, la profundidad excavación en cada terraza y de cada cimientado será de 2,10 m, una vez en esta profundidad, verter el material granular en capas de 20 cm hasta llegar a la profundidad de 1,50 m, a partir de aquí continuar con el proceso constructivo normal, esto es; replantillo, armadura de la zapatas, armadura de las columnas, hormigonado de las zapatas, etc., etc.
- Las terrazas serán compactadas hasta alcanzar una densidad $\gamma=1,75 \text{ kg/cm}^3$ y impermeabilizarles (pavimentándoles) o a su vez con suelo arcilloso mezclado con suelo granular

- Los esfuerzos verticales provocadas por las cargas del muro de contención serán absorbidos en un gran porcentaje por el material granular y su remanente por el suelo natural, evitando de esta manera que se produzcan los temidos asentamientos diferenciales.
- El mejoramiento del suelo de las propiedades físicas – mecánicas del suelo de cimentación aumentara el esfuerzo admisible de suelo en por lo menos un 50%
- La humedad del suelo, no causara ningún efecto destructivo en la cimentaciones y los posibles asentamientos que se produzcan estarán dentro de los admisibles

PARÁMETROS DE CÁLCULO

Los parámetros adoptados se obtuvieron de los ensayos de laboratorio efectuados y de las correlaciones conocidas de la Mecánica de Suelos, Como es usual se diseña para las condiciones de sondeo más desfavorables, se evita el uso de correlaciones diferentes en un mismo calculo y se emplean las teorías actualizadas y de uso universal, mediante software actualizado al 2000

DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

HIPÓTESIS PREVIAS

Par el cálculo de la cimentación se ha tomado la información proveniente de:

- La exploración del subsuelo, su estratigrafía, los resultados de los ensayos de campo
- Las cargas transmitidas por estas edificaciones al suelo de cimentación, el tipo de estructura y demás datos del proyecto

El análisis de los datos así obtenidos permitió plantear la solución al problema, la cual se basa en las siguientes hipótesis:

1. Tipo de cimentación: **zapata aislada**
2. El replantillo de hormigón simple estará colocado a la profundidad **$D_f = -1,50 \text{ m}$**
3. El esfuerzo admisible del suelo será **$\sigma_{adm} = 1,74 \text{ kgs/cm}^2$ (suelo natural)**
4. El esfuerzo admisible del suelo será **$\sigma_{adm} = 2,61 \text{ kgs/cm}^2$ (suelo mejorado)**
5. La densidad del suelo $\gamma = 1.70 \text{ kg/cm}^3$ (suelo natural)
6. La densidad del suelo $\gamma = 1.75 \text{ kg/cm}^3$ (**suelo mejorado**)
7. Módulo de elasticidad $E = 1000 \text{ tn/m}^2$
8. $K_v = 1000 \text{ kg/m}^2/\text{m}$
9. $K_h = 750 \text{ kg/m}^2/\text{m}$
10. El ángulo de inclinación del talud es $\beta = 20^\circ$
11. Asentamiento máximo permisible $s = 25 \text{ mm}$

12. El ángulo de rozamiento interno $\phi = 30,0^\circ$

13. Esfuerzo admisible del suelo $\sigma_{adm} = 17,00 \text{tn/m}^2$ (suelo natural)

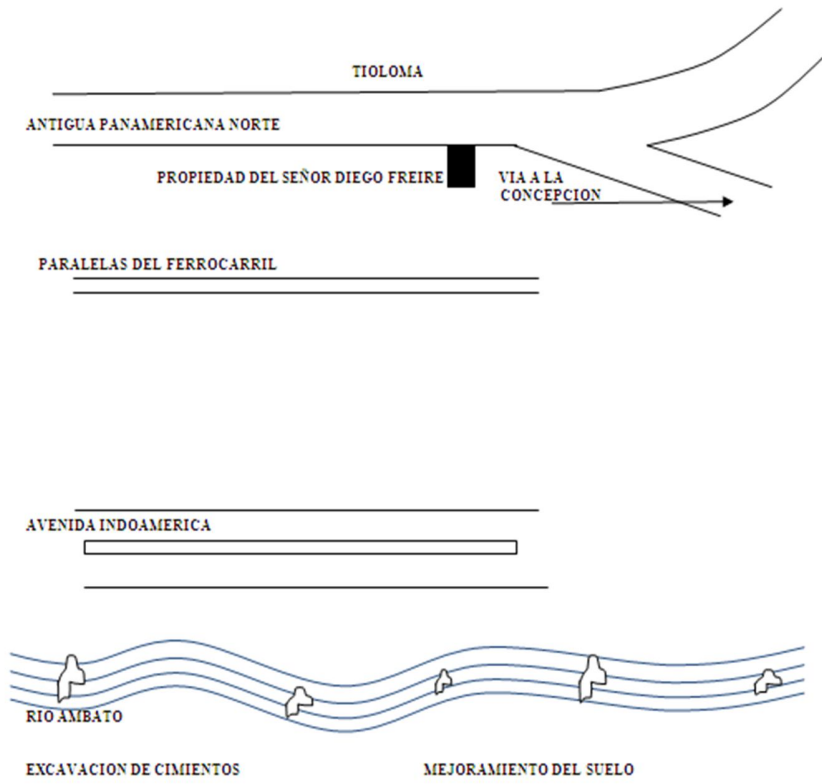
14. Esfuerzo admisible del suelo $\sigma_{adm} = 26,10 \text{tn/m}^2$ (suelo mejorado)

Cualquier variación substancial de las hipótesis asumidas merecerá un recálculo de los parámetros recomendados, por la dependencia de las teorías empleadas con las hipótesis requeridas.



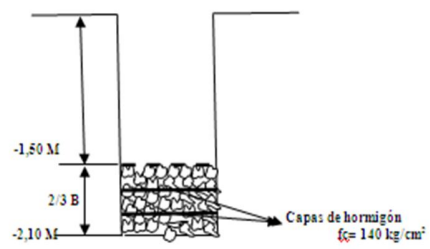
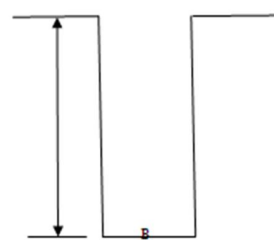
Jorge Martínez Castro

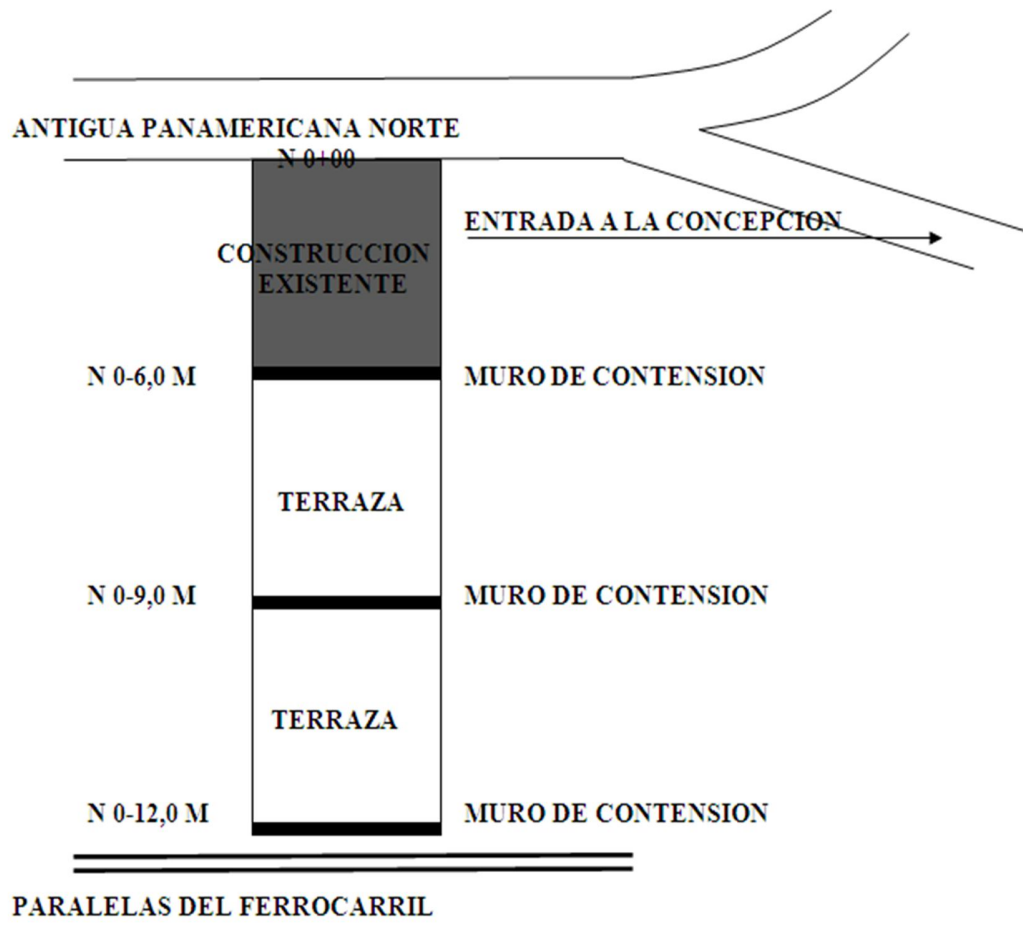
LOCALIZACION



EXCAVACION DE CIMIENTOS

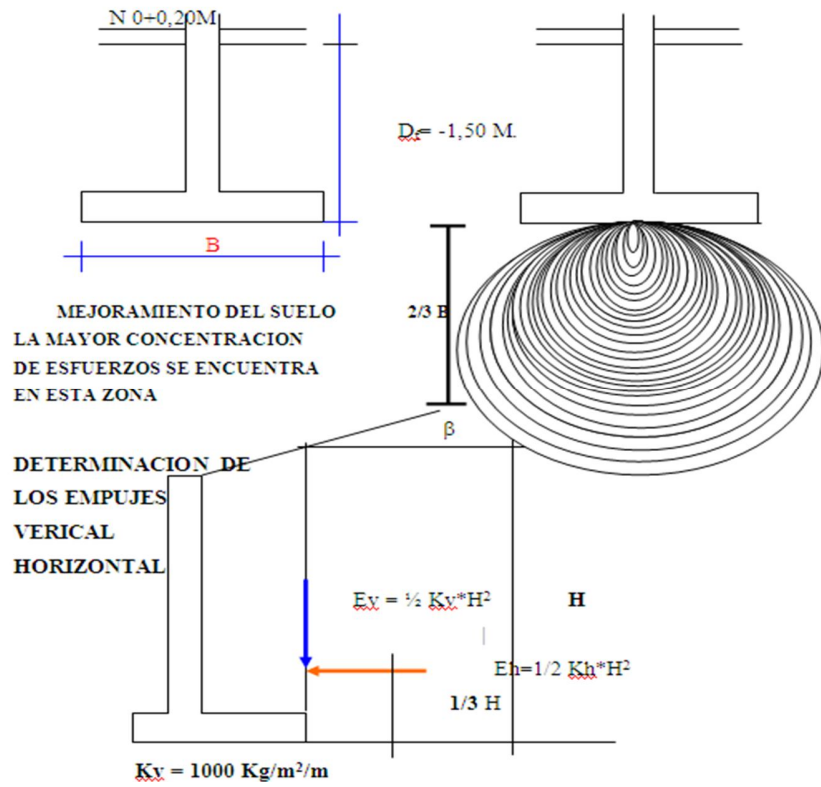
MEJORAMIENTO DEL SUELO





TIPO DE CIMENTACION

ZAPATA AISLADA



FOTOGRAFIAS DEL ESTUDIO



PERFORACION 1



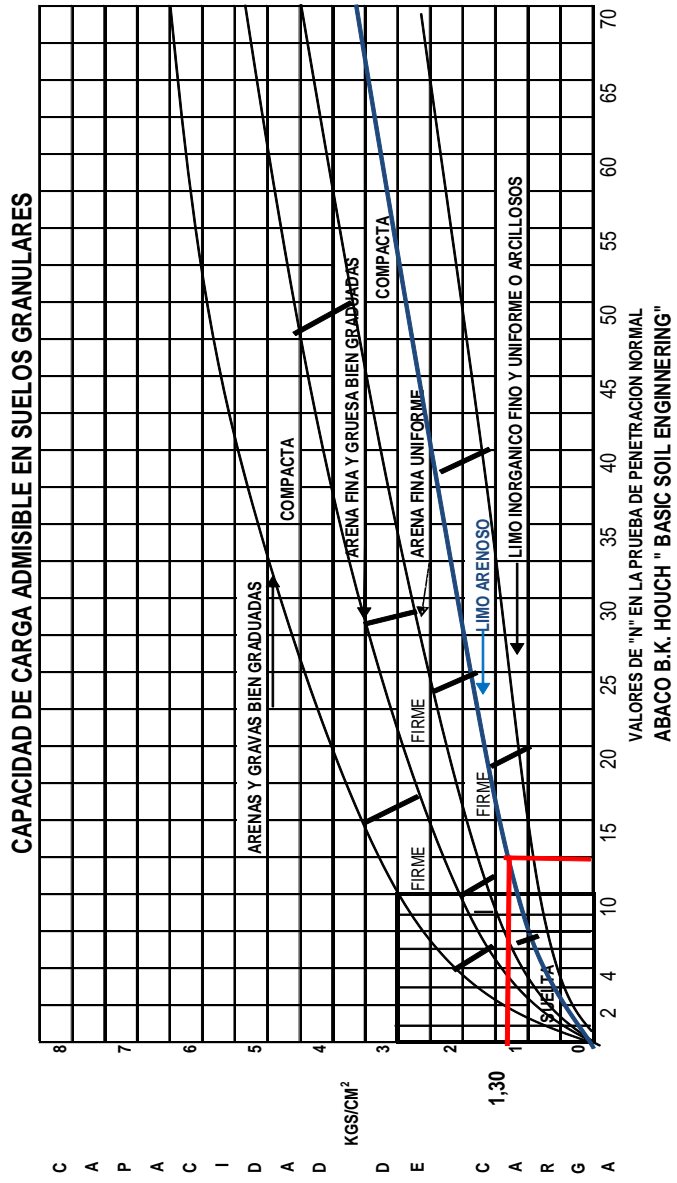
RESULTADOS

A.3.- TABLAS Y ABACOS UTILIZADOS EN EL ESTUDIO DE SUELOS

A.3.1.- ABACO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DEL SUELO EN SUELOS GRANULARES

REFERENCIA: EL PRESENTE ABACO NOS DA UNA IDEA DE LA RESISTENCIA DEL SUELO EN BASE AL NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN EL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

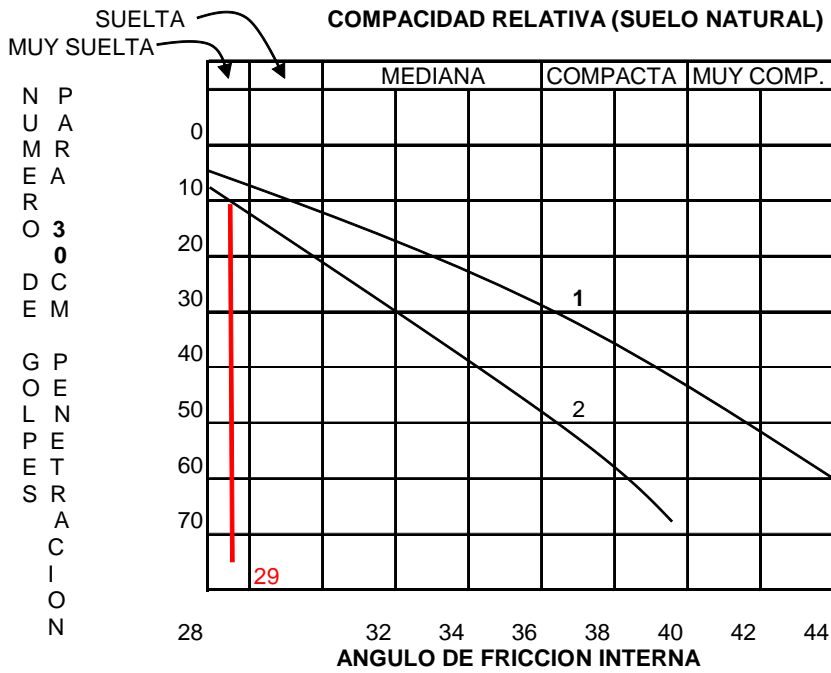
MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA RESIDENCIA DEL SEÑOR DAVID FREIRE



ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO 13,00 TN/M^2 (SUELO NATURAL)

A.3.2.- ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

CORRELACION ENTRE E NUMERO DE GOLPES PARA 30 CM DE PENETRACION STANDART Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE LAS ARENAS

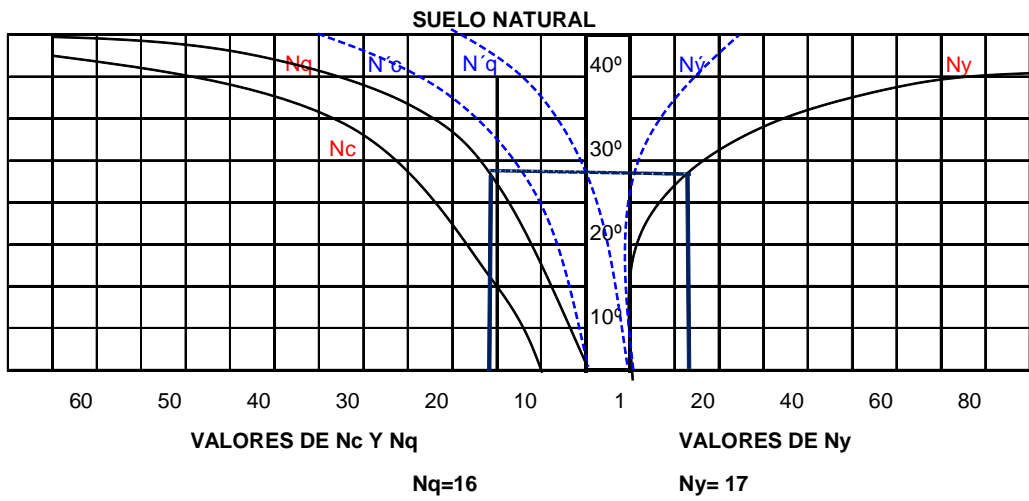


1 RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO DE MEDIANA A GRUEZA

2 RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS

A.3.3. - FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

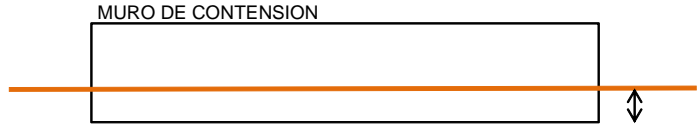
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LA APLICACIÓN DE LA TEORIA DE TERZAGHI



A.3.4.- ESFUERZO ADMISIBLE

PROYECTO : REFORZAMIENTO E LAS CIMENTACIONES DE LA PROPIEDAD DEL SENOR DAVID FREIRE
 UBICACION : VIA PRINCIPAL

DATOS



CARGAS
 10 TN
 15 TN
 20 TN

SUELO

LIMO ARENOSO COLOR AMARILLENTO MEDIANA COMPRESIBILIDAD MS
 DENSIDAD = 1,70 TN/M³
 ANGULO DE FRICCION = 28,5° GRADOS Nq = 16 Ny = 17
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE = 1,50 M
 MODULO DE ELASTICIDAD = 1000 TN/M²

$$q_{rotura} = \gamma * D_f * N_q + \frac{1}{2} * B * \gamma * N_\gamma$$

CAPACIDAD DE CARGA (ANALISIS A LA ROTURA)

Q TON	B M	qult TON/M ²	FS	qadm TON/M ²	A M ²	B CAL M
10	1.00	55.25	3	18.42	0.54	0.74
10	0.74	51.49	3	17.16	0.58	0.76
10	0.76	51.78	3	17.26	0.58	0.76
15	1.00	55.25	3	18.42	0.81	0.90
15	0.90	53.81	3	17.94	0.84	0.91
15	0.91	53.95	3	17.98	0.83	0.91
15	0.91	53.95	3	17.98	0.83	0.91
20	1.00	55.25	3	18.42	1.09	1.04
20	1.04	55.83	3	18.61	1.07	1.04
20	1.04	55.83	3	18.61	1.07	1.04
20	1.04	55.83	3	18.61	1.07	1.04
20	1.04	55.83	3	18.61	1.07	1.04

MEDIA= 17.95

q adm CALCULADO = 17,95 Tn/m²

q adm para el cálculo = 18 Tn/m²

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

$$S = \frac{qadm * D * (1 - \mu^2)}{E} * \alpha * R$$

Q TON	qadm TON/M ²	D M	Se CM	S dif MM	Observaciones
10	15	0.82	1.41		
15	15	1.00	1.73	3.17	Sad= 25 mm
20	15	1.15	2.00	5.84	Sad= 25 mm
10	20	0.71	1.63		
15	20	0.87	2.00	3.66	Sad= 25 mm
20	20	1.00	2.30	6.75	Sad= 25 mm
10	25	0.63	1.82		
15	25	0.77	2.23	4.09	Sad= 25 mm
20	25	0.89	2.58	7.54	Sad= 25 mm

A.3.5.-ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO: REFORZAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES DE LA RESIDENCIA DEL SENOR DAVID FREIRE

LOCALIZACION:TIOLOMA ENTRADA A LA CONCEPCION

Equipo de compresión simple Marca MAIER Capacidad 100 Kp (0.004 Kp/001 mm)

Anillo de deformación : 0.01/división

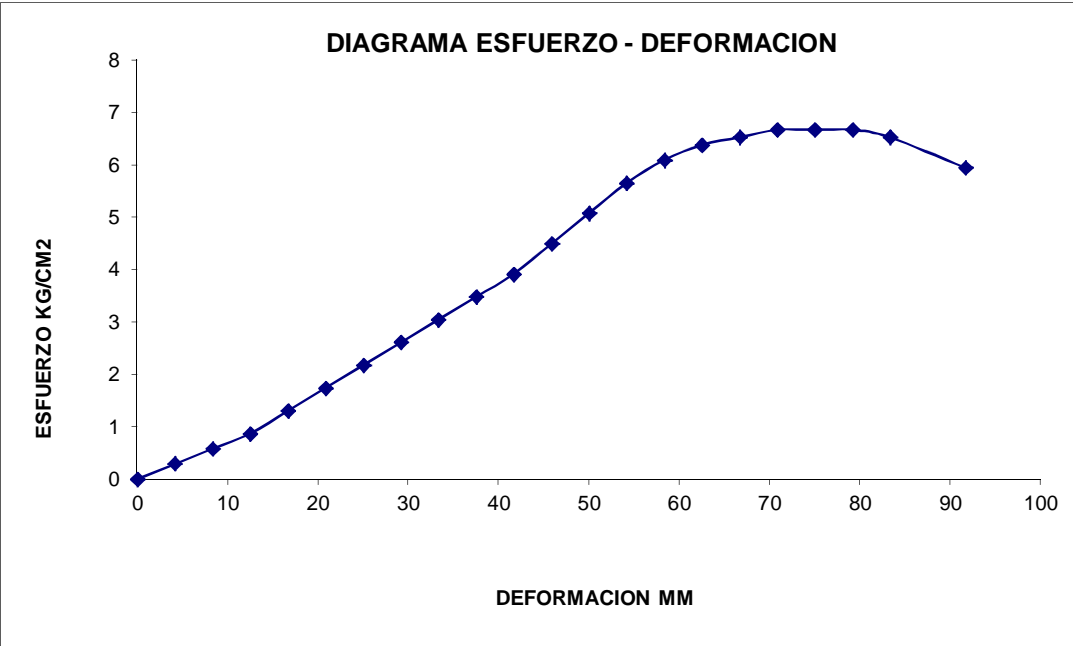
Probetas de D = 6 cm y H 12 cm

Profundidad - 1,00 m- 1.50 m

TIPO DE SUELO SM (arena limosa de mediana compresibilidad)

Constante 0.01	Constante 0.41			Díametro= 6,0 cm L= 120 Área= 28.3
Lectura anillo Deformación	Lectura anillo Carga	Deformación 10e-4	Carga grs	Estuerzo Kg/cm ²
0	0	0	0	0
5	2	4.17	0.82	0.29
10	4	8.33	1.64	0.58
15	6	12.50	2.46	0.87
20	9	16.67	3.69	1.31
25	12	20.83	4.92	1.74
30	15	25.00	6.15	2.18
35	18	29.17	7.38	2.61
40	21	33.33	8.61	3.05
45	24	37.50	9.84	3.48
50	27	41.67	11.07	3.92
55	31	45.83	12.71	4.50
60	35	50.00	14.35	5.08
65	39	54.17	15.99	5.66
70	42	58.33	17.22	6.09
75	44	62.50	18.04	6.38
80	45	66.67	18.45	6.53
85	46	70.83	18.86	6.67
90	46	75.00	18.86	6.67
95	46	79.17	18.86	6.67
100	45	83.33	18.45	6.53
110	41	91.67	16.81	5.95

A.3.6.- DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACION



ESFUERZO A LA ROTURA= 6,67

FACTOR DE SEGURIDAD = 3

ESFUERZO ADMISIBLE = 2,22 KG/CM2

A.3.7.- INVESTIGACION DEL SUBSUELO

INVESTIGACION DEL SUBSUELO

PROYECTO : REFORZAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES DE LA PROPIEDAD DEL SEÑOR DAVID FREIRE
LOCALIZACION : TIOLOMA

POZO SPT			PERFORACION 1	SUELO NATURAL						
PROF M	SUCS	PERFIL ESTRA	DESCRIPCION	w %	e	n %	γ	ϕ	FS	σ adm
0.50	sp		MATERIAL DE RELLENO, SUBBASE CLASE2							
1.00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	10	0,65	32	1,70			
1.50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	10	0,65	32	1,70	28,0°	3	17,68 tn/m ²
2.00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	08	0,65	32	1,70	28,0°	3	17,68 tn/m ²
2.50	ML	★	LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD CON PRESENCIA DE CENIZA VOLCANICA (CASCAJO) COLOR BLANCA	08	0,65	32	1,70	29,0°	3	18,94 tn/m ²
3.00	ML	★	LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD CON PRESENCIA DE CENIZA VOLCANICA (CASCAJO) COLOR BLANCA	06	0,65	32	1,70	29,0°	3	18,94 tn/m ²
3.50	ML	★	LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD CON PRESENCIA DE CENIZA VOLCANICA (CASCAJO) COLOR BLANCA	05	0,65	31	1,70	29,0°	3	18,94 tn/m ²
4.00	ML	★	LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD CON PRESENCIA DE CENIZA VOLCANICA (CASCAJO) COLOR BLANCA	04	0,65	31	1,70	29,0°	3	18,94 tn/m ²
5.00	ML	★	LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD CON PRESENCIA DE CENIZA VOLCANICA (CASCAJO) COLOR BLANCA	04	0,65	31	1,70	29,5°	3	19,52 tn/m ²

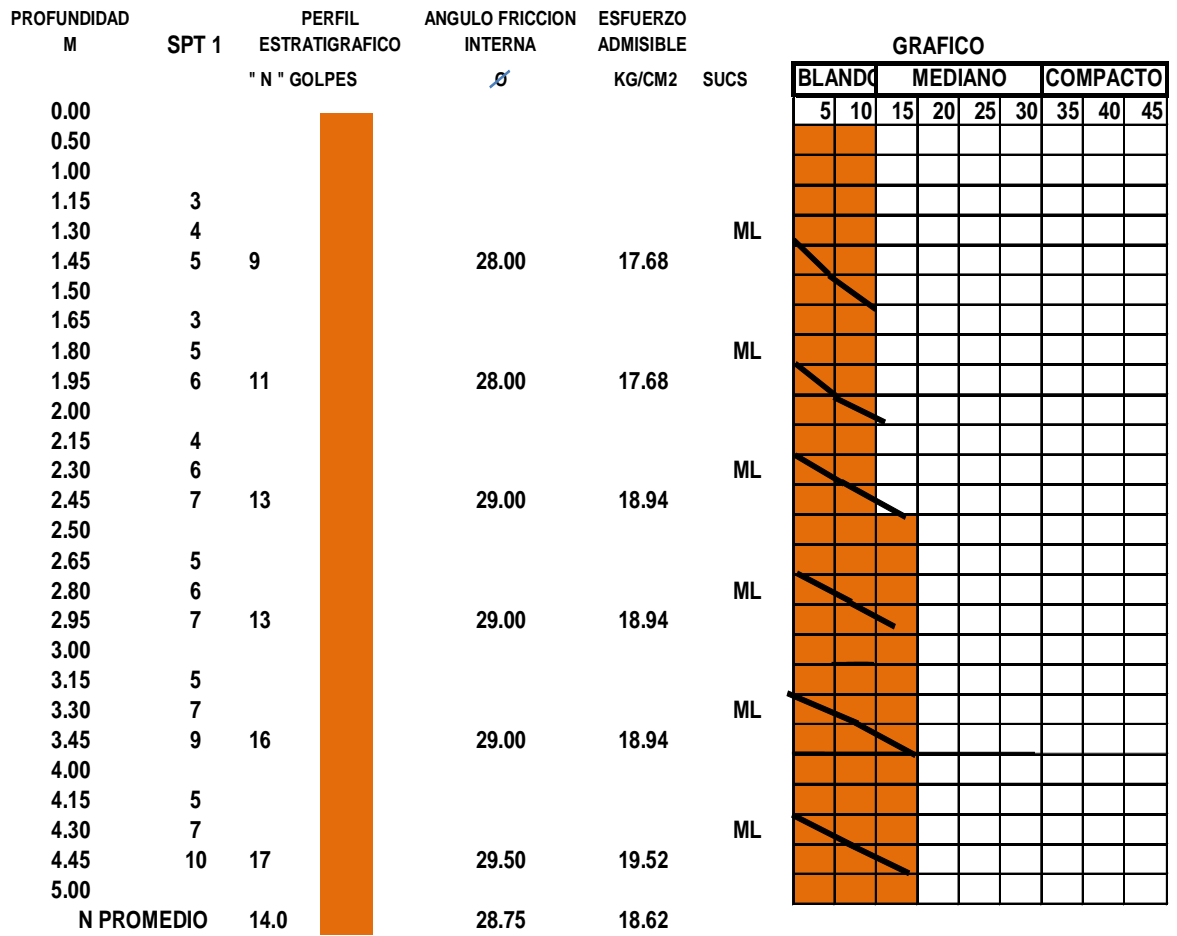
7

Tipo de sondeo : SPT Nivel Freático: NO SE ENCONTRO
n Porosidad, e Relación de Vacíos, w Contenido de humedad expresados en porcentaje, y Densidad del suelo
 ϕ ángulo fricción interna FS Factor de Seguridad σ esfuerzo admisible del suelo TN/M²

A.3.8.- ENSAYO DE SPT

PERFORACION 1

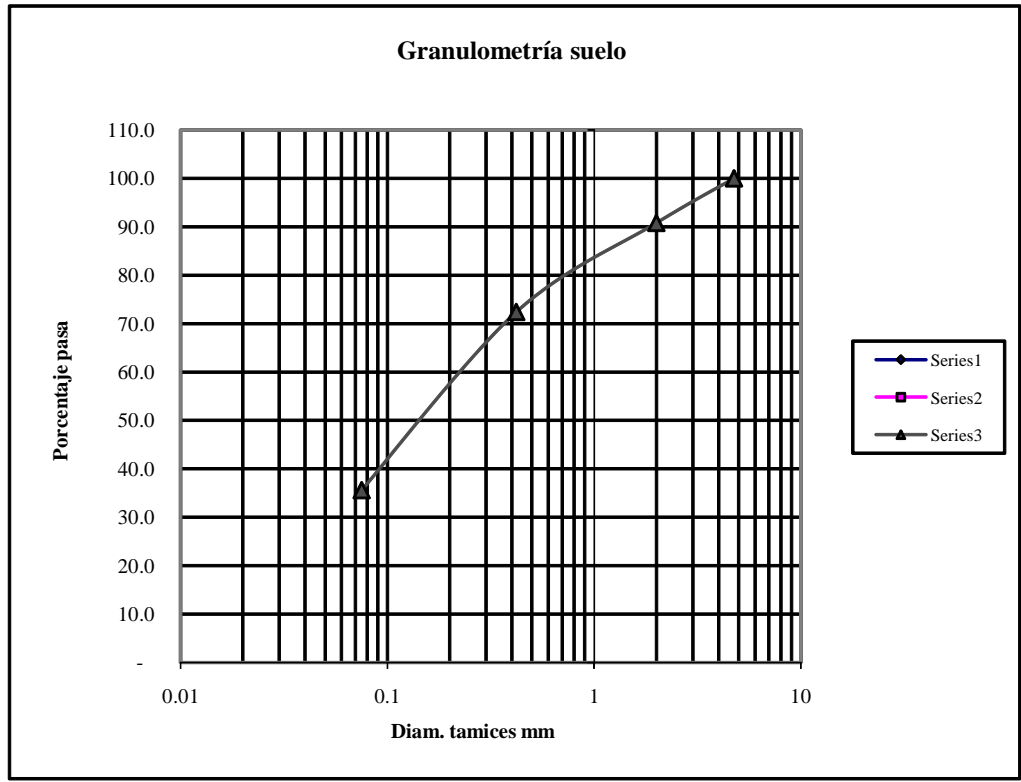
**REFORZAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES DE LA PROPIEDAD DEL SR. DAVID FREIRE
ENSAYOS DE PENETRACION STANDART**



A.3.9.- GRANULOMETRIA

PROYECTO:	Reforzamiento de cimentaciones del Sr David Freire	
UBICACIÓN:	Tioloma	FECHA:
SOLICITA:		INF.
MUESTRA:	Suelo perforación 1 h= 1,00 – 6,50	

TAMIZ	PESO RET	% RETENID ^o	% PASA	% ESPECIF.
3"(76.2 mm)	0	-	100.0	
# 4 (4.75 mm)	-	0.0	100.0	
# 10 (2.00 mm)	31.30	9.2	90.8	
# 40 (0.42 mm)	93.80	27.6	72.4	
# 200 (0.0075 mm)	218.90	64.4	35.6	
TOTAL	339.99		Humedad % =	24.68



Nota: Serie 1 material en estudio.
 Clasificación SUCS: SM(Arena limosa).

A.3.10.- LIMITE LIQUIDO (MUESTRA 1)

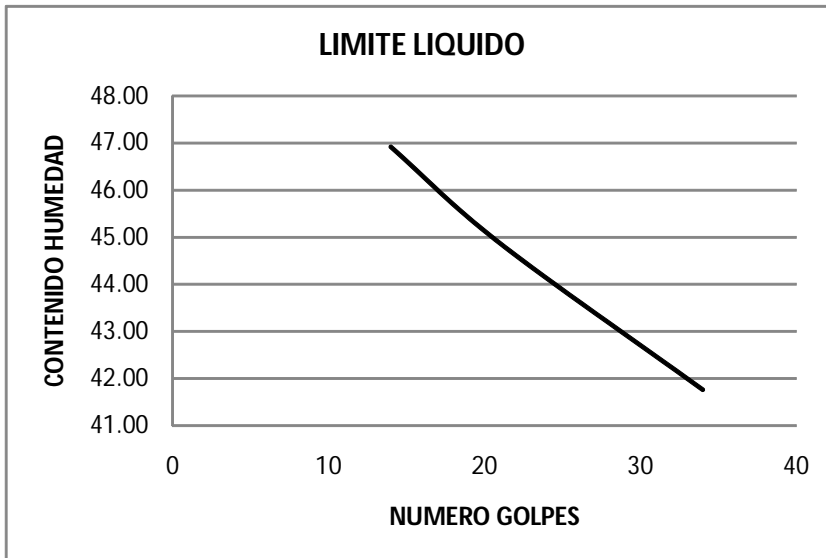
PROYECTO : REFORZAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES PROPIEDAD DEL SEÑOR DAVID FREIRE
LOCALIZACION: TIOLOMA
MUESTRA:1
PROFUND: 1.00 - 1.45

GRANULOMETRIA					
TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ mm	PESO RETENIDO	% PESO RETENIDO	% PESO ACUMULADO	% PESO QUE PASA
N° 4	4.750	30.64	27.71	27.71	72.29
10	2.000	4.38	3.96	31.67	68.33
40	0.425	10.20	9.22	40.90	59.10
200	9.075	20.00	18.09	58.99	41.01
PASA200		45.35	41.01	100.00	0.00
SUMA		110.57			

LIMITE LIQUIDO					
CAPSULA N°	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO CAPSULA	% HUMEDAD
E1	34	26.15	21.56	10.57	41.77
E2	21	27.11	21.68	9.58	44.88
E3	14	24.57	19.84	9.76	46.92

LIMITE PLASTICO					
E4		16.46	14.64	9.95	38.81
E5		16.41	14.59	9.86	38.48

CONTENIDO DE HUMEDAD					
E6		75.55	72.55	11.55	4.92
E7		74.55	71.98	11.75	4.27
RESUMEN		W%	4.59	LP	38.64
RESULT.		LL	44.52	IP	5.88
CLASIFICACION SUCS ML		LIMO DE BAJA PLASTICIDAD			



A.3.11.- LIMITE LIQUIDO (MUESTRA 2)

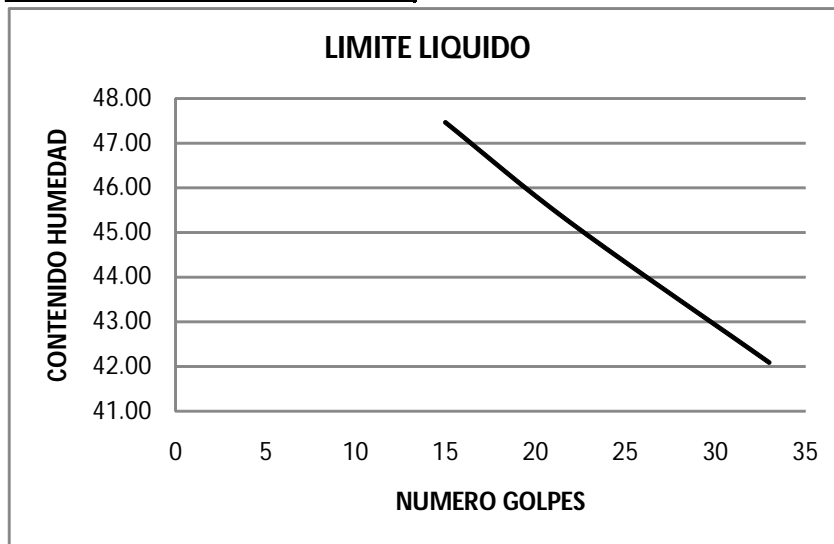
PROYECTO : REFORZAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES DE LA PROPIEDAD DEL SR DAVID FREIRI
LOCALIZACION: TILOMA
MUESTRA: 2
PROFUND: 1.50 - 2.00

GRANULOMETRIA					
TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ mm	PESO RETENIDO	% PESO RETENIDO	% PESO ACUMULADO	% PESO QUE PASA
N° 4	4.750	33.98	30.32	30.32	69.68
10	2.000	5.41	4.83	35.15	64.85
40	0.425	8.98	8.01	43.16	56.84
200	9.075	22.14	19.76	62.92	37.08
PASA200		41.56	37.08	100.00	0.00
SUMA		112.07			

LIMITE LIQUIDO					
CAPSULA N°	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO CAPSULA	% HUMEDAD
A1	33	26.18	21.55	10.55	42.09
A2	22	27.15	21.68	9.58	45.21
A3	15	24.59	19.82	9.77	47.46

LIMITE PLASTICO					
A4		16.47	14.61	9.98	40.17
A5		16.43	14.61	9.87	38.40

CONTENIDO DE HUMEDAD					
A6		65.45	62.23	11.55	6.35
A7		65.15	63.34	11.75	3.51
RESUMEN		W%	4.93	LP	39.28
RESULT.		LL	44.92	IP	5.64
CLASIFICACION SUCS ML		LIMO DE BAJA PLASTICIDAD			



A.3.12.- LIMITE LIQUIDO (MUESTRA 3)

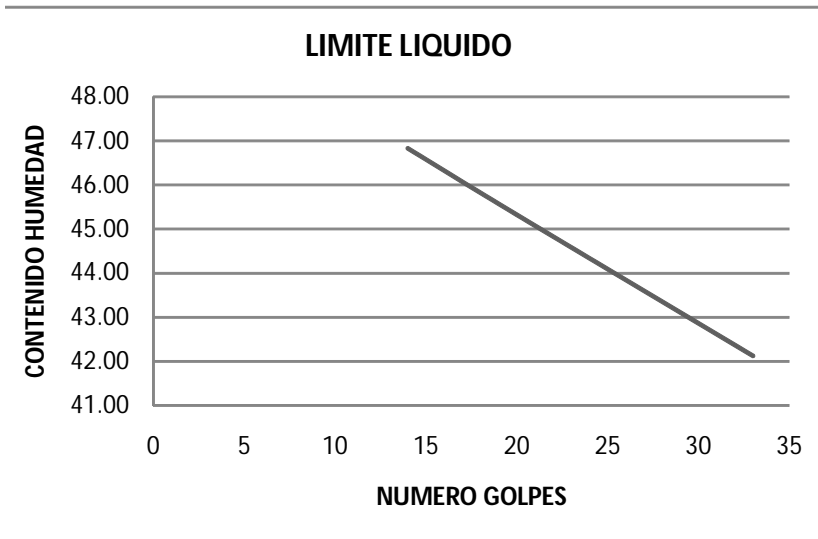
PROYECTO : REFORZAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES DE LA PROPIEDAD DEL SR. DAVID FREIR
LOCALIZACION: TIOLOMA
MUESTRA:3
PROFUND: 2.50 - 3.00

GRANULOMETRIA					
TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ mm	PESO RETENIDO	% PESO RETENIDO	% PESO ACUMULADO	% PESO QUE PASA
N° 4	4.750	35.68	29.65	29.65	70.35
10	2.000	5.54	4.60	34.26	65.74
40	0.425	12.21	10.15	44.41	55.59
200	9.075	21.54	17.90	62.31	37.69
PASA200		45.35	37.69	100.00	0.00
SUMA		120.32			

LIMITE LIQUIDO					
CAPSULA N°	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO CAPSULA	% HUMEDAD
B1	33	26.17	21.54	10.55	42.13
B2	20	27.13	21.65	9.56	45.33
B3	14	24.59	19.86	9.76	46.83

LIMITE PLASTICO					
B4		16.48	14.64	9.96	39.32
B5		16.43	14.59	9.88	39.07

CONTENIDO DE HUMEDAD					
B6		76.51	74.15	11.55	3.77
B7		75.55	73.34	11.75	3.59
RESUMEN		W%	3.68	LP	39.19
RESULT.		LL	44.76	IP	5.57
CLASIFICACION SUCS ML		LIMO DE BAJA PLASTICIDAD			



A.3.13.- COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

CARGA CONSTANTE

Proyecto: REFORZAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES DE LA PROPIEDAD DEL SR. DAVID FREIRE

Descripción del suelo : limo arenoso de alta compresibilidad **MH (SUELO MEJORADO)**

Dimensiones de la muestra : Diam= 7.5 cm Area= 44.18 cm² Altura=L= 20 cm
Peso inicial de suelo + bandeja = 3196 g Vol = 883.6 cm³
Peso final de suelo + bandeja = 1649 g
Peso de la muestra = 1546 g Peso unitario = 1.75 g/cm³

Carga constante

h= 85 cm

Datos del experimento

EXPRIMEN TO Nº	TIEMPO SEGUND OS	VOLUM EN cm ³	TEMP °C
1	1250	775	23
2	1250	775	22
3	1250	770	22
PROMEDIO	1250	773.33	22.33

EY DE DARCY

$$k = \frac{V * L}{h * A * t} = 0.003 \text{ cm/seg}$$

k = 10⁻³cm/seg (ábacos), para una arena limosa

k = coeficiente de permeabilidad

L = Longitud de la muestra de suelo

A= Area transversal (muestra de suelo)

t = Tiempo

Permeabilidad IN SITU (LENTA)

A.4.- TABLA DE VALORES PARA EL COEFICIENTE ACTIVO DEL SUELO

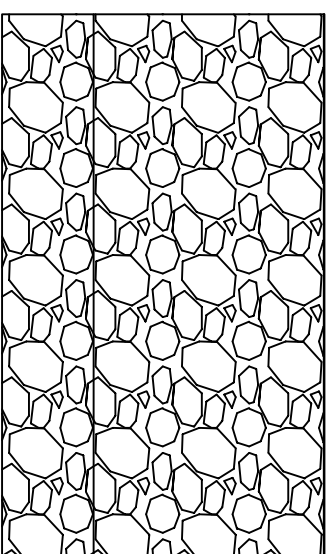
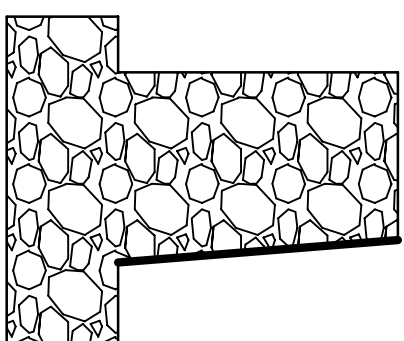
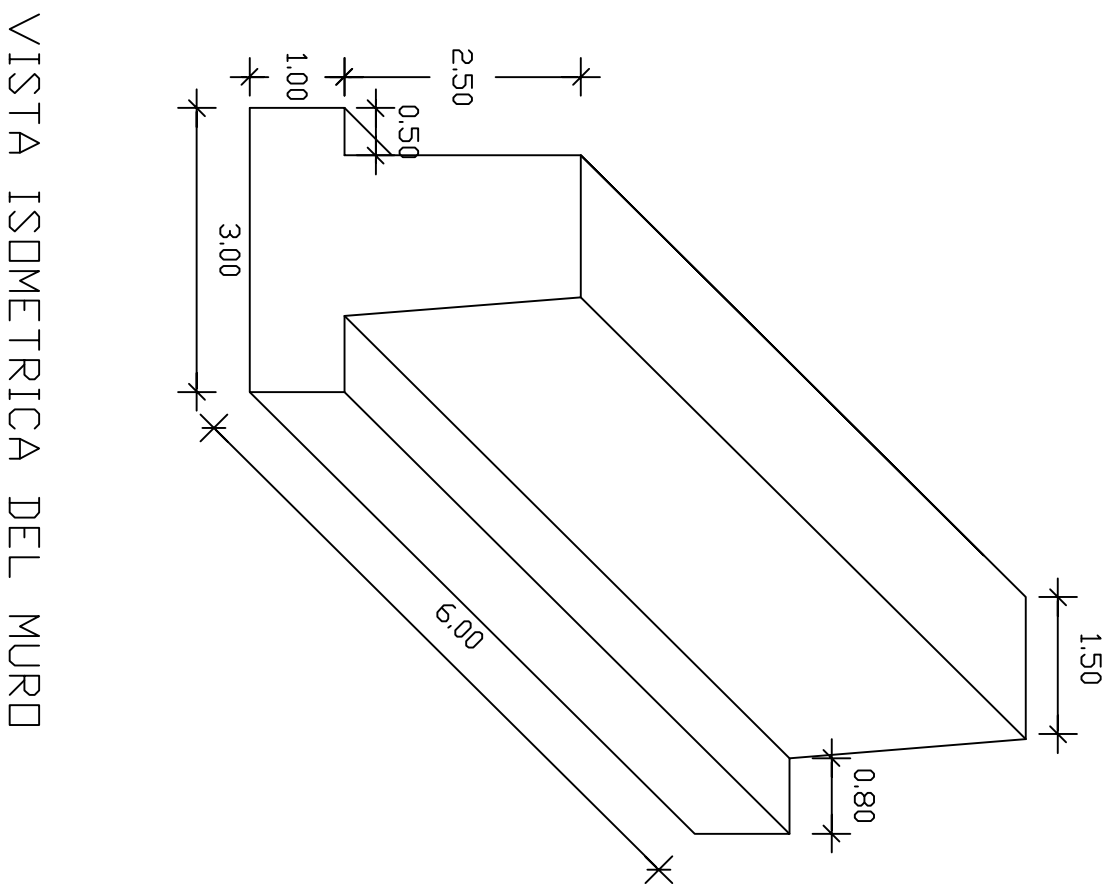
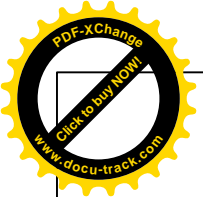
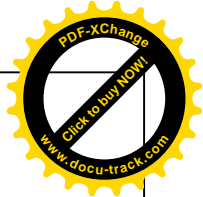
(Ka)

$\beta \backslash \varnothing$	Ka							
	26	28	30	32	34	36	38	40
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247
15	0.4480	0.4086	0.3729	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750
30	0.0	0.0	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5971	0.4677	0.3906
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7660

A.4.1- TABLA DE VALORES PARA EL COEFICIENTE PASIVO DEL

SUELO (Kp)

$\beta \backslash \varnothing$	Kp							
	26	28	30	32	34	36	38	40
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5980	3.9365	4.3161
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2926	3.6154	3.9766
20	1.7141	1.9176	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867
30	0.0	0.0	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1239	1.4347	1.7177
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7660

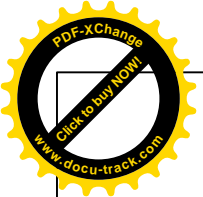
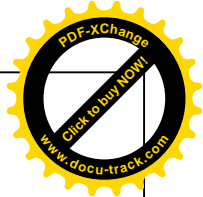


PROYECTO :
MURO ESTRUCTURAL

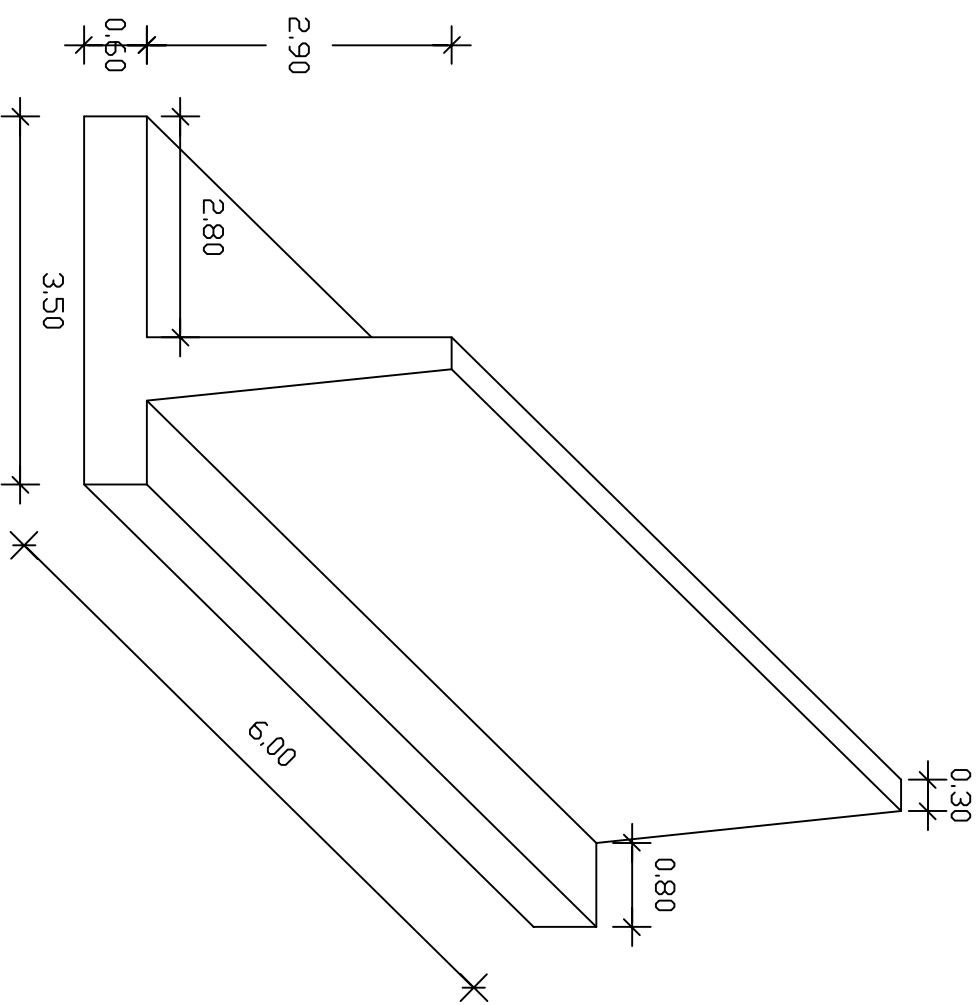
CONTIENE:
DISEÑO ESTRUCTURAL

DELUO:
SR. DAVID FRIERE

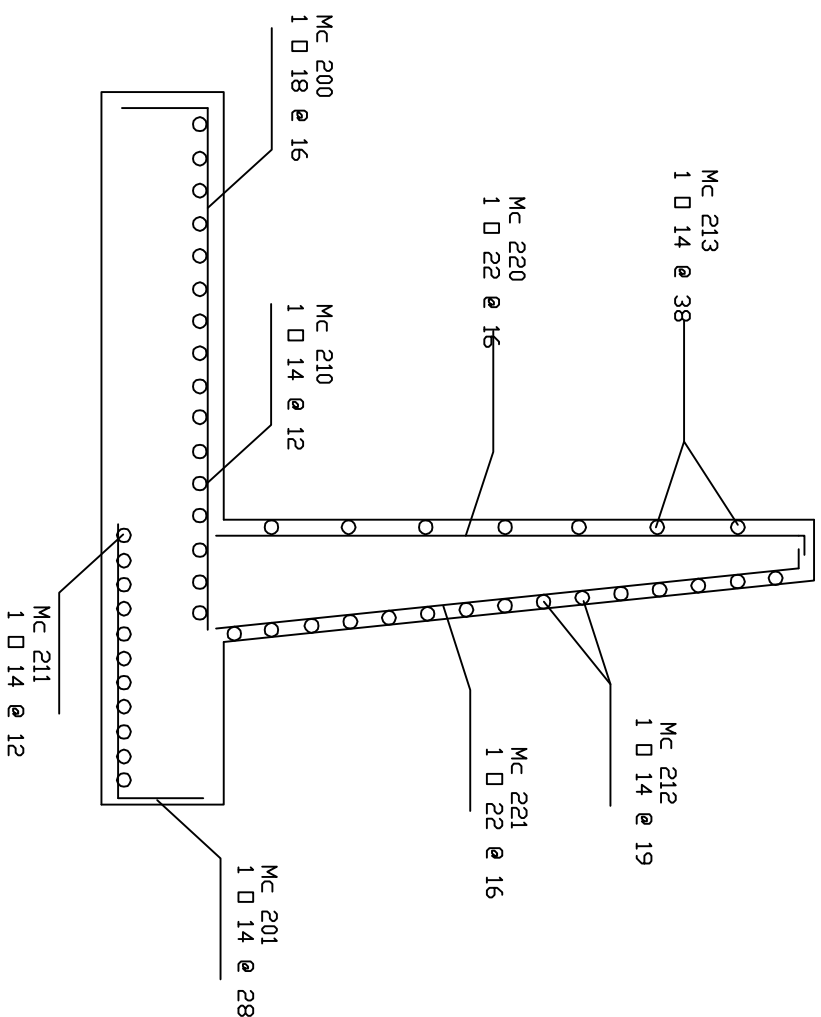
INDICADAS | Fecha: | Laminas:
JULIO, 2011 | **1 - 2**



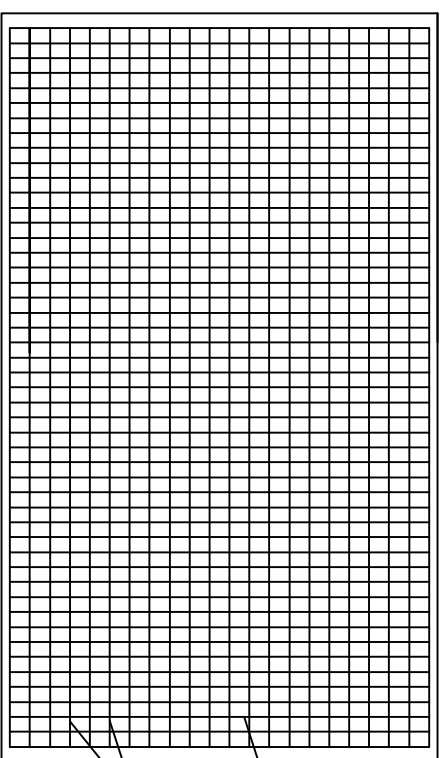
VISTA ISOMETRICA DEL MURD



CORTE LATERAL DEL MURD



ARMADO DE LA PANTALLA



- Mc 201
1 Ø 22 @ 16
- Mc 212
1 Ø 14 @ 19

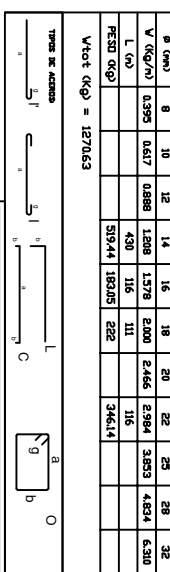
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	DIMENSIONES				LONG. CORTE (m)	LONG. TRES. (m)	No. VARS. CERR.	Deseriv.
		Ø	No.	a	b				
200	L	18	37	2,60	0,40	3,00	111	19	
201	L	14	22	1,35	0,40	1,75	39	7	
210	C	14	22	5,90	0,40	6,70	148	17	
211	C	14	12	5,90	0,40	6,70	81	9	
212	C	14	16	5,90	0,40	6,70	108	12	
213	C	14	8	5,90	0,40	6,70	34	6	
220	L	22	38	2,90	0,15	3,05	116	13	
221	L	16	38	2,90	0,15	3,05	116	13	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (cm)	B	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
V (Kg/m)	0,395	0,617	0,888	1,208	1,578	2,000	2,466	2,984	3,583	4,274	5,030
L (m)			430	116	111			116			
RESUM (Kg)			59,241	129,255	232			34,614			

V_{tot} (Kg) = 12706,3



PROYECTO :
MURO ESTRUCTURAL

CONTIENE:
DISEÑO ESTRUCTURAL

DIBUJO:
SR. DAVID FRIERE

Fecha: JULIO 2011

Lamina: **1-2**