UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA

(Creada por Ley Nº 25265)

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE CIVIL - (HUANCAVELICA)

TESIS :

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN
MUROS DE CONTENCIÓN

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. RAMOS GÓMEZ, Juan José

Bach. CAYETANO MULATO, José Luis

ASESOR: Ing. LÓPEZ BARRANTES, Marco Antonio

CO - ASESOR: Ing. CHUQUILLANQUI HUAMAN, Brommel

HUANCAVELICA - 2013

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA

Universidad Nacional de Huancavelica – Facultad de Ingeniería – DECANO

255

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En el Auditórium de la Facultad de Ciencias de Ingeniería, a los 08 días del mes de mayo del año 2013, a horas 3:00 p.m, se reunieron los miembros del Jurado Calificador conformado por los siguientes: **M.Sc. Freddy Martin MARRERO SAUCEDO (PRESIDENTE), Ing. Enrique Rigoberto CAMAC OJEDA (SECRETARIO), Lic. Eleuterio Martín ALCANTARA ESPINOZA (VOCAL). Ing. Uriel NEIRA CALSIN (ACCESITARIO),** designados con la resolución de Decano N° 014-2013-FCI-UNH, de fecha 10 de enero del 2013, y ratificados con la Resolución de Decano N° 121-2013-FCI-UNH de fecha 29 de abril del 2013, a fin de proceder con la evaluación y calificación de la sustentación del informe final de tesis titulado: "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA", presentado por los Bachilleres **José Luis Cayetano Mulato y Juan José Ramos Gómez,** para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**; en presencia del Ing. **Marco Antonio LÓPEZ BARRANTES**, Asesor y al Ing. **Brommel Chuquillanqui Huamán** como Co Asesor del presente trabajo de tesis. Finalizado la evaluación a horas...4:10 P.M; se invitó al público presente y a los sustentantes abandonar el recinto. Luego de una amplia deliberación por parte de los Jurados, se llegó al siguiente resultado:

José Luis CAYETANO MULATO

APROBADO [X] POR.....UNANIMIDAD.....

DESAPROBADO [ ]

Juan José RAMOS GÓMEZ

APROBADO [X] POR...UNANIMIDAD.....

DESAPROBADO [ ]

En conformidad a lo actuado firmamos a continuación:

Presidente

Secretario

Vocal

V° B° Decano

A mis padres por su apoyo incondicional en mi formación profesional, a mi hija Camila que es mi fuerza y mi motivación para seguir adelante.
A mis amigos por ser parte de mi vida, en todo momento y por apoyarme y nunca dejarme caer, por estar siempre ahí.
A Dios por ser quien guía mi camino y ser el sendero de luz y la verdad.

José Luis.

A mis Padres Juan y Vilma, quienes me educaron y me brindaron su apoyo incondicional.
A mis hermanos Masshiel, Cristian, Yuliza, Lisbeth por su apoyo firme y constante durante estos años.
A mis amigos, por brindarme su apoyo incondicional y aquellas personas que han sido mi motivación constante.
A Dios por ser quien guía mi camino y ser el sendero de luz y la verdad.

Juan José.

AGRADECIMIENTO

El presente trabajo de tesis primeramente nos gustaría agradecerte a ti Dios por bendecirnos para llegar hasta donde hemos llegado, porque hiciste realidad este sueño anhelado.

A la Universidad Nacional de Huancavelica por darnos la oportunidad de estudiar y ser profesionales.

A nuestro asesor de tesis, el Ing. Marco Antonio López Barrantes y co-asesor Ing. Brommel Chuquillanqui Huamán, quienes con sus conocimientos, sus experiencias, su paciencia y su motivación han logrado en nosotros terminar este proyecto con éxito.

A nuestros padres quienes nos han apoyado para llegar a estas instancias de nuestros estudios, ya que ellos siempre han estado presentes para guiarnos por el camino correcto.

También me gustaría agradecer a mis profesores durante toda mi carrera profesional porque todos han aportado con un granito de arena a mi formación, por sus consejos, sus enseñanzas y más que todo por su amistad.

Son muchas las personas que han formado parte nuestra vida diaria a las que nos encantaría agradecerles su amistad, consejos, apoyo, ánimos y compañía en los momentos más difíciles nuestras vidas. Algunos están aquí nosotros y otros en nuestros recuerdos y nuestro corazón, sin importar en donde estén quiero darles las gracias por formar parte nuestras vidas, por todo lo que nos han brindado y por todas sus bendiciones.

Para ellos: Muchas gracias y que Dios los bendiga.

252

ÍNDICE

Pág.

Portada
Dedicatoria
Agradecimiento
Índice
Resumen
Abstract
Introducción

CAPITULO I: PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema 01
1.2. Formulación del problema 02
1.3. Objetivos: general y específico 02
1.4. Justificación 03

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes 04
2.2. Bases teóricas 06
2.2.1. Muro de contención 06
2.2.1.1. Muro de contención segmentada (MCS) 06
2.2.1.2. Muro de contención de concreto armado 10
2.2.2. Diseño de muros de contención 13
2.2.2.1. Procedimiento de diseño de muro de contención segmentada 13
2.2.2.2. Procedimiento de diseño de muro de contención de concreto armado 33
2.2.3. Definición de términos 52
2.3. Hipótesis 55
2.4. Identificación de Variables 55
2.5. Definición operativa de variable e indicadores 56

CAPITULO III: METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1. Ámbito de estudio 57
3.2. Tipo de investigación 58
3.3. Nivel de investigación 58
3.4. Método de investigación 58

3.5. Diseño de investigación 59
3.6. Población, muestra, muestreo 59
3.7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos 60
3.8. Procedimientos de recolección de datos 60
3.9. Técnicas de procesamiento y análisis de datos 60

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1. Presentación de resultados 61
4.1.1. Diseño de muro de contención segmentada 61
4.1.2. Diseño de muro de contención de concreto armado 113
4.2. Discusión 156
4.1.1. Comparación técnica 156
4.1.2. Comparación económica 163
4.1.3. Comparación constructiva 166
Conclusiones
Recomendaciones
Referencia bibliográfica
Anexos
Panel fotográfico
Estudio de suelos
Hoja de Metrados
Hoja de presupuesto
Planos

RESUMEN

La presente investigación se realizó en la comunidad de Callqui Chico del Distrito, Provincia y Departamento de Huancavelica, como componente importante del proyecto **Polideportivo Callqui Chico**, con la finalidad de realizar un estudio comparativo entre dos tipos de muros de contención, en este caso de concreto armado y muro de contención segmentada (suelo reforzado).

Los muros de contención son estructuras que tienen como finalidad resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos; su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Tradicionalmente se emplean para su construcción materiales como mampostería, hormigón en masa y/o hormigón armado.

En las últimas décadas han tenido un fuerte desarrollo tecnológico, debido principalmente a la aparición de nuevas alternativas de solución como complemento a las de uso más tradicional. El avance alcanzado en el desarrollo de estas estructuras ha pasado por la incorporación de nuevos materiales para su diseño, la definición de nuevos métodos constructivos y la creación de nuevos elementos estructurales.

Es así, como gran parte de las actuales aplicaciones en ingeniería están orientadas al refuerzo de suelos (con inclusión de armaduras metálicas, geosintéticos y geomallas) y al empleo del hormigón prefabricado para la construcción de los muros.

En este sentido, a través del proyecto de investigación, se plantea realizar un estudio comparativo técnico, económico y constructivo, entre muros de contención de concreto armado y muros de contención segmentada (suelo reforzado). Los muros de contención segmentada son un sistema de suelo reforzado que consiste en la combinación de **bloques modulares de concreto + geomallas + relleno compactado.**

A diferencia de los muros de concreto armado, el empleo de elementos de bloques prefabricados y geomallas, como es el caso de muros de contención segmentada, permite realizar los trabajos de puesta en obra con una reducción de tiempo y coste, y una mejora en la calidad final de la estructura, desde un punto de vista estructural y estético. Además, esta técnica permite una reducción del impacto medio ambiental, debido a la posibilidad de dar distintos acabados superficiales a la estructura.

ABSTRACT

This research was conducted in the community of Chico Callqui District, Province and Department of Huancavelica, as an important component of the project Callqui Sports Chico, in order to conduct a comparative study between two types of retaining walls, concrete here armed and segmented retaining wall (reinforced soil).

Retaining walls are structures that are intended to resist lateral pressure or thrust produced by the retained material behind them, their stability is primarily due to the weight and the weight of the material that is on its foundation. Traditionally used for construction materials such as *masonry, mass concrete and / or concrete.*

In recent decades have had a major technological development, mainly due to the emergence of new alternative solutions to supplement the more traditional use. The progress made in the development of these structures has been through the incorporation of new materials for design, definition of new construction methods and creating new structural elements.

This is how much of the current engineering applications are oriented soil reinforcement (including metal armor, geosynthetics and geogrids) and the use of precast concrete for the construction of the walls.

In this sense, through the research project, we propose a comparative study technical, economic and constructive, between retaining walls and reinforced concrete segmental retaining walls (reinforced soil). The segmental retaining walls are reinforced soil system consisting of the combination of **modular concrete blocks + geogrids + compacted fill.**

Unlike the walls of reinforced concrete, the use of prefabricated elements and geogrids block, as is the case of segmental retaining walls, allows the work piece with a start time and cost reduction, and improved final quality of the structure, from a structural standpoint and aesthetic. Furthermore, this technique allows a reduction in environmental impact, due to the possibility of different surface finishes to the structure.

INTRODUCCIÓN

Los muros de contención son estructuras que tienen como finalidad resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos; su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación.

Para ello presente investigación tiene como objetivo de realizar un: **"Diseño y evaluación comparativa entre muros de contención segmentada y muros de concreto armado, en el proyecto polideportivo Callqui Chico - Huancavelica"**, de esta manera conocer las diferencias más resaltantes y realizar un comparación técnico, económico y constructivo.

Para tal fin, se realizó el diseño de los muros de contención a lo largo de la parte sur del perímetro del polideportivo Callqui Chico, que consta del diseño de muros de alturas equivalentes a **H = 8.50 m, H = 5.50 m** y **H = 2.50 m**. tomando en cuenta el estudio de suelo realizado en lugar del proyecto, así como todos los procedimiento de diseño de muros de contención de concreto armado y muros de contención segmentada. Seguidamente se realizó de forma detallada el metrado de las estructuras de contención (movimientos de tierras, cimentación y muro de contención) y finalmente se procesó la hoja de presupuesto para ambos tipos de muros.

La comparación técnica, se realizó tomando como referencia los datos calculados en el diseño. La comparación económica, se determinó básicamente por el costo total del muro (para ambos tipos de muro), así como también se realizó un cuadro comparativo para los muros de alturas equivalentes a H = 8.50 m, H = 5.50 m y H = 2.50 m, donde se observa las diferencias en costo por metro lineal de muro. La comparación constructiva, básicamente se refiere al proceso constructivo de los muros de contención.

CAPÍTULO I

PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ciudad de Huancavelica presenta una topografía muy irregular, con pendientes inclinadas con prominencias y depresiones, por lo que los muros de contención cumplen una función importante para la **estabilidad de taludes**, el cual nos permite la construcción de otras obras de ingeniería tales como carreteras, puentes, edificaciones, etc. Por tanto son componentes de un proyecto que demandan mucho costo.

En la comunidad de Callqui Chico – Huancavelica, a través de la Municipalidad Provincial de Huancavelica, con la necesidad de brindar a la población una zona recreativa y deportiva, ha planteado realizar el proyecto del polideportivo.

Por lo cual, hace necesario la construcción de muros de contención diseñados con metodologías tradicionales y modernas, en la zona Sur del terreno, ya que presenta desniveles muy elevados, tal como se muestra en la **figura N° 01**, esto con la necesidad y finalidad de estabilizar el talud y crear un espacio de terreno para la construcción de edificaciones, el acceso vial y el cerco perimétrico.

El estudio tiene como finalidad la de proponer los dos tipos de muros, esto a través de una evaluación comparativa, el cual ayudará elegir la alternativa más óptima tanto técnica, económica y constructiva.

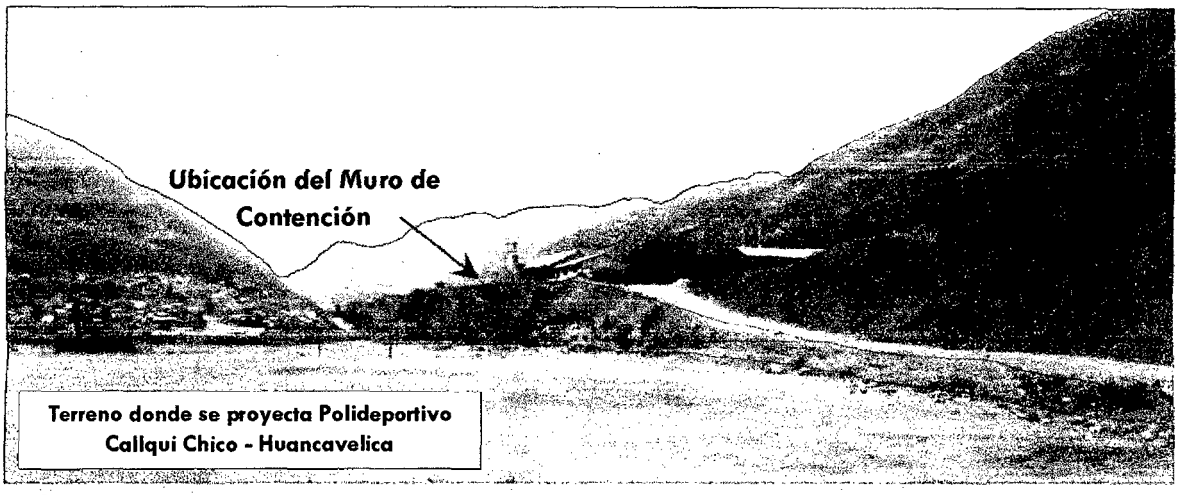


Figura N° 1: *Lugar donde se proyecta el polideportivo Callqui Chico*

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

PROBLEMA GENERAL:

- ¿Cuál sería la alternativa tanto técnico, económico y constructivo más óptimo para la estabilidad de taludes entre muros de contención segmentada y muros de concreto armado, en el proyecto Polideportivo Callqui Chico - Huancavelica?

PROBLEMAS ESPECIFICOS:

- ¿Qué parámetros técnicos, económicos y constructivos en la estabilidad de taludes presentan los muros de contención segmentada?
- ¿Qué parámetros técnicos, económicos y constructivos en la estabilidad de taludes presentan los muros de contención de concreto armado?
- ¿Cuál será la alternativa más conveniente considerando los parámetros técnico, económico y constructivo en la estabilidad de taludes entre los muros de contención segmentada y muros de concreto armado en el proyecto Polideportivo Callqui Chico - Huancavelica?

1.3. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Determinar la alternativa tanto técnico, económico y constructivo más óptimo para la estabilidad de taludes entre muros de contención segmentada y muros de concreto armado, en el proyecto Polideportivo Callqui Chico – Huancavelica.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar los parámetros técnicos, económicos y constructivos en la estabilidad de taludes que presentan los muros de contención segmentada.
- Determinar los parámetros técnicos, económicos y constructivos en la estabilidad de taludes que presentan los muros de contención de concreto armado.
- Establecer la alternativa más conveniente considerando los parámetros técnico, económico y constructivo en la estabilidad de taludes entre los muros de contención segmentada y muros de concreto armado en el proyecto Polideportivo Callqui Chico – Huancavelica.

1.4. JUSTIFICACIÓN

Al realizar la presente tesis basada en la evaluación técnica, económica y constructiva, entre los muros de contención segmentada y muros de concreto armado en el proyecto Polideportivo Callqui Chico – Huancavelica, se busca encontrar la alternativa más óptima.

También se plantean los siguientes motivos para justificar dicho estudio:

Teórica:

Los muros de contención segmentada, que es un sistema de suelo reforzado, es una innovación tecnológica, con el cual realizaremos una evaluación comparativa con los muros de contención de concreto que comúnmente se realizan en nuestro ámbito.

Práctica:

Se desea comprobar y establecer las diferencias más resaltantes entre los muros de contención segmentada y los muros de concreto armado.

Económico - social:

Es interés de los profesionales y estudiantes de Ingeniería Civil, como forjadores del cambio, en aplicar nuevos métodos constructivos, que contribuyan con la buena imagen de nuestra ciudad y uso adecuado de nuestros recursos.

En caso de no realizar esta investigación, no se estaría contribuyendo en adquirir nuevos conocimientos y la aplicación sistemas de construcción, que ahora en la actualidad se necesita de innovar tecnologías de construcción en donde se busca calidad y economía frente a las construcciones tradiciones. Esta innovación trae consigo el desarrollo de un pueblo en caso la ciudad de Huancavelica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

La idea de proporcionar un soporte lateral a masas de tierra mediante el empleo de estructuras de contención, es bastante antigua. Las primeras construcciones de las que se tiene conocimiento, en la que se ha empleado este concepto, corresponden a los monumentos megalíticos, con estructuras que datan del año 4000 A.C. Estas construcciones, que son las primeras manifestaciones arquitectónicas de la historia, se emplearon principalmente en la costa atlántica de Europa y en el Mediterráneo Occidental.

En la época de los egipcios, destaca la construcción de muros como medio de contención de las terrazas que soportaban el templo de Demeter en Pergamon, hacia el segundo siglo A.C., considerada una de las mejores estructuras de contención del mundo antiguo. El muro tenía 14 m de altura y una longitud de 80 m, soportado por 15 contrafuertes externos que se encontraban separados a una distancia de 5 m cada uno.

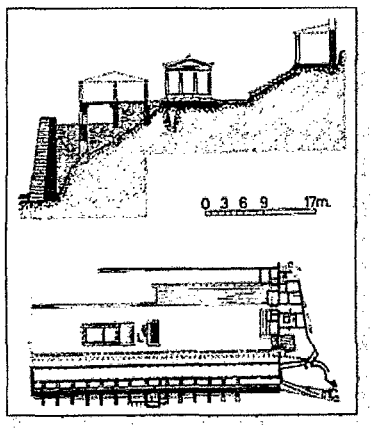


Figura N° 2: Sección vertical y horizontal de los muros de contención de la terraza del templo de Demeter en Pergamon.
(Tomada de Kerisel, 1993. History of Retaining Wall Design)

El desarrollo de las civilizaciones trajo consigo el crecimiento de las ciudades, muchas de las cuales fueron fortificadas con muros de grandes alturas con propósitos de defensa. Esto dio como resultado, la aparición de un tratado de fortificaciones de la Escuela de Alejandría y el primer libro importante de estructuras de contención, donde se ponia de manifiesto la necesidad de mayores espesores de los muros en proporción a sus mayores alturas. Es así como en la Edad Media y durante el Renacimiento, se desarrollaron muchos otros tratados para fortificaciones, las cuales eran construidas principalmente de mampostería. En uno de estos tratados, publicado por Marshal de Vauban en 1684, se señala que el espesor de la base de los muros debía ser en función de su altura, recomendando para ello una base de espesor igual a 0,2*H +1,48m.

Durante muchos siglos no se produjo evolución alguna en cuanto a los materiales desarrollados para la construcción de estructuras de contención de tierras, que como puede verse, eran diseñadas principalmente de mampostería, tanto de piedra como de ladrillo, además del empleo ocasional del adobe. La aparición del concreto a inicios del siglo XIX y su empleo en estas estructuras a partir del siglo XX, ha permitido construir muros con mayores prestaciones estructurales y geométricas, como así también estéticas.

Tanto el concreto, que fue empleado inicialmente en masa, como los materiales tradicionales, han permitido diseñar estructuras que trabajan fundamentalmente por gravedad, en que el peso propio del material aporta la estabilidad a la estructura.

Actualmente, aún se emplean estos materiales para la construcción de este tipo de estructuras de contención, siendo su principal limitación la altura que pueden alcanzar.

Los problemas, debidos a la limitación anteriormente señalada, fueron resueltos en parte con el desarrollo del concreto armado, con el cual se han alcanzado mayores alturas, con estructuras más esbeltas y que permiten absorber no solo esfuerzos de compresión, sino también de flexión.

A partir de la incorporación de este material, se ha generado un fuerte desarrollo tecnológico durante todo el siglo XX y, debido a ello, han aparecido nuevas alternativas de solución como complemento a las de uso más tradicional. El avance alcanzado en el desarrollo de estas estructuras ha pasado por la incorporación de nuevos materiales para su diseño, la definición de

nuevos métodos constructivos y la creación de nuevos elementos estructurales, a partir de los materiales de uso tradicional[1].

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención son estructuras que tienen como finalidad resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos; su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base.

2.2.1.1. MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA (MCS):

Se conocen como muros segmentados aquellos sistemas de contención de tierras basadas en una construcción modular sin mortero. Se realiza a partir de bloques de concreto prefabricados, que permiten la ejecución de parámetros de múltiples alturas, formas y acabados mediante la colocación de hiladas sucesivas de dichos bloques.

- **MURO DE GRAVEDAD**

  La capacidad de contención de un muro de gravedad depende del peso de cada bloque y de la inclinación respecto a la horizontal del parámetro formado por las sucesivas hiladas de bloques. A mayor peso del bloque y a mayor inclinación, mayor capacidad de contención en cuanto a altura de tierras y cargas adicionales.

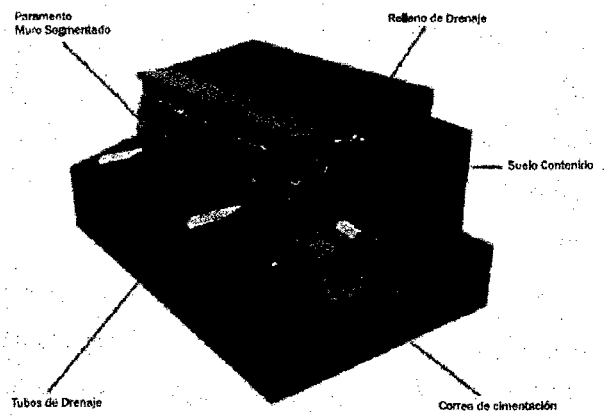


Figura Nº 03: Detalle muro de contención segmentada (suelo reforzado)

[1] Gonzalo Andrés Jara Mori. **Estudio de la Aplicabilidad de Materiales Compuestos al Diseño de Estructuras de Contención de Tierras y su Interacción con el Terreno, para su empleo en Obras de Infraestructura Viaria** [Tesis Doctoral]. Madrid: Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, 2008.

241

- **MUROS DE SUELO REFORZADO**

Para superar las limitaciones de peso e inclinación de los muros de gravedad, es necesario aumentar la resistencia a la tracción que posee el suelo. Para ello se utilizan los llamados sistemas de suelo reforzado, esto es la utilización de refuerzos longitudinales de geomalla anclado a hiladas de bloques en diferentes niveles, creando una unidad de geomalla + suelo con dimensiones muy superiores a la de un muro de gravedad y, por tanto, una capacidad contención mucho mayor. Esta técnica ha sido desarrollada y tecnificada en los últimos años, creando soluciones constructivas capaces de llegar a grandes alturas, con sobrecarga de alto tráfico y parámetros verticales.[2]

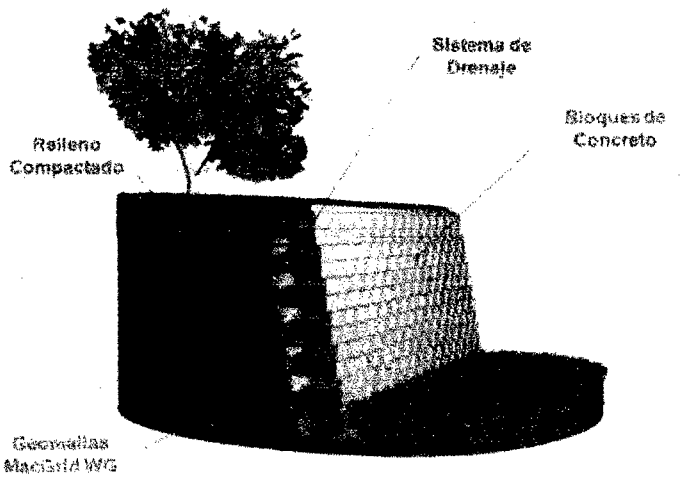


***Figura N° 04:** Detalle muro de contención segmentada (suelo reforzado)*

Dónde pueden ser utilizados:

- Contenciones en áreas residenciales.
- Contenciones en áreas industriales.
- Contenciones en áreas comerciales.
- Contenciones en áreas públicas.
- Contenciones viarias.
- Protecciones hidráulicas.

Principales características:

- Durabilidad.

[2] FORTE (Proveedor de soluciones para contención de tierras con hormigón prefabricado), **Muros de Contención**. Alicante – España: Cat. gen. muros, 2009.

240

- ✓ Alta resistencia estructural de los elementos;
- ✓ Concreto de baja absorción.

- Estética.
  - ✓ Faz texturizada;
- Versatilidad.
  - ✓ Perfecto encaje entre los elementos;
  - ✓ Posibilita la construcción de curvas cóncavas o convexas;
  - ✓ Se adapta fácilmente a variaciones de altura.[3]

TIPO DE MURO (Páginas)	H max ALTURA	INCLINACIÓN (retranqueo en coronación)	PROFUNDIDAD REFUERZOS	TIPO DE CIMENTACIÓN	ABANCALAMIENTO	
					H max	Profundidad Bancada
WINSORO (10-11)						
RIBAZO (12-13)						
ALPENSTEIN (14-15)						
NEW (20-21)						
LANDMARK (18-19)						
VERTICA (16-17)						
MEC (26)						
MEV (25)						
YGF (24-25)						

***Tabla Nº 01:** Guía rápida de selección de muros segmentados*

Con el propósito de poder establecer correctamente una comparación entre los muros de contención segmentada y muros de contención de concreto armado, a continuación se describen las principales ventajas y desventajas de los muros de contención segmentada.

[3] MACCAFERRI, **Obras de Contención**. Brasil: Revista MACCAFERRI, 2010

a. VENTAJAS:

Los muros de suelo reforzado tienen múltiples ventajas si se compara con muros de contención de concreto armado. Entre las principales ventajas se encuentran las que se mencionan a continuación:

- Utilizan procedimientos de construcción rápidos, simples y no requieren de gran cantidad de equipos para la construcción.
- No necesita encofrados.
- No se requieren de conocimientos especiales para poder llevar a cabo su construcción.
- Requiere de menos preparación del terreno que otras alternativas.
- Necesita menos espacio enfrente de las estructuras para realizar distintas operaciones de construcción.
- Son rentables.
- Son técnicamente factibles para alturas por encima de los 30 metros.
- La prefabricación de los materiales, la construcción rápida y sencilla se ha traducido en una reducción de costos en comparación a los muros de contención tradicionales.

b. DESVENTAJAS POTENCIALES

Las desventajas que suelen estar asociadas con las estructuras de suelo reforzado van a depender de las distintas condiciones locales y del tipo de proyecto. Algunas de estas potenciales desventajas son las que siguen a continuación:

- Requieren de un espacio relativamente grande detrás del muro en el cual se colocará el refuerzo.
- Los muros de suelo reforzado requieren de relleno granular cuidadosamente seleccionado. Dependiendo de la ubicación de la obra, el flete por importación del material del relleno adecuado puede hacer que el sistema, es decir, la construcción de un muro de suelo reforzado resulte antieconómico.
- El diseño de los sistemas de muro de suelo reforzado involucran una responsabilidad compartida entre los diseñadores y los proveedores de materiales, es decir propietarios de las canteras en donde se extraerá el material, y los proveedores de los elementos de refuerzo.

238

2.2.1.2. MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO

Este tipo de muro resiste el empuje lateral de la presión del terreno, por medio del voladizo de un muro vertical y una base horizontal. El muro se proyecta para resistir los momentos de flexión y el cortante debidos al empuje del terreno. Primero se predimensiona el muro en su totalidad, luego se establece las características geométricas reales de la losa de base para satisfacer los requisitos de: "Resistencia a la volcadura, deslizamiento y asentamiento".

Por lo general, el muro se hace más grueso de lo requerido en la parte inferior con la finalidad que la sección adoptada logre satisfacer el esfuerzo cortante y el diseño balanceado. El talón y la punta de la base se proyectan como voladizos soportados por el muro, el peso del suelo tiende a doblar el talón hacia abajo en sentido contrario de una "resistencia pequeña" de la presión del suelo bajo la base; por contraste la presión ascendente del suelo tiende a doblar la punta hacia arriba, por ello para el talón el acero principal se coloca cerca de la parte superior y para la punta, cerca de la parte inferior.

El muro se construye después de la base, por lo general se forma una cuña en la parte superior de la base para evitar que el muro se deslice, además se dejan espigas salientes en la base para amarrar el muro a ellas (a razón de una espiga por varilla del muro); las espigas pueden prolongarse para que sirvan también como refuerzo del muro.[4]

TIPO DE MURO DE CONTENCIÓN

- **MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD**

  Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.[5]

[4] Rafael Ángel Torres Belandria, **Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado**. Mérida – Venezuela: Segunda Impresión adaptada a la Norma Venezolana 1753 – 2006, 2008.

[5] Susana Rojas Martínez, **Diseños de Muros de Contención Sector la Aguada Comuna de Corral** [Tesis]. Valdivia- Chile: Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles. 2009.

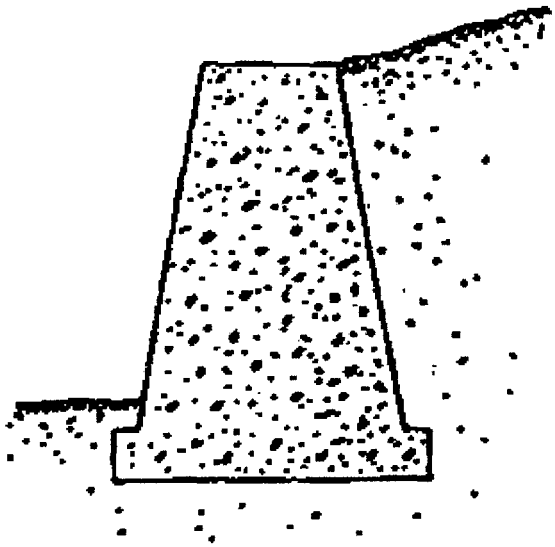


Figura Nº 05: Muro de contención de gravedad

- **MURO DE CONTENCIÓN DE SEMIGRAVEDAD**

  Muros de contención de gravedad donde para minimizar el tamaño de las secciones se utilizan pequeñas cantidades de acero.[5]

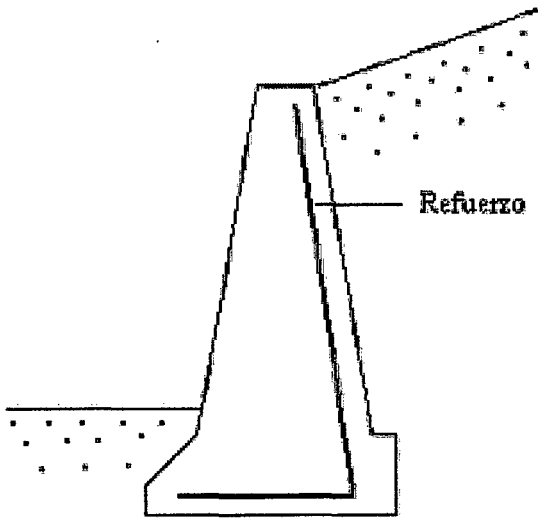


Figura Nº 06: Muro de contención de semigravedad

- **MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO**

  Son muros de concreto armado y consiste en un tallo delgado y una losa base; son económicos hasta una altura aproximadamente 8.00 m.[5]

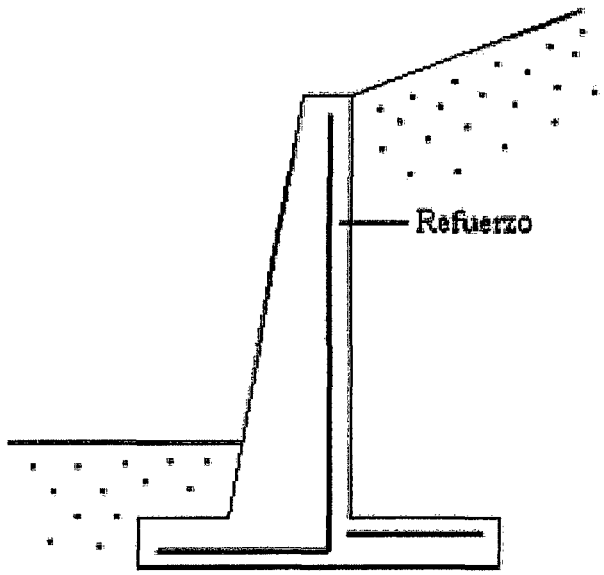


Figura N° 07: Muro de contención en voladizo

- **MURO DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE**

Son similares a los muros en voladizo, pero a intervalos regulares tienen losas verticales delgadas de concreto conocidos como contrafuertes que une entre sí el muro con la losa de la base. La finalidad de esos contrafuertes es reducir las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes.[5]

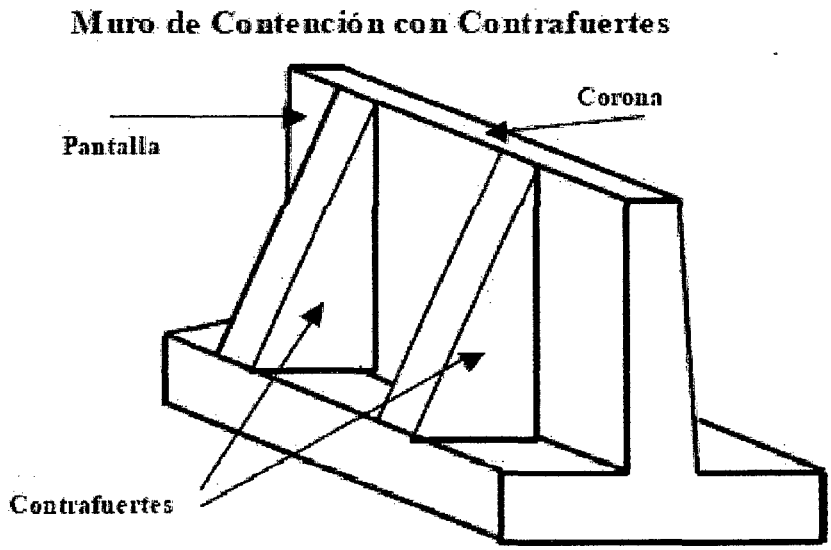


Figura N° 08: Muro de contención con contrafuerte

2.2.2. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

2.2.2.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA

El diseño de este tipo de estructuras sigue la metodología de analizar estructura formada por el suelo reforzado con geomallas como un bloque rígido. Esta es la metodología más conveniente en este tipo de estructuras, que aunque conservadora es la más segura y económica existente.

Las geomallas conforman una red regular de elementos de tensión, con aberturas de superficie tamaño para permitir la interacción con el suelo, roca u otro material geotécnico que lo rodee. Las geomallas pueden ser fabricadas a partir de una lámina de geomembrana perforada y pre - tensada en rodillos, mejorando su resistencia al creep; las geomallas son fabricadas de este modo como uniaxiales *(polietileno) o biaxiales (polipropileno). Otro modo de fabricación son las geomallas* de fibras de poliéster de alta tenacidad envueltas en una vaina de polipropileno, cuyas conexiones se forman fusionando las envolturas.

El tipo de geomalla utilizada en las estructuras de suelo reforzado es usualmente la **mono-orientada o uniaxial**, la cual posee una resistencia a la tensión mayor en la dirección principal que en la dirección transversal. Esta tecnología produce productos con altas propiedades mecánicas que permiten su uso en aplicaciones estructurales.

Estos materiales son químicamente inertes, tienen gran resistencia a la tensión y alto módulo. Son específicamente producidos para reforzar el suelo. El suelo y el agregado producen una trabazón en las aberturas de la geomallas, lo que confina el material y limita sus desplazamientos laterales aumentando la resistencia al corte. La compactación del suelo produce una interconexión suelo – geomalla por lo que se obtiene un alto nivel de resistencia a la tensión.

La estructura compuesta suelo-geomalla actúa, por tanto, como si tuviera una resistencia intrínseca a la tensión. La geomalla produce una especie de cohesión en materiales que de otra forma serían no - cohesivos. La estructura suelo - geomalla combina la gran resistencia a la compresión del suelo con la resistencia a la tensión de la geomalla. Se obtiene entonces un material con mayor rigidez y estabilidad que el suelo por sí solo. La capacidad de la geomalla para absorber esfuerzos y

distribuirlos aumenta la resistencia de la masa reforzada ante cargas estáticas y dinámicas.

Las geomallas, por lo tanto, constituyen una innovadora y ventajosa solución desde un punto de vista técnico y económico para todas las aplicaciones que requieren mejorar las características de suelos granulares, cohesivos o no consolidados.

El análisis de estabilidad de la estructura reforzada con este método se basa en la teoría del equilibrio límite, a través de la cual se puede establecer el margen de seguridad respecto al estado de falla de la estructura. El procedimiento de diseño, consiste en el análisis consecutivo de 4 posibles tipos de falla.

- Análisis de Estabilidad Externa.
- Análisis de Estabilidad Interna.
- Análisis de Estabilidad Global.
- Análisis de Estabilidad Local. (Análisis adicional)

2.2.2.1.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

El bloque conjunto suelo-geomalla es considerado como un bloque rígido, el cual es sometido a los mecanismos de falla de los muros de contención convencionales, tales como: deslizamiento en la base, vuelco y falla por capacidad de carga en la base, lo cual constituye el análisis de estabilidad externa.

En este análisis se determina la geometría de la estructura y las dimensiones del refuerzo. A continuación se indica el procedimiento de diseño:

a. Determinación de la geometría de la estructura

Esta depende de factores como la altura total **(h)**, la profundidad de cimentación **(d)**, el ángulo de inclinación superior **(β)** y la carga distribuida **(q)**. La profundidad de cimentación del muro es determinada de acuerdo a las características específicas del terreno, tales como: la profundidad de congelamiento en climas fríos, el tipo de inclinación en el pie del muro, la presencia de arcillas expansivas en el terreno de cimentación, la actividad sísmica del área, etc.

La profundidad requerida de cimentación usualmente es 0.50 m mayor a aproximadamente el 10% de la altura expuesta del muro. Si esta porción de altura de muro igual a la profundidad de la cimentación es mantenida expuesta durante

el proceso de construcción del muro y es posteriormente cubierta, en el cálculo de la altura total (**h**) del muro se tendrá que considerar, además de la parte expuesta del muro, también esta parte cubierta en la cimentación.

A menos que esta porción de muro sea cubierta inmediatamente, antes de terminar la construcción total de la estructura, la altura total (h) de la estructura, será igual solo a la altura expuesta del muro. Finalmente, la altura total (h) del muro, es la altura de diseño para todos los procedimientos y cálculos que se mostrarán más adelante.

La presencia de una superficie inclinada en la parte superior del muro se toma en cuenta en los cálculos de un apropiado coeficiente de empuje de terreno (K_a) y en la determinación de la altura final del muro por encima de las capas de refuerzo, en el análisis de estabilidad externo del empuje del terreno, tal y como se puede ver en la *Figura N° 09.*

El ángulo de inclinación del suelo retenido en la parte superior influye fuertemente en la determinación del número y la longitud de los refuerzos de geomalla; en algunos casos es más seguro y conveniente aumentar la altura del muro, para así disminuir el ángulo de inclinación del terreno retenido en la parte superior a la estructura. Este ángulo siempre deberá ser menor que el ángulo de fricción del terreno; el resto deberá ser reforzado con geomallas.

Este procedimiento de diseño es exacto para ángulos de inclinación menores a 20°. Cuando un muro presente una gran longitud de superficie inclinada, deberá realizarse un análisis de estabilidad global exacto. La sobrecarga aplicada se considera vertical y distribuida uniformemente sobre toda la longitud de la superficie; el rango normal de esta sobrecarga varía de 5 a 20 kPa; las cargas puntuales y lineales tienen una distribución más compleja, la cual no consideraremos en este procedimiento.

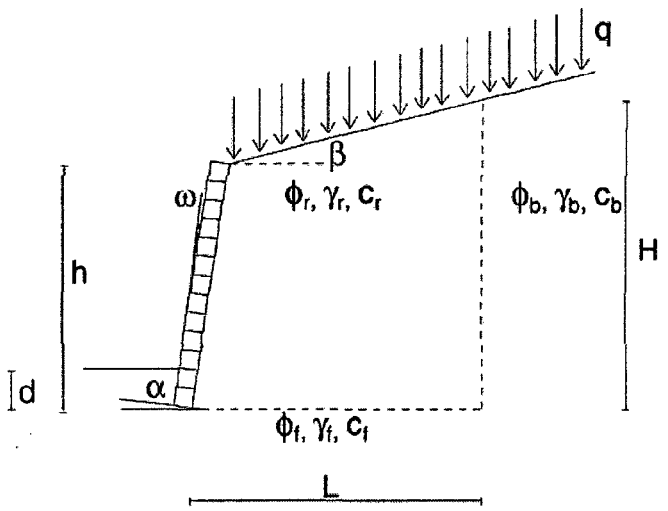


Figura N° 09: *Geometría de la estructura*

b. Características geotécnicas del suelo

Estas están definidas por su peso específico total, el ángulo de fricción interna y la cohesión. Estas características deberán ser definidas tanto para el suelo reforzado de relleno, como para el suelo retenido y el terreno de cimentación. En los *cálculos de presiones laterales de terreno, la cohesión del suelo reforzado o de* relleno y la del suelo retenido son obviadas por consideraciones de seguridad.

Una de las principales ventajas de trabajar con geomallas para suelos reforzados es que pueden ser usadas con el suelo que se encuentra en el sitio o lugar de construcción de la estructura, ya sea suelo granular o fino. Como es normal, se deberá tener un especial cuidado cuando se trabaja con suelos en condiciones no drenadas; el nivel de la napa freática deberá de ser identificado y corregido en el caso de estar dentro o cercano al volumen de suelo reforzado.

Un sistema de drenaje deberá ser colocado en la parte posterior de la zona reforzada; este sistema de drenaje puede ser una capa de geocompuesto, un sistema de tuberías colectoras, o un sistema de drenaje libre de suelo granular entre dos capas de filtro geotextil no tejido. Este sistema es diseñado para prevenir la formación de posibles presiones hidrostáticas.

Un sistema de drenaje adicional se puede colocar en la parte frontal de la estructura, si el muro ha sido diseñado con unidades frontales (bloques de concreto o similar) impermeables; en presencia de un flujo de agua o escorrentía

sobre la superficie del muro, un drenaje apropiado deberá ser diseñado.

c. Características de diseño de las geomallas

Los factores más importantes en el diseño de una estructura de suelo reforzado son los esfuerzos de tensión de las capas de refuerzo y su capacidad para transmitir y recibir los esfuerzos hacia y desde el terreno circundante. Las geomallas han sido diseñadas para adherirse al terreno y crear una distribución de miembros de soporte dentro de la estructura, lo cual permite el reforzamiento del suelo.

Estos miembros soporte son las cruces o barras transversales de las geomallas, las cuales están conectadas integralmente con las barras longitudinales, para así transmitir totalmente los esfuerzos del suelo a la geomalla; ningún movimiento entre barras es permitido. Las geomallas tienen una resistencia en sus uniones, la cual es siempre mayor al esfuerzo o carga de diseño.

Las geomallas tienen altos coeficientes de desplazamiento y arrancamiento (anclaje) directo para todos los suelos. Estas características permiten construir un muro de contención de suelo reforzado, con la menor longitud de refuerzo requerida, y de esta manera ahorrar en tiempo y dinero en excavación, compactación, movimiento de tierras e instalación.

La resistencia al esfuerzo máximo de una geomalla es determinada mediante ensayos intensivos de cargas a tensión; estas pruebas son extrapoladas para más de 10,000 horas y su resultado es una vida útil de aproximadamente 100 años. El coeficiente de deslizamiento directo de suelo-geomalla (Cds) está determinado a través de un equipo de corte directo de 30 cm. x 30 cm. de área de contacto, bajo la aplicación de una fuerza vertical; similarmente a este ensayo se realiza otro para determinar el coeficiente de arrancamiento (anclaje) de suelo-geomalla (Cpo).

Cuando se diseña un muro de contención de suelo reforzado, es importante la distribución de las capas de refuerzo dentro de la altura total de la estructura, considerando que el espaciamiento entre capas adyacentes no deberá ser mayor que 1.00 m, aunque es posible tener áreas propiamente no reforzadas. El espaciamiento entre dos capas de refuerzo de geomallas varía debido a la calidad

de suelo y el tamaño de partícula de éste; por ejemplo, si se quiere reforzar un suelo pobre, lo más conveniente no es seleccionar una geomalla de mayor resistencia, sino es la selección de varias capas de refuerzo de geomallas de menor resistencia, las cuales ejercerán una mejor interacción global entre el suelo-geomalla.

Algunas veces, el paramento frontal y la geomalla no están totalmente conectados, esto se debe a que pueden existir elementos detrás del paramento, tales como postes verticales detrás de la pared frontal.

En estos casos la proporción Rc entre el área horizontal total y el ancho de reforzamiento es menor al 100%, pero cabe recalcar que siempre deberá de ser mayor a 75%.

El coeficiente de deslizamiento global (Cg) está dado por la siguiente expresión:

$$\mathbf{C_g = 1 - R_c * (1 - C_{ds})}$$

Dónde:

Cg : Coeficiente global de deslizamiento.

Rc : Proporción de geomalla horizontal.

Cds : Coeficiente de deslizamiento directo.

Para un diseño preliminar con geomallas, se puede tomar los valores de los coeficientes que se muestran en la *Tabla N° 02*, y en la *Tabla N° 03*, lo cuales han sido determinados mediante una comprobación intensiva para varios tipos de suelos.

Tabla N° 02: Valores típicos de coeficiente de deslizamiento directo Cds entre suelo – geomalla (Geomallas mono-orientadas)

Tipo de Suelo	Mínimo	Máximo
Grava	0.90	1.00
Arena	0.85	0.95
Limo	0.80	0.90
Arcilla	0.75	0.85

Tabla N° 03: Valores típicos de coeficiente de arrancamiento o anclaje Cpo entre suelo – geomalla (Geomallas mono-orientadas)

229

Tipo de Suelo	Mínimo	Máximo
Grava	0.90	1.50
Arena	0.85	1.20
Limo	0.80	1.00
Arcilla	0.75	0.90

Los coeficientes de las tablas mostradas, se podrán utilizar en las siguientes expresiones:

$$T_{ds} = \sigma'_n . C_{ds} . \tan\emptyset$$
$$T_{po} = \sigma'_n . C_{po} . \tan\emptyset$$

Dónde:

Tsd : Resistencia al esfuerzo de corte debido al deslizamiento.

Tpo : Resistencia al esfuerzo de corte debido al deslizamiento.

σ'_n : Esfuerzo efectivo vertical.

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

d. Calculo del coeficiente de empuje del terreno

El coeficiente de presión de tierras activo (K_a) para un muro de contención teniendo en cuenta un ángulo de inclinación superior del terreno (β), se define de la siguiente manera:

Según la teoría de Rankine:

$$K_a = \cos\beta . \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}$$

Según la teoría de Coulomb:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega + \beta)}{\cos^2(\omega + \alpha) . \cos(\omega + \alpha - \delta) . \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) . \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\phi + \omega - \alpha) . \cos(\omega + \alpha + \beta)}}\right]}$$

Dónde:

K_a : Coeficiente activo de empuje de terreno.

β : Angulo de inclinación del terreno superior retenido.

ω : Angulo de inclinación del parámetro frontal del muro.

α : Angulo de inclinación de la base de la estructura.

δ : Angulo de inclinación de la fuerza de empuje del terreno.

Diversos autores, incluso la Federal Highway Administration (FHWA) y la AASHTO recomiendan la Teoría de Rankine para un análisis interno de las estructuras, mientras que la Teoría de Coulomb se utiliza para un análisis externo. La Teoría de Coulomb permite tener en cuenta la geometría real del muro, e incluso la inclinación del paramento (ω) y de la base (α). Cabe señalar que la Teoría de Rankine se ha mostrado muy sobre estimada en las presiones laterales del terreno.

El coeficiente de empuje activo del terreno puede ser calculado, tanto para el suelo reforzado (K_{ar}), como para el suelo retenido (K_{ab}), siempre y cuando estos tengan ángulos de fricción diferentes (ϕ_r), (ϕ_b) respectivamente. Para hacer un diseño conservador, se usará la Teoría de Rankine.

e. Calculo de la fuerza de empuje del terreno

Para ello necesitamos conocer la altura total de la estructura (**H**), la que viene dada por la siguiente expresión:

$$\mathbf{H = h + L.\tan\beta}$$

Dónde:

H : Altura total de la estructura sobre la cual existe empuje.

h : Altura del parámetro.

L : Longitud del refuerzo de geomalla.

Conociendo la altura (**H**), se calculan las fuerzas de empuje, debido a la sobrecarga (**q**) y al terreno retenido, tal y como sigue:

$$\mathbf{F_{db} = 0.5 * Kab * \gamma_b * H^2}$$

$$\mathbf{F_{qb} = q * Kab * H}$$

$$\mathbf{F_{tb} = F_{db} + F_{qb}}$$

Dónde:

F_{db} : Fuerza de empuje debido al suelo retenido.

F_{qb} : Fuerza de empuje debido a la sobrecarga (q).

F_{tb} : Fuerza de empuje total.

q : Sobrecarga distribuida uniformemente horizontal.

K_{ab} : Coeficiente de empuje activo del suelo retenido.

γ_b : Peso específico del suelo retenido.

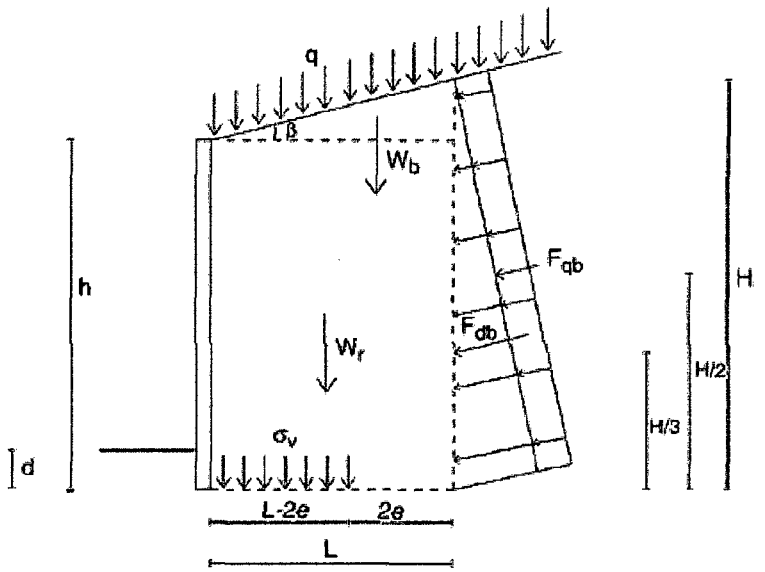


Figura N° 10: *Fuerzas que actúan sobre un muro*

Como usualmente se trabaja para varias capas de refuerzo, las cuales se encuentran a diferentes alturas con respecto al nivel de la base, las fuerzas de empuje se pueden expresar de la siguiente manera:

$$\mathbf{F_{db}(y) = 0.5 * Kab * \gamma_b * (H - y)^2}$$

$$\mathbf{F_{qb}(y) = q * Kab * (H - y)}$$

$$\mathbf{F_{tb}(y) = F_{db}(y) + F_{qb}(y)}$$

Dónde:

y : Altura de la base en análisis.

h : Altura con respecto a la base en la que se está analizando las fuerzas.

La componente horizontal de la fuerza, se puede calcular mediante la Teoría de Coulomb, de la siguiente manera:

$$\mathbf{F_{dbh} = F_{db} * \cos(\delta - \omega - \alpha)}$$

$$\mathbf{F_{qbh} = F_{qb} * \cos(\delta - \omega - \alpha)}$$

$$\mathbf{F_{tbh} = F_{dbh} + F_{qbh}}$$

Mientras que por la Teoría de Rankine, se obtienen las siguientes expresiones:

$$F_{dbh} = F_{db} * \cos\beta$$

$$F_{qbh} = F_{qb} * \cos\beta$$

$$F_{tbh} = F_{dbh} + F_{qbh}$$

Dónde:

F_{dbh} : Fuerza de empuje horizontal debido al terreno retenido.
F_{qbh} : Fuerza de empuje horizontal debido a la sobrecarga.
F_{tbh} : Fuerza de empuje horizontal total.

Cabe recalcar que en este tipo de estructuras, en lo que respecta a las cargas vivas se considerará, lo mencionado en el caso anterior.

f. Análisis de deslizamiento de la base de muro.

Para ello se requiere conocer previamente el peso de la estructura, tanto del volumen del suelo reforzado (W_r), como el peso del volumen de suelo retenido (W_b), así también el peso debido a la sobrecarga (Q), como se observa en la *Figura N° 10*, mediante las siguientes expresiones:

$$W_r = L * h * \gamma_r$$

$$W_b = 0.5 * \gamma_r * L^2 * \tan\beta$$

$$Q = q * L$$

Dónde:

W_r : Peso del volumen de suelo reforzando.
W_b : Peso del volumen de suelo retenido.
Q : Peso debido a la sobrecarga.

La resistencia al esfuerzo cortante del suelo retenido y de cimentación deberá de ser lo suficientemente grande, ya que tendrá que resistir las fuerzas horizontales aplicadas a la estructura debido al suelo retenido y a las cargas externas. Se comenzará escogiendo una longitud y una altura tentativa; **las longitudes del refuerzo de geomalla deberán ser mayores que el 60%** de la altura del muro, mientras que la primera capa de refuerzo deberá estar a una altura de **0 a 0.40 m.**

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FSs) a lo largo de la base del muro, está dado por:

$$FS_S = \frac{(W_r + W_b + Q) * \tan\phi_k}{F_{tbh}}$$

225

Dónde:

ϕ_k : Min (ϕ_r, ϕ_f)

ϕ_r : Angulo de fricción del suelo reforzado.

ϕ_f : Angulo de fricción del suelo de cimentación.

Si la estructura se encuentra embebida en el terreno (cimentación) desde la construcción, entonces $\phi_k = \phi_r$.

g. Análisis de deslizamiento a lo largo de la primera capa de geomalla (h_1)

Este paso sirve para verificar si la longitud de esta es apropiada. Para realizar este análisis, se debe considerar el coeficiente de interacción global del suelo-geomalla.

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FS_g) a lo largo de la primera capa de refuerzo de geomalla, está dado por la siguiente expresión:

$$FS_g = \frac{(W_r + W_b + Q - W_1) * \tan\chi\phi_r * C_g}{F_{tbh}(h_1)}$$

Dónde:

W_1 : Peso de la estructura entre la base y la primera capa de refuerzo.

$F_{tbh}(h1)$: Fuerza $F_{tbh}(y)$ cuando se evalúa y=h1.

Hay que tener en cuenta que:

$$W_1 = L * h_1 * \gamma_r$$

h. Análisis de vuelco del muro con respecto al extremo de la base

En este análisis lo más importante es la determinación del Factor de Seguridad de Vuelco (FS_o), el cual se obtiene mediante la comparación de momentos con respecto al extremo de la base.

Estos momentos pueden ser resistentes y actuantes, entre los resistentes (opuestos al vuelco), tenemos el momento originado por el peso de la estructura (W_r), por el terreno encima de la estructura (W_b) y por la sobrecarga superior (Q); mientras que los momentos actuantes (a favor del vuelco), son originados por las fuerzas de empuje del terreno retenido sobre la estructura tales como F_{qbh} y F_{dbh}. En la Figura 03.10 se ilustra estas fuerzas.

Cabe recalcar que si este Factor de Seguridad al Vuelco (FS_o), es menor que la unidad, entonces la longitud de refuerzo tendrá que aumentar. A continuación se muestra la expresión que nos permite hallar este valor:

$$\mathbf{FS_0 = \frac{(3 * W_r + 3 * Q + 4 * W_b) * L}{(2 * F_{dbh} + 3 * F_{qbh}) * H}}$$

i. Análisis de la capacidad de carga en la base del muro

El Factor de Seguridad de Capacidad de Carga (FS_b), es calculado mediante la Teoría de Distribución de Esfuerzos de Meyerhof. Esta teoría indica que la distribución de esfuerzos sobre la base, puede ser asumida como uniforme sobre una longitud efectiva, tal y como se muestra a continuación:

$$\mathbf{L' = L - 2 * e}$$

Dónde:

L : Longitud de la base del muro.

L' : Longitud efectiva de la base del muro.

e : Excentricidad de la fuerza resultante en la base del muro.

La excentricidad "e" deberá ser menor que un sexto de la longitud de refuerzo (L/6), para así evitar la existencia de esfuerzos de tracción en la base (en este caso la fuerza resultante sobre la base cae en su centro de inercia). El valor de "e" se puede hallar mediante:

$$\mathbf{e = \frac{(2 * F_{dbh} + 3 * F_{qbh}) * H - W_b * L}{6 * (W_r + W_b + Q)} < \frac{L}{6}}$$

La capacidad de carga última Qult según Meyerhof, se puede expresar a través de la siguiente fórmula (donde usualmente la profundidad de cimentación "d" es considerada cero) y los factores de carga Nq, Nc y Nγ son hallados mediante la teoría clásica de capacidad de carga.

$$\mathbf{Q_{ult} = N_c * c_f + 0.5 * N_\gamma * (L - 2 * e) * \gamma_f + d * \gamma_f * N_q}$$

Dónde:

Q_{ult} : Capacidad de carga ultima.

c_f : Cohesión del suelo de cimentación.

γ_b : Peso específico del suelo de cimentación.

Los factores de capacidad de carga han sido propuestos por diversos autores. A continuación se muestra las expresiones que dan originan sus valores:

$$N_q = e^{\pi * \tan\phi} * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)/\tan\phi$$

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

Luego, el esfuerzo de aplicado **Qa** sobre la base es:

$$Q_a = \frac{W_r + W_b + Q}{L - 2 * e}$$

Finalmente, el factor de seguridad a la capacidad de carga (FS_b), se halla de la siguiente manera:

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a}$$

j. Verificación final del análisis de estabilidad externa

Este análisis se realiza verificando que los factores de seguridad de estabilidad externa, cumplan con los valores mínimos de diseño, los cuales se presentan en la *Tabla N° 04.*

Tabla N° 04: Valores mínimos de factor de seguridad de estabilidad externa

Factor de Seguridad	Valor Mínimo
Global (FS_g)	1.50
Deslizamiento (FS_s)	1.50
Vuelco (FS_o)	1.50
Capacidad de Carga (FS_b)	2.00

En el caso que los factores de seguridad de estabilidad externa no cumplan con los valores mínimos expuestos en la *Tabla N° 04*, se deberá realizar lo siguiente:

- Incrementar la longitud del refuerzo de la geomalla
- Reducir el ángulo de inclinación del terreno retenido en la parte superior de la estructura.
- Seleccionar un suelo con un mejor ángulo de fricción.
- Seleccionar un suelo de mayor peso específico.
- Aumentar la profundidad de la cimentación de la estructura

2.2.2.1.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

Para obtener la estabilidad interna en una estructura de suelo-geomalla que satisfaga el análisis de estabilidad externa, las capas de refuerzo de geomallas deberán resistir, sin sobreesfuerzo, todos los esfuerzos de tensión inducidos por el suelo de relleno al cual se está reforzando y que se encuentra detrás de la cara frontal del muro, así como los esfuerzos generados por las sobrecargas.

El análisis de estabilidad interna determinará el tipo y el número de capas de refuerzo de geomalla requeridas y verificará si la longitud de las capas de refuerzo es apropiada para poder resistir las fuerzas de arrancamiento o desanclaje.

a. Análisis de falla por sobre – esfuerzo

Un diseño realizado con geomallas es definido y analizado para falla de sobre-esfuerzo o sobre-tensión. Las superficies de falla se asume que están, según la Teoría de Rankine, a lo largo de planos inclinados $(45° + \Phi_f/2)$ con respecto a la vertical, partiendo desde el extremo exterior de la base de la estructura y pasando por los puntos medios entre capas adyacentes.

Esto es preciso para estructuras que tienen el ángulo de inclinación del terreno retenido en la parte superior de 0° a 20°, como se puede ver en la *Figura N° 11*. La elevación de las capas de geomallas deberá ser un múltiplo del espesor de las capas de compactación del suelo y de la altura de las unidades que conforman el paramento frontal; esto facilita y acelera el procedimiento constructivo y reduce los costos de construcción.

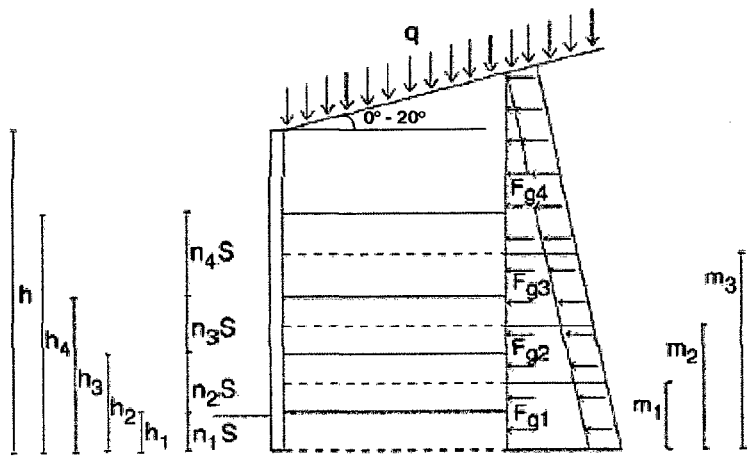


Figura N° 11: *Análisis de sobreesfuerzos de geomalla*

La fuerza de diseño P está generalmente definida por la resistencia del refuerzo de la geomalla, correspondiente al máximo de deformaciones compatibles con el de la capacidad de servicio. La resistencia aceptable en una geomalla está determinada como una fracción del Límite Máximo del Esfuerzo de Diseño (LTDS) por medio de un Factor de Seguridad Total (FS_{total}):

$$T_{all} = \frac{LTDS}{FS_{total}}$$

Dónde:

LTDS = T_{CR} : Fuerza de tensión de diseño (estado límite último) de acuerdo al análisis de ruptura; o,

LTDS = T_{CS} : Fuerza de tensión de diseño (estado límite de servicio) de acuerdo al análisis de esfuerzos.

El Factor de Seguridad Total (FS_{total}) se halla de la siguiente manera:

$$FS_{total} = FS_{construcción} * FS_{químico} * FS_{biológico} * FS_{fatiga}$$

Como se puede ver, el Factor de Seguridad Total (FS_{total}), se determina a través de varios factores de seguridad; los valores empleados según sea su aplicación se presentan en la *Tabla N° 05:*

Tabla N° 05: Valores mínimos de factor de seguridad en geomallas

Factor de Seguridad	Valor Minimo
Construcción ($FS_{construcción}$)	1.10 a 1.50
Degradación Química	1.00 a 1.50
Degradación Biológica	1.00 a 1.30
Fatiga (FS_{fatiga})	2.00 a 3.00

La fuerza de diseño P es determinada aplicando un Factor de Seguridad Global (FS_g) a la resistencia aceptable de la geomalla T_{all}. Dependiendo de la importancia y la vida útil de la estructura este factor de seguridad puede variar entre 1.30 a 1.50 ($1.30 \leq FS_g \leq 1.50$); luego el valor de P se puede hallar de la siguiente manera:

$$P = \frac{T_{all}}{FS_g}$$

220

Dónde:

P : Fuerza de diseño.

T_{all} : Resistencia aceptable de la geomalla.

FS_g : Factor de Seguridad Global.

Luego, la fuerza activa total F_r en el suelo reforzado debido a la cuña de suelo activa y a las sobrecargas, al nivel de la base del muro es:

$$\mathbf{F_r = (0.5 * \gamma_r * h + q) * h * K_{ar}}$$

Dónde:

K_{ar} : Coeficiente de empuje activo del terreno del suelo reforzado o de relleno.

γ_r : Peso específico del suelo reforzado o de relleno.

q : Carga uniformemente distribuida en la superficie.

h : Altura del paramento.

Por otro lado, la fuerza activa total $F_r(y)$ en el suelo reforzado, en la elevación del punto medio $\mathbf{m_i}$ de dos capas adyacentes, se expresa a continuación:

$$\mathbf{F_r(m_i) = [0.5 * \gamma_r * (h - m_i) + q] * (h - m_i) * K_{ar}}$$

Dónde:

m_i : Punto medio "i" entre dos capas adyacentes cualquiera.

La componente horizontal F_{hr} y $F_{hr}(m_i)$ se obtienen tal y como se mostró anteriormente, haciendo uso de la Teoría de Coulomb. El número mínimo requerido de capas de refuerzo (N_{min}) de acuerdo al análisis interno de estabilidad es:

$$\mathbf{N_{min} = \left(\frac{F_{hr} * FS_t}{P * R_c}\right)}$$

Dónde:

FS_t : Factor de seguridad contra Falla de sobreesfuerzo.

R_c : Proporción de área de la geomalla

El número mínimo de geomallas determinado teóricamente puede parecer excesivo para reforzar el suelo de relleno, pero a partir de que las geomallas se colocan en elevaciones definidas ya que tienen que ser múltiplos del espesor de las capas compactadas del suelo y de las dimensiones de los elementos que forman parte

del paramento frontal, y no donde la ubicación del refuerzo sería más óptima; entonces este número deberá de aumentarse.

Las capas de geomallas deben estar espaciadas en la altura del muro, tomando en consideración que, en el fondo, los esfuerzos horizontales son mayores, es por eso que el espaciamiento en la parte inferior entre refuerzos es más pequeño que el que se coloca en la parte superior de la estructura.

Para un muro que tiene como cara frontal un solo panel en toda su altura (no existen bloques, sino es un solo elemento similar a una tablestaca), la primera capa de refuerzo de geomalla se pondrá a una elevación superior del nivel más bajo, es decir el de la base, para así proporcionar una mayor resistencia a la inclinación del muro. Por otro lado, para muros con cara de bloques de concreto o elementos frontales de otro tipo, poniendo una capa de refuerzo en la base, se aumentará la estabilidad e incrementará la capacidad de carga de la cimentación.

El número de capas de compactación de suelo (n_i), entre dos capas de refuerzo adyacentes es seleccionado:

$n_1, n_2, n_3, \ldots\ldots\ldots\ldots, n_i, \ldots\ldots\ldots\ldots, n_n$

Donde usualmente:

$$\mathbf{n_i \leq n_{i+1}}$$

Las elevaciones de las capas de geomalla (h_i) y la elevación de los puntos medio entre dos capas de refuerzo (m_i), son calculadas de la siguiente manera:

$h_1, h_2, h_3, \ldots\ldots\ldots\ldots, h_i, \ldots\ldots\ldots\ldots, h_n$

$$\mathbf{h_i} = \sum_{n=1}^{i} n_n * s$$

$m_1, m_2, m_3, \ldots\ldots\ldots\ldots, m_i, \ldots\ldots\ldots\ldots, m_n$

$$\mathbf{m_i} = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$$

Dónde: $h_0 = m_0 = 0$

Asumimos que una sola capa de refuerzo de geomalla resiste una fuerza lateral horizontal F_{gi} que es igual a la diferencia de la fuerza activa lateral horizontal de Rankine, calculada en el punto medio entre dos capas de refuerzo adyacentes (superior e inferior), tal y como se muestra a continuación:

$$\mathbf{F_{gi}} = \mathrm{F_{hr}(m_{i-1})} - \mathrm{F_{hr}(m_i)}$$

El Factor de Seguridad de Sobreesfuerzo en una capa de geomalla FS_{ti} es calculado de la siguiente forma:

$$\mathbf{FS_{ti}} = \frac{2P}{F_{gi}}$$

Los factores de seguridad de sobreesfuerzo se calcularán para cada capa de geomalla, tomando en cuenta cada elevación h_i. Cuando los factores de seguridad mencionados FS_{ti} son mayores que el Factor de Seguridad de Falla por Sobreesfuerzo FS_t, quiere decir que la estructura está segura contra este tipo de falla. Si esto no ocurre entonces se tendrá que modificar el diseño de la siguiente manera:

- Reducir el espacio entre capas de refuerzo de geomallas.
- Incrementar el número de capas de refuerzo.
- Usar una geomalla que tenga una mayor resistencia límite al esfuerzo.
- Usar un suelo de relleno más friccionante.

b. Análisis de falla por arrancamiento

Una vez realizado el diseño de la geomalla para que pueda resistir las cargas de diseño F_{gi}, la superficie de falla de Rankine que atraviesa a la estructura por el extremo exterior de la base la divide en dos partes, una que se encuentra del lado del paramento frontal que es la parte activa (L_a), mientras que la otra está en la parte posterior en la parte resistente (L_e), tal y como se puede ver en la *Figura N° 12.*

Experimentalmente se ha evidenciado que, para muros verticales con refuerzos "extensibles", tales como las geomallas, la línea de falla coincide con la de Rankine. La superficie de la falla puede ser definida como un plano que atraviesa el pie del muro y con una inclinación de ($45° - \Phi_r/2$) con respecto a la vertical. La longitud de geomalla embebida L_{ei} se halla mediante la siguiente expresión:

$$\mathbf{L_{ai}} = \mathrm{h_i} * \tan\left(45° - \frac{\emptyset_r}{2}\right)$$

$$\mathbf{L_{ei}} = \mathrm{L_i} - \mathrm{L_{ai}}$$

Dónde:

L_{ai} : Longitud activa de la geomalla en h_i.

L_{ei} : Longitud embebida o de anclaje de la geomalla en h_i.

L_i : Longitud total de la capa de refuerzo de geomalla en h_i.

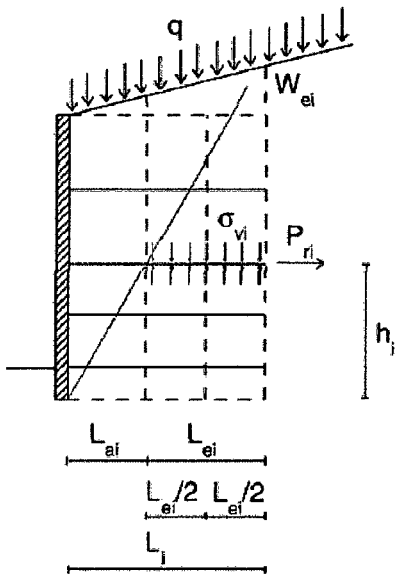


Figura Nº 12: *Análisis de sobreesfuerzos de geomalla*

La fuerza de arrancamiento o desanclaje está determinada por los esfuerzos cortantes entre el suelo y la geomalla; y por la resistencia pasiva que hay entre el suelo que se encuentra en las aberturas de la geomalla y las barras transversales de estas. Las propiedades sobre el arrancamiento o desanclaje de la geomalla, están expresadas por el coeficiente de arrancamiento del suelo-geomalla (C_{po}).

Las fuerzas de arrancamiento o de desanclaje (P_{ri}) en la longitud de refuerzo embebido (L_{ei}) son:

$$\mathbf{P_{ri}} = 2 * C_{po} * L_{ei} * \sigma_{vi} * \tan\emptyset_r$$

En la que tenemos que:

$$\boldsymbol{\sigma_{vi}} = (h - h_i) * \gamma_r + q + \frac{W_{ei}}{L_{ei}}$$

$$\mathbf{W_{ei}} = 0.5 * (L_{ai} + L_i) * \tan\beta * \gamma_r * L_{ei}$$

Dónde:

P_{ri} : Fuerza de arrancamiento o desanclaje en la altura h_i.

C_{po} : Coeficiente de arrancamiento o desanclaje del suelo – geomalla.

σ_{vi} : Esfuerzo vertical en la altura h_i.

W_{ei} : Peso del volumen superior posterior entre la línea de falla y la capa de refuerzo en la altura h_i.

La longitud de refuerzo de geomalla (L_i) deberá mantenerse igual o mayor que el ancho de la base de la estructura (L), cuando la altura en la que se encuentra el refuerzo de geomalla es más baja que los 2/3 de la altura total del muro; para alturas mayores, la longitud del refuerzo puede ser cuidadosamente reducida. El Factor de Seguridad de Arrancamiento o Desanclaje (FS_{pi}) para cada capa de refuerzo puede ser calculado de la siguiente manera:

$$FS_{pi} = \frac{P_{ri}}{F_{gi}}$$

Todos los factores de seguridad para todas las capas de refuerzo deberán de ser mayores que el requerido por el diseño. Si estos no son altos entonces se recomienda lo siguiente:

- Incrementar todas las longitudes de los refuerzos.
- Incrementar la longitud del refuerzo donde el FS_{pi} fue bajo.
- Reducir el esfuerzo activo horizontal sobre la capa de refuerzo mediante la reducción del espaciamiento entre capas de refuerzo.
- Incrementar el esfuerzo vertical σ_v en la capa de geomalla mediante el decremento de las alturas de las geomallas.

2.2.2.1.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

El movimiento general de la masa de la estructura de un muro y del suelo adyacente a esta, es llamado falla de estabilidad global, tal como se puede ver en la *Figura N° 13*. En el caso del presente trabajo, este análisis lo realizaremos mediante el programa **Geo5 v14**, de diseño de muros de suelo reforzado.

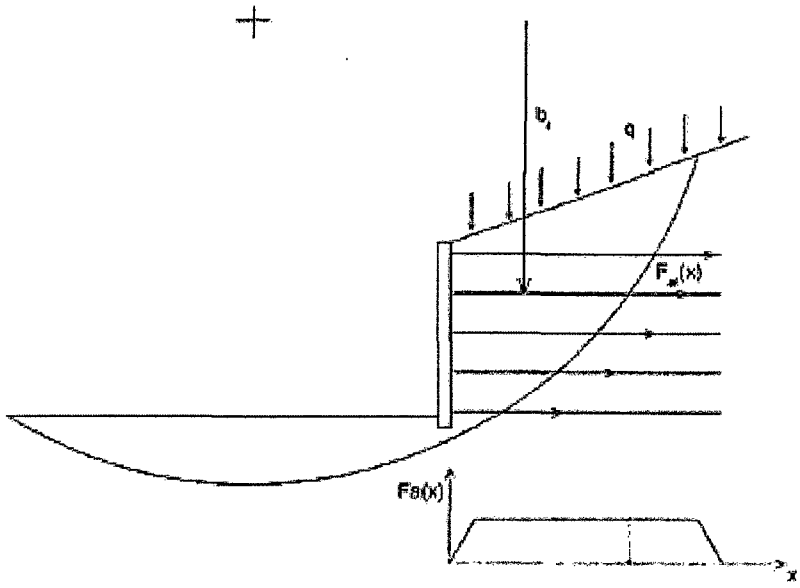


Figura Nº 13: Estabilidad global de la estructura.

2.2.2.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO

CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ.

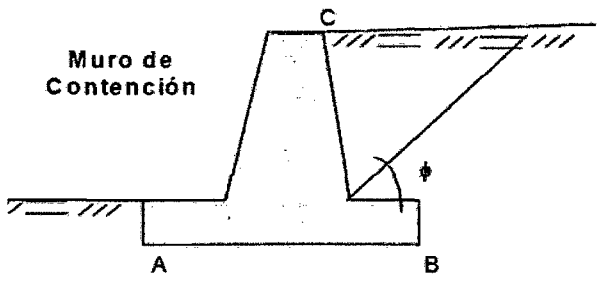


Figura Nº 14: Angulo de talud natural.

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este defecto.

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de la tierra, ver figura 15.

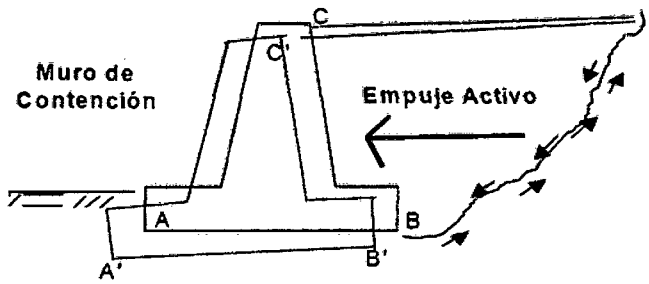


Figura Nº 15: *Empuje activo*

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo, *ver figura Nº 16.*

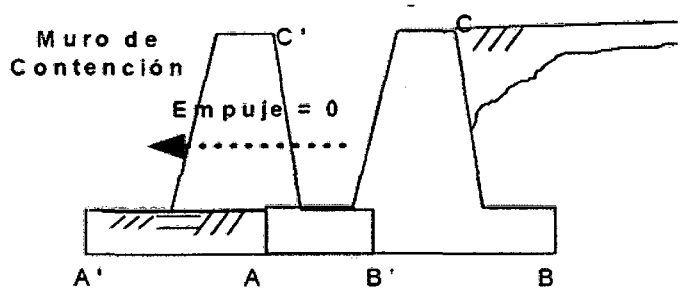


Figura Nº 16: *Empuje nulo*

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, las tierras así comprimidas en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de la tierra, *ver figura Nº 17 .*

Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

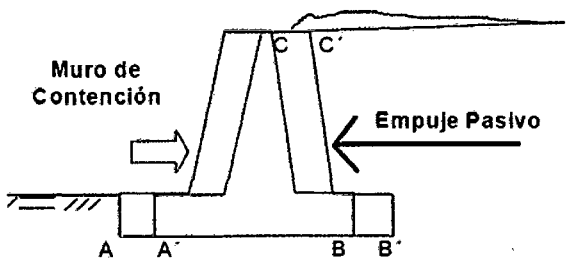


Figura Nº 17: *Empuje pasivo*

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo de la tierra, *ver figura Nº 18.*

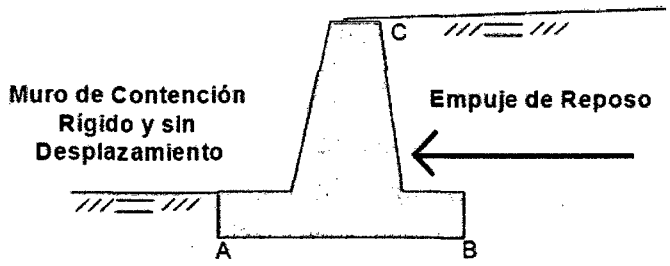


Figura Nº 18: *Empuje de reposo*

Se puede apreciar que los empujes de tierra se rencuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro o pared de retención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollan empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre el empuje activo y pasivo.

Con el estado actual del conocimiento se pueden estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión. Los suelos arcillosos tienen apreciable cohesión, son capaces de mantener taludes casi verticales cuando se encuentran en estado seco, no ejercen presión sobre las paredes que lo contienen, sin embargo, cuando estos suelos se saturan, pierden prácticamente toda su cohesión, originando empuje similar al de un fluido con el peso de la arcilla, esta situación nos indica que si se quiere construir un muro para contener arcilla, este debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado, más resistente que los muros diseñados para sostener rellenos no cohesivos. En caso de suelos mixtos conformados por arena y arcilla, es conveniente despreciar la cohesión, utilizando para determinar el empuje de tierra solo el ángulo de fricción interna del material.

ESTABILIDAD

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la

estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parcialmente sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; sin el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida.

En un muro pueden fallar las partes individuales por no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, para diseñar contra esta posibilidad se requiere la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes. En el caso de muros de contención de concreto armado, se puede emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por el código ACI, para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural.

a. Método de los esfuerzos admisibles o estado límite de servicio

Las estructuras y elementos estructurales se diseñaran para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida **Rs,** la cual se calculara para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas.

En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad **FS** establecido por las normas o especificaciones técnicas.

$$\mathbf{R_s \leq R_{adm}}$$

$$\mathbf{R_{adm} \leq \frac{R_n}{FS}}$$

Dónde:

R_n: Resistencia nominal, correspondiente al estado límite de agotamiento resistente, sin factores de minoración. Esta resistencia es función de las características mecánicas de los materiales y de su geometría.

R_{adm}: Resistencia admisible. Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto originados en la interface suelo-muro

b. Estabilidad al deslizamiento y al volcamiento

Donde se incluya sismo se puede tomar **FS≥1.4**. Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes **Me**, producidos por el peso propio del muro y el peso del relleno y los momentos de volcamiento **Mv**, producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento **FSv**, esta relación debe ser mayor de1.50.

$$\mathbf{FS_v = \frac{Me}{Mv} \geq 1.50}$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro, la relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento FSd, esta relación debe ser mayor de 1.50. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura.

Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$\mathbf{FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.50}$$

$$\mathbf{F_r = \mu(R_v + E_v) + c`B + E_p}$$

$$\mathbf{\mu = \tan\delta}$$

$$\mathbf{c` = (0,5\ a\ 0.7)c}$$

Dónde:

F_r : Fuerza de roce.

E_h : Componente horizontal del empuje.

R_v : Resultantes de la fuerzas verticales.

B : Ancho de la base del muro.

c` : Coeficiente de cohesión modificado.

c : Coeficiente de cohesión del suelo de fundación.

μ : Coeficiente de fricción suelo-muro.

δ : Ángulo de fricción suelo-muro, a falta de datos precisos se puede tomar $\delta = \frac{2}{3}\phi$.

$$\mathbf{Fs\ volc.} = \frac{\text{Mom. estabilizantes}}{\text{Mom. actuantes del suelo}} = \frac{\mathbf{Me}}{\mathbf{Mas}} \geq \mathbf{2.00}$$

c. Presiones de contacto

La capacidad admisible del suelo de fundación σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ_{max}. Transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{Cap.portante}}$$

$FS_{Cap.portante}$, es el factor de seguridad a la falla por capacidad de suelo, este valor debe ser menor que 3 para cargas estáticas.

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de largas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad **ex** de la fuerza resultante vertical **Rv**, medida desde el centro de la base del muro **B**, no debe exceder del sexto del ancho de esta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto

del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante Rv coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones siguientes:

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

Xr, es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si: $e_x \leq B/6$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B}\left(1 - \frac{6e_x}{B}\right)$$

Si : $B/6 \leq e_x \leq B/2$

$$\sigma_{max} = \frac{2R_v}{3\left(\frac{B}{2} - e_x\right)}$$

$$\sigma_{min} = 0$$

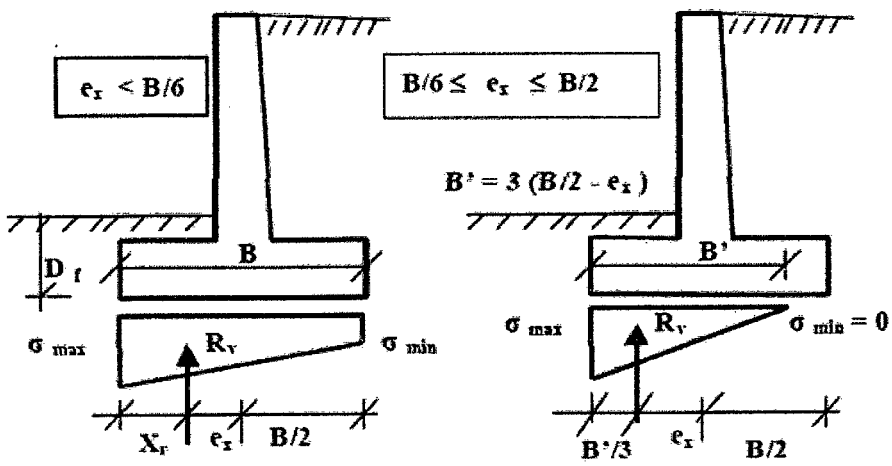


Figura N° 19: *Presión de contacto muro-suelo de fundación*

- **INCUMPLIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD**

En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o a las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.

Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, para ello hay varias alternativas:

a. Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo-muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia $2*H_d$ medida desde el extremo de la puntera, H_d es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

b. Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo-muro.

c. Hacer uso del empuje pasivo **Ep**, su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que este aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que puedan ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón.

VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE Y FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL MURO (PANTALLA Y ZAPATA)

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, presiones de contacto y estando conformes con ellas, se debe verificar que los esfuerzos de corte y flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por las normas.

a. VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS POR CORTE.

La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

Donde **Vu**, es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y **Vn** es la resistencia al corte nominal calculado mediante:

$$\mathbf{V_n = V_c + V_s}$$

Donde **Vc**, es la resistencia la corte proporcional por el concreto, y **Vs** es la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia la corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no se estila colocar acero de refuerzo por corte, es decir Vs=0

$$\mathbf{V_c = 0.53\sqrt{f_c}.b_w.d}$$

Donde, **fc** es la resistencia a la compresión del concreto kg/cm2, **bw** es el ancho del alma de la sección, en cm, en nuestro caso como se analizan los muros en fajas de 1m de ancho bw =100cm, **d** es la altura medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

b. VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE FLEXIÓN

La resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$\mathbf{M_u \leq \Phi M_n}$$

M_u es el momento flector mayorada en la sección considerada y M_n es el momento nominal resistente.

En elementos sujetos a flexión el porcentaje de refuerzo en tensión o cuantía de la armadura en tracción ρmax, no debe exceder del 0.75 de la cuantía de armadura balanceada **ρb** que produce la condición de deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial. Para lograr secciones menos frágiles en zonas sísmicas ρmax no debe exceder de 0.50 de ρb. La máxima cantidad de refuerzo en tensión de elementos sujetos a flexión está limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

$$\rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$\rho_{max} = 0.75\rho b$, zona no sísmica

$\rho_{max} = 0.50\rho b$, zona sísmica

A_s es el área de acero de refuerzo en tensión en cm2, **b** el ancho de la cara a compresión del elemento en cm, y **d** la altura útil en cm.

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas no sísmicas:

$$\mathbf{d} \geq \sqrt{\frac{\mathbf{M_u}}{\mathbf{0.263.\Phi f_c.b}}}$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas sísmicas:

$$\mathbf{d} \geq \sqrt{\frac{\mathbf{M_u}}{\mathbf{0.189.\Phi f_c.b}}}$$

2.2.2.2.1. EVALUACIÓN DEL EMPUJE DE TIERRAS

Los muros son estructuras cuyo principal objetivo es el de servir de contención de terrenos naturales o de rellenos artificiales. La presión del terreno sobre el muro está fundamentalmente condicionada por la deformabilidad de este. Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de la deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar drenajes hidrostáticos que puedan originar fuerzas adicionales no deseables.

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

- Presión estática debida a cargas gravitatorias.
- Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre el muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra **E** se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$\mathbf{E} = \left(\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\boldsymbol{\gamma}\mathbf{H}^{\mathbf{2}}\right)\mathbf{K}$$

H : altura del muro

γ : Peso específico del suelo contenido por el muro

k : Coeficiente de empuje de tierra.

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (altura y geometría) del muro y de las características del suelo de fundación.

El movimiento del tope del muro requiere para alcanzar la condición mínima activa o la condición máxima pasiva, un desplazamiento Δ por rotación o traslación lateral de este, los valores límites de desplazamiento relativo requerido para alcanzar la condición de presión de tierra mínima activa o máxima pasiva se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 06: Valores de movimiento relativo Δ/H para alcanzar la condición mínima activa y máxima pasiva de presión de tierras.

Tipo de suelo	Valores de Δ/H	
	Activa	Pasiva
Arena densa	0,001	0,01
Arena medianamente densa	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compacto	0,002	0,02
Arcilla compacta	0,010	0,05

a. PRESIÓN ESTÁTICA

La presión estática puede ser de reposo o activa.

i. **EMPUJE DE REPOSO**: Cuando el muro está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y genera un empuje total E_0, aplicado en el tercio inferior de la altura.

$$\mathbf{E_0} = \left(\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\boldsymbol{\gamma}\mathbf{H}^{\mathbf{2}}\right)\mathbf{K_0}$$

K_0, coeficiente de presión en reposo

ii. EMPUJE ACTIVO

Cuando la parte superior del muro se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total **Ea,** aplicada en el tercio inferior de la altura.

$$\mathbf{E_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_a}$$

K_a, coeficiente de presión activa. Este coeficiente se puede determinar con las teorías de Coulumb o Rankine para suelos granulares.

- **ECUACIÓN DE COULOMB.**

En el año 1773 el francés Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, en donde fundamenta una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
- La superficie de falla es plana.
- El suelo posee fricción, siendo ∅ el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre este y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
- La reacción Ea de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo δ con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa (δ= 0°), el empuje activo actúa perpendicular a ella.
- La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo ∅ con la normal al plano de falla.

El coeficiente **Ka**, según Coulomb es:

$$\mathbf{K_a} = \frac{\mathbf{\sin^2(\psi + \phi)}}{\mathbf{\sin^2 \psi . \sin(\psi - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta).\sin(\phi + B)}{\sin(\psi - \delta)\sin(\psi + B)}}\right]^2}}$$

ψ, ángulo de la cara interna del muro con la horizontal

B, ángulo de relleno con la horizontal

δ, ángulo de fricción suelo-muro

Siendo las recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse como: $\delta = \frac{2}{3}\emptyset$

Ahora si la cara del muro $\psi = 90$, la ecuación anterior se reduce a:

$$\mathbf{K_a} = \frac{\mathbf{\cos^2 \phi}}{\mathbf{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta).\sin(\phi + B)}{\cos \delta . \cos B}}\right]^2}}$$

Si el relleno es horizontal $B = 0$, la ecuación se reduce a:

$$\mathbf{K_a} = \frac{\mathbf{\cos^2 \phi}}{\mathbf{cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta).\sin \phi}{\cos \delta}}\right]^2}}$$

Si no existe fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas $\delta = 0$, la ecuación se reduce a:

$$\mathbf{K_a} = \frac{\mathbf{1 - \sin \phi}}{\mathbf{1 + \sin \phi}} = \mathbf{\tan^2(45 - \frac{\phi}{2})}$$

La teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, porque la cuña de tierra que empuje se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas, de cuya distribución no hay especificación alguna, por lo que no se puede decir nada dentro de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo.

Coulomb propuso que todo punto de la cara interior del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento, pudiéndose calcular el empuje sobre

cualquier porción superior del muro ΔE_a, para cualquier cantidad de segmentos de altura del muro.

Este procedimiento repetido convenientemente, permite conocer con la aproximación que se desee la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura. Esta situación conduce a una distribución de presiones hidrostáticas, con empuje a una altura **H/3** en muros con cara interior plana y con relleno limitado también por una superficie plana. Para los casos que no se cumplan las condiciones anteriores el método resulta ser laborioso.

En la teoría de Coulomb el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro; por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal cuando la pared del muro sea vertical $\psi = 90$ y el ángulo $\delta = 0$. En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión de la siguiente manera:

$$\mathbf{E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 . K_a . \cos \omega}$$

$$\mathbf{E_{av} = \frac{1}{2}\gamma H^2 . K_a . \sin \omega}$$

$$\boldsymbol{\omega = 90 + \delta + \psi}$$

E_{ah} y E_{av} , son los componentes horizontal y vertical del Ea. Para los valores de $\delta = 0°$ y $\psi = 90°$, resulta $\omega = \mathbf{0}$, **Eah=Ea y Eav=0**

- **ECUACIÓN DE RANKINE**

En el año 1857, el escoses W.J. Macquorn Ranking realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis.

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- No existe fricción entre el suelo y el muro.
- La cara interna del muro es vertical $\psi = 90°$.
- La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
- El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo **β** con la horizontal.

El coeficiente **Ka** según Rankine es:

$$\mathbf{K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}}$$

Si en la ecuación, la inclinación del terreno es nula B=0, se obtiene una ecuación similar a la de Coulomb, ambas teorías coinciden:

$$\mathbf{K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2(45° - \frac{\phi}{2})}$$

Para que la hipótesis de un muro sin fricción se cumpla, el muro debe tener paredes lisas, esta condición casi nunca ocurre; sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables ya que están del lado de la seguridad. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo δ es pequeña y suele ignorarse en la práctica.

En la teoría de Rankine, se supone que la cara vertical ($\psi = 90°$), y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo **β** con la horizontal, es este sentido, esta fuerza no es siempre horizontal, los componentes horizontal y vertical **Ea** se obtienen adecuando la expresión:

$$\mathbf{E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 . K_a . \cos\beta}$$

$$\mathbf{E_{av} = \frac{1}{2}\gamma H^2 . K_a . \sin\beta}$$

iii. EMPUJE PASIVO.

Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra **Ep**, la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior **Ep**, la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura.

$$\mathbf{E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 . K_p}$$

K_p es el coeficiente de presión activa.

La presión pasiva en suelo granulares, se puede determinar con las siguientes expresiones:

- El coeficiente Kp adecuado a la expresión de Coulomb es:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi - \phi)}{\sin^2\psi.\sin(\psi - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta).\sin(\phi + B)}{\sin(\psi + \delta)\sin(\psi + B)}}\right]^2}$$

- Cuando se ignora los ángulos (δ, B, ψ) en la ecuación se obtiene Kp según rankine.

$$K_a = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \tan^2(45° + \frac{\phi}{2})$$

iv. INCREMENTO DINÁMICO DE PRESIÓN POR EL EFECTO SÍSMICO.

Los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas de muro y del relleno. Las fuerzas de iniciarse determinarán teniendo en cuenta la masa de la tierra apoyada directamente sobre la cara interior y zapata del muro con adición de las masas propias de la estructura de retención. El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento resultante que permita el desarrollo de la resistencia al corte de relleno. Si el desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

- INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE DE REPOSO.

Si el suelo está en condición de reposo, los efectos sísmicos incrementan la presión de reposo sobre la estructura.

La propuesta de Norma para el Diseño Sismoresistente de Puentes (1987), indica que se pueda adoptar un diagrama de presión trapezoidal con ordenadas superior en el tope del muro σ_{xs}, y ordenada inferior en la base del muro σ_{xi}. La figura muestra un muro con diagrama de presión estática más incremento dinámico del empuje de reposo.

$$\sigma_{xs} = 1.5A_o\gamma H$$

$$\sigma_{xi} = 0.5A_o\gamma H$$

El incremento dinámico del empuje del reposo ΔDE_0 se aplicará a 0.60*H desde la base del muro y se determinará con la expresión:

$$\Delta DE_0 = A_0 \gamma H$$

A_o, es la aceleración del suelo según el mapa de zonificación de cada país.

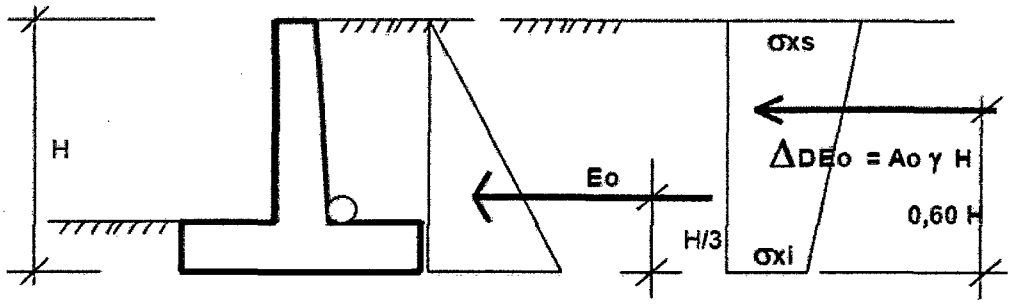


Figura Nº 20: *Empuje de reposo + incremento dinámico del empuje de reposo.*

- **INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO**

Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo ΔDEa.

A partir de la fórmula de Mononobe-Okabe, se puede calcular el coeficiente de presión dinámica activa **Kas**, este coeficiente incluye el efecto estático más el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio, sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triángulo invertido con centro de gravedad ubicado a 2/3 de la altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación. El incremento dinámico del empuje activo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)(K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})$$

Para: $\beta < \phi - \theta$

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\cdot\sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \delta - \theta)\cdot\sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Para: $B > \emptyset - \theta$

$$\mathbf{K_{as}} = \frac{\mathbf{sin^2(\psi + \phi - \theta)}}{\mathbf{\cos\theta \cdot sin^2\,\psi \cdot sin(\psi - \delta - \theta)}}$$

$$\boldsymbol{\theta} = \mathbf{tan^{-1}}\left(\frac{\mathbf{C_{sh}}}{\mathbf{1 - C_{sv}}}\right)$$

K_{as} = Coeficiente de presión dinámica activa.

C_{sh} =Coeficiente sísmico horizontal $C_{sh} = 0.50.A_0$.

C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical $C_{sh} = 0.70.C_{sh}$.

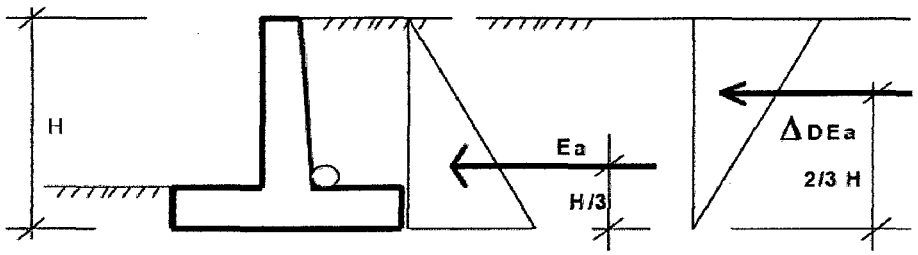


Figura N° 21: *Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo.*

- INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE PASIVO

El empuje pasivo se incrementa cuando ocurre un sismo, este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje pasivo ΔDE_P, la resultante de este incremento de empuje se aplica a un tercio de la altura del relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro.

$$\mathbf{\Delta DE_P} = \left(\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\boldsymbol{\gamma}\mathbf{H^2}\right)\mathbf{(K_{PS} - K_P)(1 - C_{SV})}$$

$$\mathbf{K_{ps}} = \frac{\mathbf{sin^2(\psi + \emptyset - \theta)}}{\mathbf{\cos\theta \cdot sin^2\,\psi \cdot sin(\psi + \delta + \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{sin(\emptyset + \delta).sin(\emptyset + B - \theta)}{sin(\psi + \delta + \theta).sin(\psi + B)}}\right]^2}}$$

K_{ps}, es el coeficiente de presión dinámica pasiva.

MUROS CON SOBRECARGA UNIFORME

En ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes **q**, originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro.

El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformarla en una porción de tierra equivalente de altura **Hs**, con peso especifico similar al del suelo de relleno γ. La altura **Hs** se coloca por encima del nivel de suelo contenido por el muro.

$$\mathbf{H_S = \frac{q}{\gamma}}$$

Frecuentemente se ha usado una altura de relleno equivalente a carga viva de 60cm o 2pies, indicada por la norma AASTHO 2002, la norma AASTHO 2005 LRFD indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro.

Tabla N° 07: Altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular Hs

Altura del muro	Hs
<= 1.53m (5 pies)	1.68m (5.5 pies)
3.05m (10 pies)	1.22m (4.0 pies)
6.10m (20 pies)	0.76m (2.5 pies)
>= 9.15m (30 pies)	0.61m (2.0 pies)

El empuje activo o de reposo del suelo con sobrecarga Es, para cualquiera de las teorías estudiadas, resulta ser:

$$\mathbf{E_S = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)(H + 2H_S)K}$$

Este empuje estará aplicado en el centroide del área del trapecio de presiones o en su defecto en cada uno de los centroides particulares de cada figura que conforma el prisma de presiones indicado en la siguiente figura.

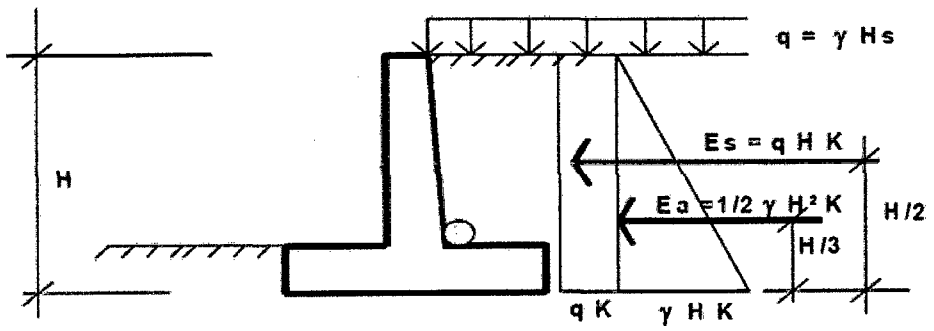


Figura N° 22: Empuje de tierra con sobrecarga

El momento de volcamiento con sobrecarga Mvs:

$$\mathbf{M_{vs} = \left(\frac{1}{6}\gamma H^2\right)(H + 3H_S)K}$$

2.2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

Muro de contención

Los muros de contención son estructuras que sirven para contener terreno u otro material en desnivel. Son usados para estabilizar el material confinado evitando que desarrollen su ángulo de reposo natural. Se les utiliza en cambios abruptos de pendiente, cortes y rellenos en carreteras y ferrocarriles, muros de sótano, alcantarillas, estribos de puentes, etc.

Presión lateral

El relleno colocado en la parte posterior del muro de contención, produce una presión lateral sobre el muro; esta presión se considera como el valor de empuje. Este empuje, análogamente a cualquier otra fuerza, se caracteriza por su modernidad, dirección, sentido y punto de aplicación o centro de presión.

Estudio de suelos

La importancia que tiene el realizar previamente al diseño de los muros de contención, un estudio de suelos, consiste generalmente en la investigación del perfil del terreno sobre el que se va a ejecutar la estructura; con el objeto de tener una idea, tanto de la existencia y elevación del agua subterránea, como de la naturaleza propiedades y comportamientos del suelo y del material de relleno.

Capacidad Portante

Se denomina capacidad portante a la capacidad del suelo para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión medida de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Geomalla

Las geomallas son un geosintético que consiste en un arreglo rectangular o triangular uniforme conformando una estructura abierta que permite al suelo pasar a través del plano. El arreglo está conformado por tiras de material unidos en un punto llamado nodo,

los principales materiales de fabricación son poliéster, el polipropileno y polietileno de alta densidad.

Concreto

Compuesto por cuatro elementos básicos: agua, grava, arena y cemento, con ellos se genera un "piedra" sumamente dura y resistente, es por esto que se usa en estructuras ofreciendo una muy buena capacidad para someterse a compresión.

Concreto prefabricado

Elemento o pieza que ha sido anteriormente fabricado de **concreto,** es el material resultante de la mezcla de cemento con áridos (piedra, grava, gravilla y arena) y agua, para facilitar el montaje o construcción en algún lugar.

Suelo reforzado

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción convenientemente orientados dentro de una masa de suelo compactado, que aumentan la resistencia del suelo compactado, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo.

Drenaje del suelo

Drenar significa eliminar el agua libre del suelo, reduciendo las presiones hidrostáticas en el subsuelo. La facilidad con que un suelo puede ser drenado depende de varios factores, entre los cuales se mencionan:

- La permeabilidad del suelo.
- La capilaridad y capacidad de absorber agua.
- La compresibilidad del suelo.
- La oscilación del nivel freático.

Angulo de fricción

Angulo formado por la tangente a la curva de resistencia intrínseca de un terreno, trazada por el punto de presión normal nula. El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes:

- Tamaño de los granos.
- Forma de los granos.
- Distribución de los tamaños de los granos.

- Densidad.

Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina suelos no cohesivos.

Empuje

Designamos con el nombre de empuje, las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

Empuje activo

Se llama empuje activo al desplazamiento que hace el muro hacia afuera del terraplén en forma paralela a sí mismo.

Empuje pasivo

Se llama empuje pasivo a la acción exterior que empuja al muro hacia adentro del terraplén.

Deslizamiento

Es un tipo de corrimiento o movimiento de masa de tierra, provocado por la inestabilidad de un talud. Se produce cuando una gran masa de terreno se convierte en una zona inestable y desliza con respecto a una zona estable, a través de una superficie o franja de terreno de pequeño espesor.

Estabilidad

El estudio de la estabilidad de una masa de tierra se refiere a su seguridad contra falla o deslizamiento. Los taludes, terraplenes, diques y presas de tierra son algunos de los

ejemplos donde la seguridad depende fundamentalmente de la estabilidad del terreno. Cuando la masa del suelo presenta una superficie inclinada, siempre existe el peligro que se produzcan movimientos y que el suelo del nivel superior descienda. Este deslizamiento es la consecuencia de la presencia de esfuerzos cortantes de considerable magnitud, que supera la resistencia a corte del suelo.

Coeficiente de seguridad

El coeficiente de seguridad (también conocido como factor de seguridad) es el cociente entre el valor calculado de la capacidad máxima de un sistema y el valor del requerimiento esperado real a que se verá sometido. Por este motivo es un número mayor que uno, que indica la capacidad en exceso que tiene el sistema por sobre sus requerimientos.

2.3. HIPÓTESIS

Hipótesis Alterna

Ha1 = Los muros de contención segmentada son más óptimos para la estabilidad de taludes en el proyecto Polideportivo Callqui Chico.

Ha2 = Los muros de concreto armado son más óptimos para la estabilidad de taludes en el proyecto Polideportivo Callqui Chico.

Hipótesis Nula

Ho = No existen diferencias entre los muros de contención segmentada (MCS) y concreto armado.

2.4. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

Variables independientes

Parámetros técnicos, económicos y constructivos.

Variables dependientes

Muros de contención segmentada y muros de concreto armado

2.5. DEFINICIÓN OPERATIVA DE VARIABLE E INDICADORES

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
V. INDEPENDIENTE Parámetros técnicos, económicos y constructivos.	Diseño de muro de contención segmentada (MCS) y muro de concreto armado	a) Capacidad de resistencia b) Versatilidad c) Geometría d) Parámetros geotécnicos del terreno e) Materiales de construcción f) Duración (tiempo de vida útil)
V. DEPENDIENTE Muro de contención segmentado (MCS) y muro de concreto armado.	Evaluación comparativa técnica, económica y constructiva.	a) Costo por metro línea de muro b) Costo para una determinada altura de muro.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO

3.1.1. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN

El estudio de la Investigación a realizar se llevó a cabo en la comunidad de Callqui Chico, ubicada en el lado Oeste de la ciudad de Huancavelica, donde se proyecta la construcción del polideportivo.

La comunidad de Callqui Chico se ubica en:

Departamento	: Huancavelica
Provincia	: Huancavelica
Distrito	: Huancavelica
Comunidad	: Callqui chico

Figura Nº 23: Vista de la ubicación de terreno desde Google Earth

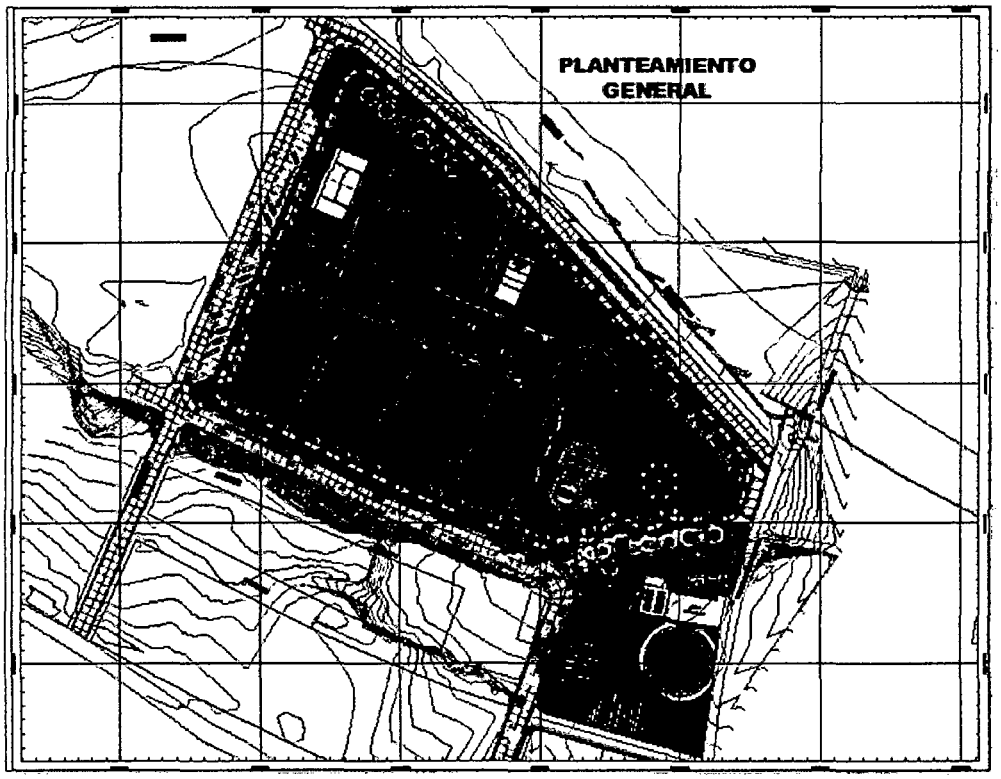


Figura Nº 24: Vista del planteamiento general del proyecto polideportivo

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es del **TIPO DESCRIPTIVO** aplicada a un proceso que permite comprender la descripción, registro, análisis e interpretación de los datos obtenidos, y su relación con los objetivos de la investigación.

Investigación descriptiva de corte longitudinal

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Básico.

3.4. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

Los métodos utilizados en la realización en la de tesis son las siguientes:

3.4.1 MÉTODO DEDUCTIVO

Este método nos permite llegar a las aplicaciones, comprobaciones o consecuencias particulares de un principio, por ello se pretende llevar a la aplicación de un caso específico, estudios previamente establecidos.

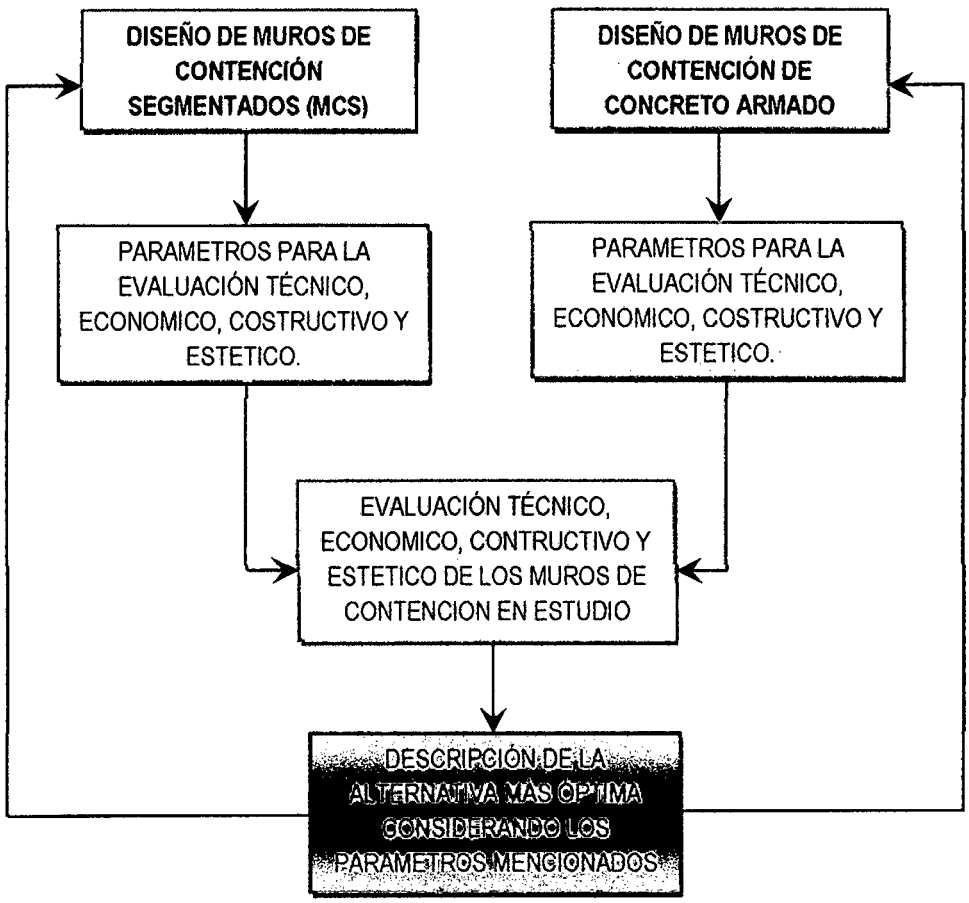
3.4.2 MÉTODO DESCRIPTIVO

En este método se describen todas las actividades y procedimientos secuenciales en el desarrollo del proyecto de tesis, especificando cada una de las actividades, los recursos requeridos y avance progresivo al realizar el estudio de tesis.

3.5. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño de investigación es del tipo descriptivo.

El diseño de la investigación sigue de acuerdo al siguiente diagrama:



3.6. POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO

Población y muestra:

Dirigido

El presente proyecto de tesis la población y muestra es del tipo **DIRIGIDO,** el cual se ubica en la comunidad de Callqui Chico – Huancavelica.

Muestreo:

Es de tipo **CRITERIAL**, porque la determinación del muro de contención donde se realizó el estudio ha sido escogida por los tesistas en función a las facilidades encontradas, como financiamiento, aceptación de los vecinos, etc.

3.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

TECNICAS	INSTRUMENTOS
Obtención de datos de campo	• Levantamiento topográfico • Estudios de suelos
Referencia bibliográfica	• Libros, revistas, artículos científicos y tesis similares al tema
Observación	• Fotografías

3.8. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Este procedimiento comprendió dos momentos que contaron con la participación de:

3.8.1. REVISIÓN DE DOCUMENTOS

Se obtuvo, realizando una selección para la revisión de información existente y de libros que involucran temas relacionados con la investigación con el fin de obtener datos confiables y absolutamente necesarios.

3.9. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Las técnicas para el procesamiento y análisis de los datos utilizados fueron:

- **Cuantitativas:** Con los datos de campo, se ha llegado a determinar mediante cálculos cálculos la estabilidad externa, interna y globlal, con el cual se realizo un aevaluacion comparativa técnica y económica para ambos tipos de muro de contención.

  Para ello se utilizo software tales como Ms-Excel, Geo5 V14, Autocad y S-10 (costos y presupuestos)

- **Cualitativas:** Con estos resultados se obtuvieron muros de contención que cumplen con los valores mínimos establecidos por las normas de diseño para la estabilidad de talud.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. PRESENTACION DE RESULTADOS

Se procedió a realizar el diseño de los muros de contención para el proyecto de tesis "DISEÑO Y EVALUACION COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA", que consta del diseño de muros de alturas equivalentes a **H = 8.50 m, H = 5.50 m** y **H = 2.50 m**. los cuales fueron diseñados y comparados de manera técnica y económica.

4.1.1. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA

DISEÑO DE MUROS H = 8.50 M

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

El bloque conjunto suelo-geomalla es considerado como un bloque rígido, el cual es sometido a los mecanismos de falla de los muros de contención convencionales, tales como: deslizamiento en la base, vuelco y falla por capacidad de carga en la base, lo cual constituye el análisis de estabilidad externa.

En este análisis se determina la geometría de la estructura y las dimensiones del refuerzo. A continuación se indica el procedimiento de diseño:

a. Determinación de la geometría de la estructura

Altura total **(Ht)** =	8.50 m
Altura **(h)** =	8.00 m
Altura total de la estructura **(H)** =	8.00 m
Profundidad de cimentación **(d)** =	0.50 m

Angulo de inclinación superior (β) =	0°
Angulo de inclinación del parámetro frontal del muro (ω) =	4°
Angulo de inclinación de la base de la estructura (α) =	0°
Longitud de sobrecarga (Ls) =	4.80 m
Altura de sobre carga (Hs) =	0.60 m
Ancho de cimentación (Ac) =	1.50 m
Altura de cimentación (Hc) =	0.50 m
q = γr x Hs =	1.17 t/m2

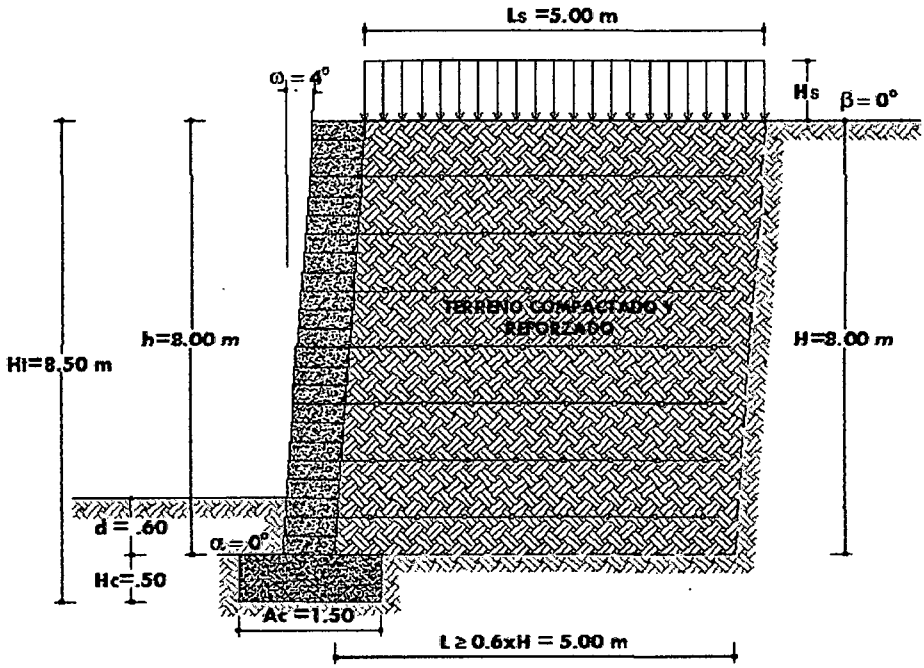


***Figura N° 25:** Geometría de la estructura.*

Nota:** La estructura de cimentación es generalmente para dar estabilidad a los bloques de concreto, por tal razón, si el terreno es muy estable no es necesario considerarlo. En los cálculos de diseño se obvia este componente, por lo que la Altura de la estructura de muro es: **H= 8.00m.

b. Características geotécnicas del suelo

Suelo retenido:

Peso específico del suelo retenido (γ_b) =	1.85 t/m^3
Cohesión del suelo retenido (c_b) =	0.00 t/m^2
Angulo de fricción suelo retenido (ϕ_b) =	33°

Suelo reforzado:

Peso específico del suelo reforzado (γ_r) =	1.95 t/m³
Cohesión del suelo reforzado (c_r) =	0.00 t/m²
Angulo de fricción Suelo reforzado (ϕ_r) =	35°

Suelo de cimentación:

Peso específico del suelo de cimentación (γ_f) =	1.85 t/m³
Cohesión del suelo de cimentación (c_f) =	0.00 t/m²
Angulo de fricción suelo de cimentación (ϕ_f) =	33°

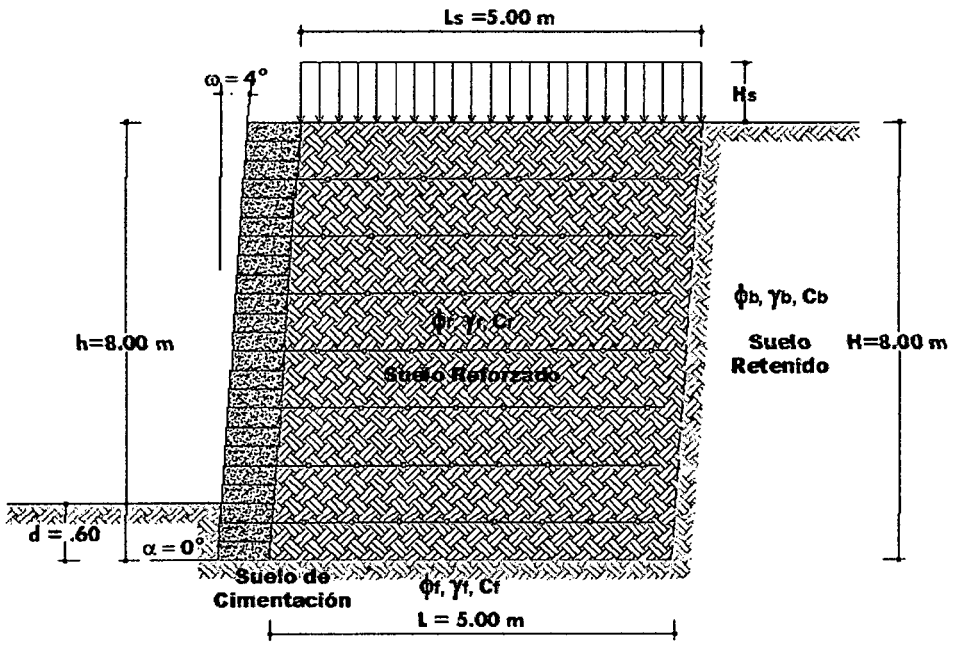


Figura Nº 26: Características Geotécnicas del Suelo

c. Características de Diseño de las Geomallas

Longitud (L) ≥ H*0.60 =	5.00 m
Proporción de geomalla horizontal (R_c) =	80 %
Coeficiente de deslizamiento directo (C_{ds}) =	1.00
Coeficiente de arrancamiento o anclaje (C_{po}) =	1.50

El coeficiente de deslizamiento global (C_g) está dado por la siguiente expresión:

$$C_g = 1 - R_c \times (1 - C_{ds})$$

$$C_g = 1 - 0.80 \times (1 - 1)$$

$$\boxed{C_g = 1.00}$$

d. Calculo del coeficiente de empuje del terreno

El coeficiente de presión de tierras activo (K_a) para un muro de contención teniendo en cuenta un ángulo de inclinación superior del terreno (β), se define de la siguiente manera:

Según la **teoría de Coulomb** para análisis de estabilidad externa:

$$\mathbf{K_a} = \frac{\cos^2(\phi + \omega + \beta)}{\cos^2(\omega + \alpha).\cos(\omega + \alpha - \delta).\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta).\operatorname{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\phi + \omega - \alpha).\cos(\omega + \alpha + \beta)}}\right]}$$

Dónde:

K_a : Coeficiente activo de empuje de terreno.

β : Angulo de inclinación del terreno superior retenido.

ω : Angulo de inclinación del parámetro frontal del muro.

α : Angulo de inclinación de la base de la estructura.

δ : Angulo de inclinación de la fuerza de empuje del terreno.

Coeficiente de empuje para el suelo reforzado:

$$\mathbf{K_a} = \frac{\cos^2(33° + 4° + 0°)}{\cos^2(4° + 0°).\cos(4° + 0° - 0°).\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(33° + 0°).\operatorname{sen}(33° - 0°)}{\cos(33° + 4° - 0°).\cos(4° + 0° + 0°)}}\right]}$$

$$\boxed{\mathbf{K_{ab} = 0.40}}$$

e. Calculo de la fuerza de empuje del terreno

Para ello necesitamos conocer la altura total de la estructura (H), la que viene dada por la siguiente expresión:

$$\mathbf{H = h + L.\tan\beta}$$

$$H = 8 + 4.80 \times \tan 0°$$

$$\boxed{\mathbf{H = 8.00\ m}}$$

Conociendo la altura (H), se calculan las fuerzas de empuje, debido a la sobrecarga (q) y al terreno retenido, tal como sigue:

$$\mathbf{F_{db} = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times H^2}$$

$$\mathbf{F_{db} = 0.5 \times 0.40 \times 1.85 \times (8.00)^2 = 23.56\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{qb} = q \times K_{ab} \times H}$$

$$\mathbf{F_{qb}} = 1.17 \times 0.40 \times 8.00 = \mathbf{3.73\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{tb}} = \mathbf{F_{db}} + \mathbf{F_{qb}}$$

$$\mathbf{F_{tb}} = 23.56 + 3.73 = \mathbf{27.29\ t/m}$$

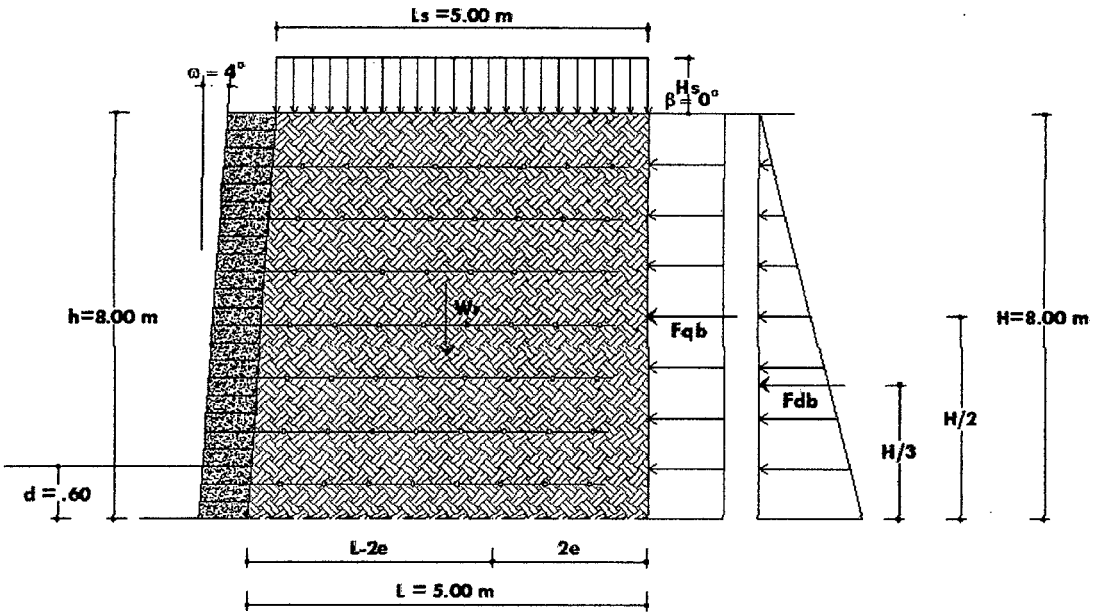


Figura N° 27: *Fuerzas de actuantes*

f. Análisis de deslizamiento de la base de muro.

Para ello se requiere conocer previamente el peso de la estructura, tanto del volumen del suelo reforzado (W_r), como el peso del volumen de suelo retenido (W_b), así también el peso debido a la sobrecarga (Q), como se observa en la **Figura N°28**, mediante las siguientes expresiones:

$$\mathbf{W_r = L \times h \times \gamma_r}$$

$$\mathbf{W_r} = 5.00 \times 8.00 \times 1.95 = \mathbf{78.00\ t/m}$$

$$\mathbf{W_b = 0.5 \times \gamma_r \times L^2 \times \tan\beta}$$

$$\mathbf{W_b} = 0.5 \times 1.95 \times (5.00)^2 \times \tan 0° = \mathbf{0.00\ t/m}$$

$$\mathbf{Q = q \times L}$$

$$\mathbf{Q} = 1.17 \times 5.00 = \mathbf{5.85\ t/m}$$

Dónde:

W_r : Peso del volumen de suelo reforzando.

W_b : Peso del volumen de suelo retenido.

Q : Peso debido a la sobrecarga.

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FSs) a lo largo de la base del muro, está dado por:

$$FS_S = \frac{(W_r + W_b + Q) \times \tan\phi_k}{F_{tbh}}$$

Dónde:

ϕ_k : Min (ϕ_r, ϕ_f)

Si la estructura se encuentra embebida en el terreno (cimentación) desde la construcción, entonces $\phi_k = \phi_r$.

Calculando F_{tbh} cuando **y = d = 0.60 m.**

Dónde:

y : Altura de la base en análisis.

$$F_{db}(y) = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times (H - y)^2$$

$$F_{db}(y = 0.60) = 0.5 \times 0.40 \times 1.85 \times (8.00 - 0.60)^2 = \mathbf{20.16\ t/m}$$

$$F_{qb}(y) = q \times K_{ab} \times (H - y)$$

$$F_{qb}(y = 0.60) = 1.17 \times 0.40 \times (8.00 - 0.60) = \mathbf{3.45\ t/m}$$

$$F_{tb}(y) = F_{db}(y) + F_{qb}(y)$$

$$F_{tb}(y = 0.60) = 20.16 + 3.45 = \mathbf{23.61\ t/m}$$

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FSs):

$$FS_S = \frac{(W_r + W_b + Q) \times \tan\phi_k}{F_{tbh}}$$

$$FS_S = \frac{(78.00 + 0.00 + 5.85) \times \tan 35°}{27.29}$$

$$\boxed{FS_S = 2.15}$$

g. Análisis de deslizamiento a lo largo de la primera capa de geomalla (h_1)

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FS_g) a lo largo de la primera capa de refuerzo de geomalla, está dado por la siguiente expresión:

$$FS_g = \frac{(W_r + W_b + Q - W_1) \times \tan\phi_r \times C_g}{F_{tbh}(h_1)}$$

Dónde:

W_1 : Peso de la estructura entre la base y la primera capa de refuerzo.

$F_{tbh}(h1)$: Fuerza $F_{tbh}(y)$ cuando se evalúa **y = h1**

Hay que tener en cuenta que:

$$\mathbf{W_1 = L \times h_1 \times \gamma_r}$$

$$\mathbf{W_1} = 5.00 \times 0.40 \times 1.95 = \mathbf{3.90\ t/m}$$

Calculando $\mathbf{F_{tbh}(h_1)}$ cuando $\mathbf{y = h_1 = 0.40\ m.}$

$$\mathbf{F_{db}(y) = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times (H - y)^2}$$

$$\mathbf{F_{db}}(y = 0.40) = 0.5 \times 0.40 \times 1.85 \times (8.00 - 0.40)^2 = \mathbf{21.27\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{qb}(y) = q \times K_{ab} \times (H - y)}$$

$$\mathbf{F_{qb}}(y = 0.40) = 1.17 \times 0.40 \times (8.00 - 0.40) = \mathbf{3.54\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{tb}(y) = F_{db}(y) + F_{qb}(y)}$$

$$\mathbf{F_{tb}}(y = 0.40) = 21.27 + 3.54 = \mathbf{24.81\ t/m}$$

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FS_g):

$$\mathbf{FS_g} = \frac{\mathbf{(W_r + W_b + Q - W_1) \times \tan\phi_r \times C_g}}{\mathbf{F_{tbh}(h_1)}}$$

$$\mathbf{FS_g} = \frac{(78.00 + 0.00 + 5.85 - 3.90) \times \tan 35° \times 1.00}{24.81}$$

$$\boxed{\mathbf{FS_g = 2.28}}$$

h. Análisis de vuelco del muro con respecto al extremo de la base

En este análisis lo más importante es la determinación del Factor de Seguridad de Vuelco (FS_o), el cual se obtiene mediante la comparación de momentos con respecto al extremo de la base.

$$\mathbf{FS_0} = \frac{\mathbf{(3 \times W_r + 3 \times Q + 4 \times W_b) \times L}}{\mathbf{(2 \times F_{dbh} + 3 \times F_{qbh}) \times H}}$$

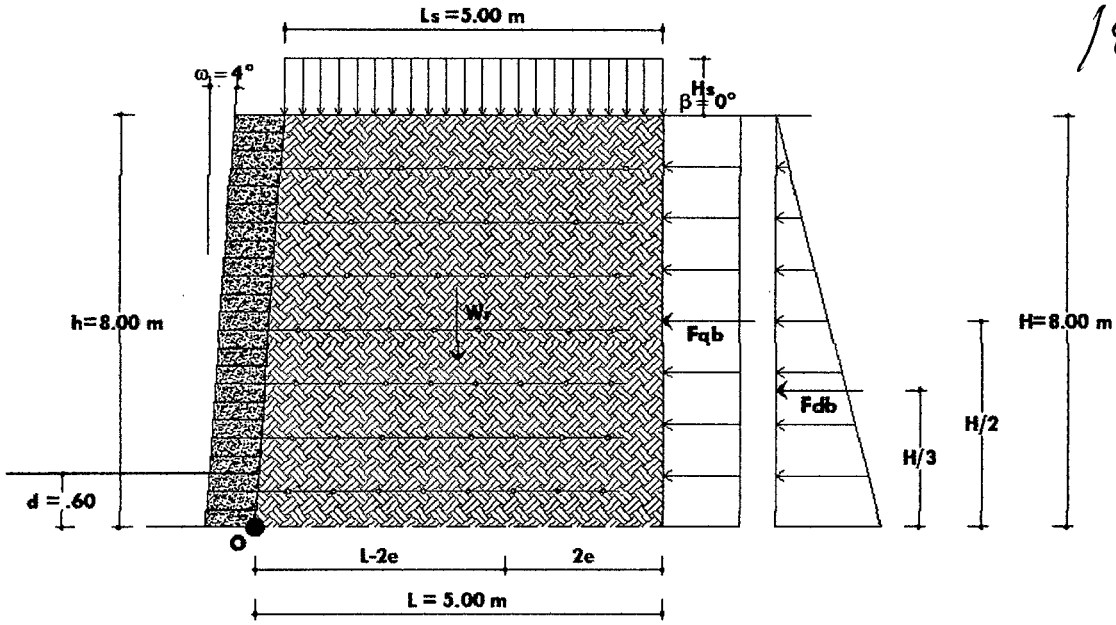


Figura Nº 28: *Diagrama de momentos*

Momentos actuantes:

Por el terreno retenido $$\mathbf{MF_{db} = F_{db} \times \frac{H}{2}}$$

Por la sobrecarga $$\mathbf{MF_{qb} = F_{qb} \times \frac{H}{3}}$$

Momentos resistentes:

Por el terreno reforzado $$\mathbf{MW_r = W_r \times \frac{L}{2}}$$

Por la sobrecarga $$\mathbf{MQ = Q \times \frac{L}{2}}$$

Por el terreno inclinado $$\mathbf{MW_b = W_b \times \frac{2L}{3}}$$

El Factor de Seguridad de Vuelco (FS_o):

$$\mathbf{FS_0 = \frac{\sum Momentos\ Resistentes}{\sum Momentos\ Actuantes}}$$

$$\mathbf{FS_0 = \frac{(3 \times W_r + 3 \times Q + 4 \times W_b) \times L}{(2 \times F_{dbh} + 3 \times F_{qbh}) \times H}}$$

$$\mathbf{FS_0 = \frac{(3 \times 78.00 + 3 \times 5.85 + 4 \times 0.00) \times 5.00}{(2 \times 23.56 + 3 \times 3.73) \times 8.00}}$$

$$\mathbf{FS_0 = 2.70}$$

i. Análisis de la capacidad de carga en la base del muro

179

El Factor de Seguridad de Capacidad de Carga (FS_b) es:

$$\mathbf{FS_b} = \frac{\mathbf{Q_{ult}}}{\mathbf{Q_a}}$$

Es calculado mediante la Teoría de Distribución de Esfuerzos de Meyerhof. Esta teoría indica que la distribución de esfuerzos sobre la base, puede ser asumida como uniforme sobre una longitud efectiva, tal y como se muestra a continuación:

$$\mathbf{L' = L - 2 \times e}$$

Dónde:

L : Longitud de la base del muro.

L' : Longitud efectiva de la base del muro.

e : Excentricidad de la fuerza resultante en la base del muro.

El valor de "e" se puede hallar mediante:

$$\mathbf{e} = \frac{\mathbf{(2 \times F_{dbh} + 3 \times F_{qbh}) \times H - W_b \times L}}{\mathbf{6 \times (W_r + W_b + Q)}} < \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{6}}$$

$$\mathbf{e} = \frac{(2 \times 20.16 + 3 \times 3.45) \times 8.00 - 0.00 \times 5.00}{6 \times (78.00 + 0.00 + 5.85)} < \frac{4.80}{6}$$

$$\boxed{\mathbf{e = 0.81\ m} < 0.83\ m}$$

$$\mathbf{L' = L - 2 \times e}$$

$$\mathbf{L' = 5.00 - 2 \times 0.81}$$

$$\boxed{\mathbf{L' = 3.39\ m}}$$

La capacidad de carga última Q_{ult}:

$$\mathbf{Q_{ult} = N_c * c_f + 0.5 * N_\gamma * (L - 2 * e) * \gamma_f + d * \gamma_f * N_q}$$

Los factores de capacidad de carga se pueden determinar a través de las siguientes fórmulas.

$$\mathbf{\phi_f = 33°}$$

$$\mathbf{N_q = e^{\pi * \tan\phi} * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$\mathbf{N_q = e^{\pi * \tan 33°} \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{33°}{2}\right) = 26.09}$$

$$\mathbf{N_c = (N_q - 1)/\tan\phi}$$

$$\mathbf{N_c} = (26.09 - 1)/\tan 33° = \mathbf{38.64}$$

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

$$N_\gamma = 2 \times (26.09 + 1) * \tan 33° = 35.19$$

O mediante la tabla:

ϕ	Nc	Nq	Nγ	Nq/Nc	tg ϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.68	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

Tabla N° 08: *Valores de factores de capacidad de carga*

La capacidad de carga última Q_{ult}: **Se considera (d=0.00m)**

$$Q_{ult} = N_c * c_f + 0.5 * N_\gamma * (L - 2 * e) * \gamma_f + d * \gamma_f * N_q$$

$$Q_{ult} = 38.64 \times 0.00 + 0.5 \times 35.19 \times (5.00 - 2 \times 0.81) \times 1.85 + 0.00 \times 1.85 \times 26.09$$

$$\boxed{Q_{ult} = 110.30\ t/m^2}$$

Luego, el esfuerzo de aplicado **Qa** sobre la base es:

$$Q_a = \frac{W_r + W_b + Q}{L - 2 \times e}$$

$$Q_a = \frac{78.00 + 0.00 + 5.85}{5.00 - 2 \times 0.81}$$

$$\boxed{Q_a = 24.74 \text{ t/m}^2}$$

Finalmente, el factor de seguridad a la capacidad de carga (FS_b), se halla de la siguiente manera:

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a}$$

$$FS_b = \frac{110.30}{24.74}$$

$$\boxed{FS_b = 4.46}$$

j. Verificación final del análisis de estabilidad externo

Este análisis se realiza verificando que los factores de seguridad de estabilidad externa, cumplan con los valores mínimos de diseño, los cuales se presentan en la **Tabla N° 04**

Factor de	Valor	Valor Calculado	
Global (FS_g)	1.50	**2.26**	ok
Deslizamiendo (FS_s)	1.50	**2.15**	ok
Vuelco (FS_o)	1.50	**2.70**	ok
Capacidad de Carga	2.00	**4.46**	ok

4.1.1.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

El análisis de estabilidad interna determinará el tipo y el número de capas de refuerzo de geomalla requeridas y verificará si la longitud de las capas de refuerzo es apropiada para poder resistir las fuerzas de arrancamiento o desanclaje.

a. Análisis de falla por sobre – esfuerzo

Un diseño realizado con geomallas es definido y analizado para falla de sobre-esfuerzo o sobre-tensión. Las superficies de falla se asume que están, según la Teoría de Rankine, a lo largo de planos inclinados ($45° + \Phi_f/2$) con respecto a la vertical,

partiendo desde el extremo exterior de la base de la estructura y pasando por los puntos medios entre capas adyacentes.

Esto es preciso para estructuras que tienen el ángulo de inclinación del terreno retenido en la parte superior de 0° a 20°, como se puede ver en la Figura N° 30. La elevación de las capas de geomallas deberá ser un múltiplo del espesor de las capas de compactación del suelo y de la altura de las unidades que conforman el paramento frontal; esto facilita y acelera el procedimiento constructivo y reduce los costos de construcción.

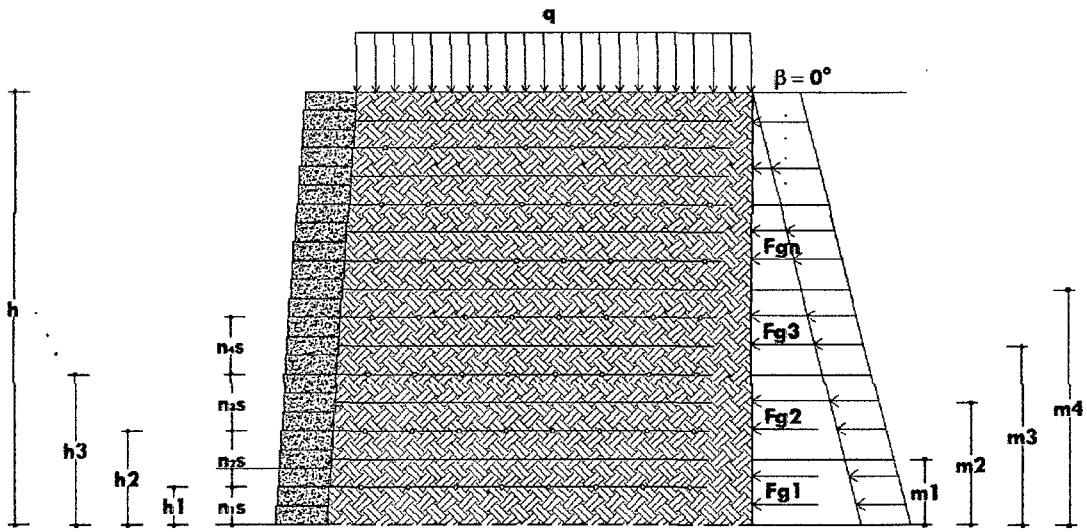


Figura N° 29: *Análisis de sobreesfuerzo de geomallas.*

La resistencia aceptable en una geomalla está determinada como una fracción del Límite Máximo del Esfuerzo de Diseño (LTDS) por medio de un Factor de Seguridad Parcial (FS_{total}):

$$T_{all} = \frac{LTDS}{FS_{total}}$$

Dónde:

LTDS = T_{CR} : Fuerza de tensión de diseño (Estado límite último) de acuerdo al análisis de ruptura; o,

LTDS = T_{CS} : Fuerza de tensión de diseño (Estado límite de servicio) de acuerdo al análisis de esfuerzos.

175

Límite máximo del esfuerzo de diseño

Según Tabla: **Geomalla Mac Grid WG 200**

Resistencia longitudinal a tracción:

$$\mathbf{T_{ult} = 200.00\ kN/m}$$

Factor de Reducción Global:

$$\mathbf{RF_G = 1.92}$$

$$\mathbf{LTDS} = \frac{\mathbf{T_{ult}}}{\mathbf{RF_G}} = \frac{200}{1.92} = 104.17\ \text{kN/m}$$

$$\mathbf{LTDS = 10.62\ t/m}$$

PROPRIEDADES MECÂNICAS				WG 200	WG 300	WG 400
Resistência longitudinal à tração	$T_{ult,md}$	kN/m	ASTM D 4595	200.0	300.0	400.0
Resistência transversal à tração	$T_{ult,md}$	kN/m	ASTM D 4595	30.0	30.0	30.0
Deformação na ruptura	ε	%	ASTM D 4595	12.0	12.0	12.0
Resistência à 2% de deformação	$T_{2\%}$	kN/m	ASTM D 4595	43.8	61.4	84
Resistência à 5% de deformação	$T_{5\%}$	kN/m	ASTM D 4595	84.1	105.1	134
PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA DE PROJETO A LONGO PRAZO						
Fator de redução devido fenômeno de FLUÊNCIA				WG 200	WG 300	WG 400
75 anos	RF_{CR}		ASTM D 5262	1.63	1.63	1.63
114 anos	RF_{CR}		ASTM D 5262	1.65	1.65	1.65
Fator de redução devido DANOS AMBIENTAIS				WG 200	WG 300	WG 400
3< pH do solo <10	RF_D		FHWA RD 97-144	1.10	1.10	1.10
Fator de redução devido DANOS DE INSTALAÇÃO				WG 200	WG 300	WG 400
Solo tipo 01: pedra britada	RF_{ID}		ASTM D 5818	1.08	1.07	1.06
Solo tipo 02: areia	RF_{ID}		ASTM D 5818	1.07	1.08	1.09
Solo tipo 03: areia siltosa	RF_{ID}		ASTM D 5818	1.12	1.12	1.12
Fator de redução global - RF_G = (RFcr x RFid x RFd)				WG 200	WG 300	WG 400
T_{ult} para Solo tipo 01	RF_G			1.94	1.92	1.92
T_{ult} para Solo tipo 02	RF_G			1.92	1.94	1.94
T_{ult} para Solo tipo 03	RF_G			2.01	2.01	2.01
LTDS = T_{ult}/(RFcr x RFid x RFd)				WG 200	WG 300	WG 400
LTDS para Solo tipo 01	LTDS	kN/m		103.3	156.4	208.3
LTDS para Solo tipo 02	LTDS	kN/m		104.2	154.9	206.2
LTDS para Solo tipo 03	LTDS	kN/m		99.6	149.4	199.2
PROPRIEDADES DE INTERAÇÃO						
em acordo com ensaios realizados e literatura; Cl tan Ø = f* & Cds tan Ø = tan ρ conforme AASHTO '98				WG 200	WG 300	WG 400
Coeficiente de interação - *pull out test*	C_i		ASTM D 6706	1.04	1.04	1.04
Coeficiente de interação - cisalhamento direto	C_{ds}		ASTM D 5321	0.85	0.85	0.7

Tabla N° 09: *Propiedades de las geomallas*

El Factor de Seguridad Total (FS_{total}) se halla de la siguiente manera:

$$\mathbf{FS_{total}} = FS_{\text{construcción}} * FS_{\text{químico}} * FS_{\text{biológico}} * FS_{\text{fatiga}}$$

Como se puede ver, el Factor de Seguridad Total (FS_{total}), se determina a través de varios factores de seguridad; los valores empleados según sea su aplicación se presentan en la **Tabla N° 05:**

Factor de Seguridad	Valor Minimo	Valores Asumidos
Construcción ($FS_{construcción}$)	1.10 a 1.50	**1.10**
Degradación Química	1.00 a 1.50	**1.00**
Degradación Biológica	1.00 a 1.30	**1.00**
Fatiga (FS_{fatiga})	2.00 a 3.00	**2.00**

$$\mathbf{FS_{total}} = 1.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.00 = \mathbf{2.20}$$

Por tanto:

$$\mathbf{T_{all}} = \frac{10.62}{2.20}$$

$$\boxed{\mathbf{T_{all} = 4.83\ t/m}}$$

La fuerza de diseño P es determinada aplicando un Factor de Seguridad Global (FS_g) a la resistencia aceptable de la geomalla T_{all}.

$$\mathbf{P} = \frac{\mathrm{T_{all}}}{\mathrm{FS_g}}$$

Factor de Seguridad Global (FS_g) puede variar entre 1.30 a 1.50: (**FS_g = 1.40**)

$$\mathbf{P} = \frac{4.83}{1.30}$$

$$\boxed{\mathbf{P = 3.45\ t/m}}$$

Luego, la fuerza activa total F_r en el suelo reforzado debido a la cuña de suelo activa y a las sobrecargas, al nivel de la base del muro es:

$$\mathbf{F_r} = (0.5 \times \gamma_r \times \mathrm{h} + \mathrm{q}) \times \mathrm{h} \times \mathrm{K_{ar}}$$

Dónde:

K_{ar} : Coeficiente de empuje activo del terreno del suelo reforzado o de relleno.

Utilizando la Teoría de Coulomb:

$$\mathbf{K_a} = \cos\beta . \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}$$

$$\mathbf{K_{ar}} = cos0°. \frac{cos0° - \sqrt{cos^2 0° - cos^2 35°}}{cos0° + \sqrt{cos^2 0° - cos^2 35°}}$$

$$\boxed{\mathbf{K_{ar} = 0.27}}$$

Entonces:

$$F_r = (0.5 \times 1.95 \times 8.00 + 1.17) \times 8.00 \times 0.27$$

$$\boxed{F_r = 19.45 \text{ t/m}}$$

Por otro lado, la fuerza activa total $F_r(y)$ en el suelo reforzado, en la elevación del punto medio m_i de dos capas adyacentes, se expresa a continuación:

$$F_r(m_i) = [0.5 \times \gamma_r \times (h - m_i) + q] \times (h - m_i) \times K_{ar}$$

Dónde:

m_i : Punto medio "i" entre dos capas adyacentes cualquiera.

$$m_i = 0.60$$

$$F_r(m_i) = [0.5 \times 1.95 \times (8.00 - 0.60) + 1.17] \times (8.00 - 0.60) \times 0.27$$

$$\boxed{F_r(m_i) = 16.81 \text{ t/m}}$$

El número mínimo requerido de capas de refuerzo (N_{min}) de acuerdo al análisis interno de estabilidad es:

$$N_{min} = \left(\frac{F_{hr} * FS_t}{P * R_c}\right)$$

$$N_{min} = \left(\frac{16.81 \times 2.20}{3.45 \times 0.80}\right)$$

$$\boxed{N_{min} = 13.41 \cong 13.00 \text{ Capas de Refuerzo}}$$

El número de capas de compactación de suelo (n_i), entre dos capas de refuerzo adyacentes es seleccionado:

$$n_i \leq n_{i+1}$$

Las elevaciones de las capas de geomalla (h_i) y la elevación de los puntos medio entre dos capas de refuerzo (m_i), son calculadas de la siguiente manera:

$$h_i = \sum_{n=1}^{i} n_n \times s$$

$$m_i = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$$

Dónde: $h_0 = m_0 = 0$

Asumimos que una sola capa de refuerzo de geomalla resiste una fuerza lateral horizontal F_{gi} que es igual a la diferencia de la fuerza activa lateral horizontal de Rankine, calculada en el punto medio entre dos capas de refuerzo adyacentes (superior e inferior), tal y como se muestra a continuación:

$$\mathbf{F_{gi}} = \mathrm{F_{hr}(m_{i-1})} - \mathrm{F_{hr}(m_i)}$$

El factor de seguridad de sobreesfuerzo en una capa de geomalla FS_{ti} es calculado de la siguiente forma:

$$\mathbf{FS_{ti}} = \frac{2P}{F_{gi}}$$

$$\mathbf{FS_{ti} > FS_{total}}$$

Cuadro N° 01: RESULTADOS DE ANÁLISIS DE FALLA POR SOBRE – ESFUERZO

	s	ni*s	hi	Mi	Fmi	Fgi	Fsti	FSt	
1	0.40	0.40	0.40	0.00	**19.45**				
2	0.60	0.60	1.00	0.70	**16.39**	3.05	**2.26**	**2.20**	ok
3	0.60	0.60	1.60	1.30	**13.98**	2.41	**2.86**	**2.20**	ok
4	0.60	0.60	2.20	1.90	**11.77**	2.22	**3.11**	**2.20**	ok
5	0.60	0.60	2.80	2.50	**9.74**	2.03	**3.40**	**2.20**	ok
6	0.60	0.60	3.40	3.10	**7.90**	1.84	**3.75**	**2.20**	ok
7	0.60	0.60	4.00	3.70	**6.25**	1.65	**4.18**	**2.20**	ok
8	0.60	0.60	4.60	4.30	**4.79**	1.46	**4.73**	**2.20**	ok
9	0.60	0.60	5.20	4.90	**3.52**	1.27	**5.44**	**2.20**	ok
10	0.60	0.60	5.80	5.50	**2.44**	1.08	**6.40**	**2.20**	ok
11	0.60	0.60	6.40	6.10	**1.56**	0.89	**7.77**	**2.20**	ok
12	0.60	0.60	7.00	6.70	**0.86**	0.70	**9.89**	**2.20**	ok
13	0.60	0.60	7.60	7.30	**0.35**	0.51	**13.59**	**2.20**	ok
14	0.60	0.40	8.00	7.80	**0.07**	0.28	**24.85**	**2.20**	ok

b. Análisis de falla por arrancamiento

Una vez realizado el diseño de la geomalla para que pueda resistir las cargas de diseño F_{gi}, la superficie de falla de Rankine que atraviesa a la estructura por el extremo exterior de la base la divide en dos partes, una que se encuentra del lado del paramento frontal que es la parte activa (L_a), mientras que la otra está en la parte posterior en la parte resistente (L_e), tal y como se puede ver en la Figura N° 30.

Experimentalmente se ha evidenciado que, para muros verticales con refuerzos "extensibles", tales como las geomallas, la línea de falla coincide con la de Rankine. La

superficie de la falla puede ser definida como un plano que atraviesa el pie del muro y con una inclinación de (45° - $\Phi_r/2$) con respecto a la vertical. La longitud de geomalla embebida L_{ei} se halla mediante la siguiente expresión:

$$\mathbf{L_{ai}} = \mathrm{h_i} * \tan\left(45° - \frac{\emptyset_r}{2}\right)$$

$$\mathbf{L_{ei}} = \mathrm{L_i} - \mathrm{L_{ai}}$$

Dónde:

L_{ai} : Longitud activa de la geomalla en h_i.

L_{ei} : Longitud embebida o de anclaje de la geomalla en h_i.

L_i : Longitud total de la capa de refuerzo de geomalla en h_i.

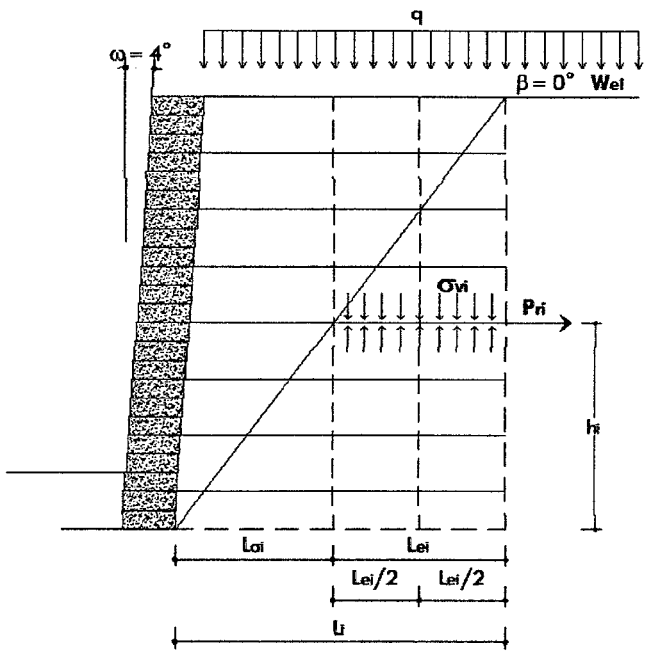


***Figura N° 30:** Análisis de falla por arrancamiento.*

La fuerza de arrancamiento o desanclaje está determinada por los esfuerzos cortantes entre el suelo y la geomalla; y por la resistencia pasiva que hay entre el suelo que se encuentra en las aberturas de la geomalla y las barras transversales de éstas. Las propiedades sobre el arrancamiento o desanclaje de la geomalla, están expresadas por el coeficiente de arrancamiento del suelo-geomalla (C_{po}).

Las fuerzas de arrancamiento o de desanclaje (P_{ri}) en la longitud de refuerzo embebido (L_{ei}) son:

$$\mathbf{P_{ri}} = 2 * \mathrm{C_{po}} * \mathrm{L_{ei}} * \sigma_{vi} * \tan\emptyset_r$$

En la que tenemos que:

$$\sigma_{vi} = (h - h_i) * \gamma_r + q + \frac{W_{ei}}{L_{ei}}$$

$$W_{ei} = 0.5 * (L_{ai} + L_i) * \tan\beta * \gamma_r * L_{ei}$$

Dónde:

P_{ri} : Fuerza de arrancamiento o desanclaje en la altura h_i.

C_{po} : Coeficiente de arrancamiento o desanclaje del suelo – geomalla.

σ_{vi} : Esfuerzo vertical en la altura h_i.

W_{ei} : Peso del volumen superior posterior entre la línea de falla y la capa de refuerzo en la altura h_i.

La longitud de refuerzo de geomalla (L_i) deberá mantenerse igual o mayor que el ancho de la base de la estructura (L), cuando la altura en la que se encuentra el refuerzo de geomalla es más baja que los 2/3 de la altura total del muro; para alturas mayores, la longitud del refuerzo pueden ser cuidadosamente reducidas. El Factor de Seguridad de Arrancamiento o Desanclaje (FS_{pi}) para cada capa de refuerzo puede ser calculado de la siguiente manera:

$$FS_{pi} = \frac{P_{ri}}{F_{gi}} > FS_{total}$$

Todos los factores de seguridad para todas las capas de refuerzo deberán de ser mayores que el requerido por el diseño. Si estos no son altos entonces se recomienda lo siguiente:

Cuadro N° 02: RESULTADOS DE ANÁLISIS DE FALLA POR ARRANCAMIENTO

	hi	Lai	Lei	Wei	σ_{vi}	Pri	Fspi	FSt	
1	0.40	0.21	4.79	0.00	15.99	160.95			
2	1.00	0.52	4.48	0.00	14.82	139.45	**45.70**	**2.20**	ok
3	1.60	0.83	4.17	0.00	13.65	119.49	**49.59**	**2.20**	ok
4	2.20	1.15	3.85	0.00	12.48	101.06	**45.53**	**2.20**	ok
5	2.80	1.46	3.54	0.00	11.31	84.16	**41.48**	**2.20**	ok
6	3.40	1.77	3.23	0.00	10.14	68.80	**37.41**	**2.20**	ok
7	4.00	2.08	2.92	0.00	8.97	54.98	**33.35**	**2.20**	ok
8	4.60	2.39	2.61	0.00	7.80	42.69	**29.27**	**2.20**	ok
9	5.20	2.71	2.29	0.00	6.63	31.94	**25.18**	**2.20**	ok
10	5.80	3.02	1.98	0.00	5.46	22.72	**21.07**	**2.20**	ok
11	6.40	3.33	1.67	0.00	4.29	15.03	**16.94**	**2.20**	ok
12	7.00	3.64	1.36	0.00	3.12	8.89	**12.74**	**2.20**	ok
13	7.60	3.96	1.04	0.00	1.95	4.28	**8.43**	**2.20**	ok
14	8.00	4.16	0.84	0.00	1.17	2.05	**7.40**	**2.20**	ok

4.1.1.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

El movimiento general de la masa de la estructura de un muro y del suelo adyacente a esta, es llamado falla de estabilidad global, tal como se pueden ver en los gráficos. En el caso del presente proyecto de investigación, este análisis lo realizamos mediante el programa **Geo5 v14**.

a. Geometría en el programa Goe5

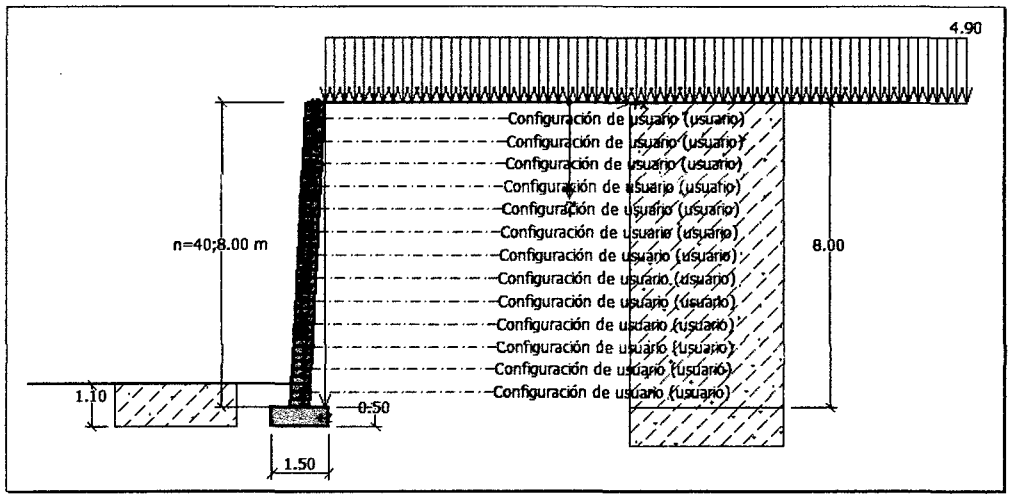


Figura N° 31: *Geometría de la estructura*

b. Análisis de estabilidad global

1. Método de Spencer

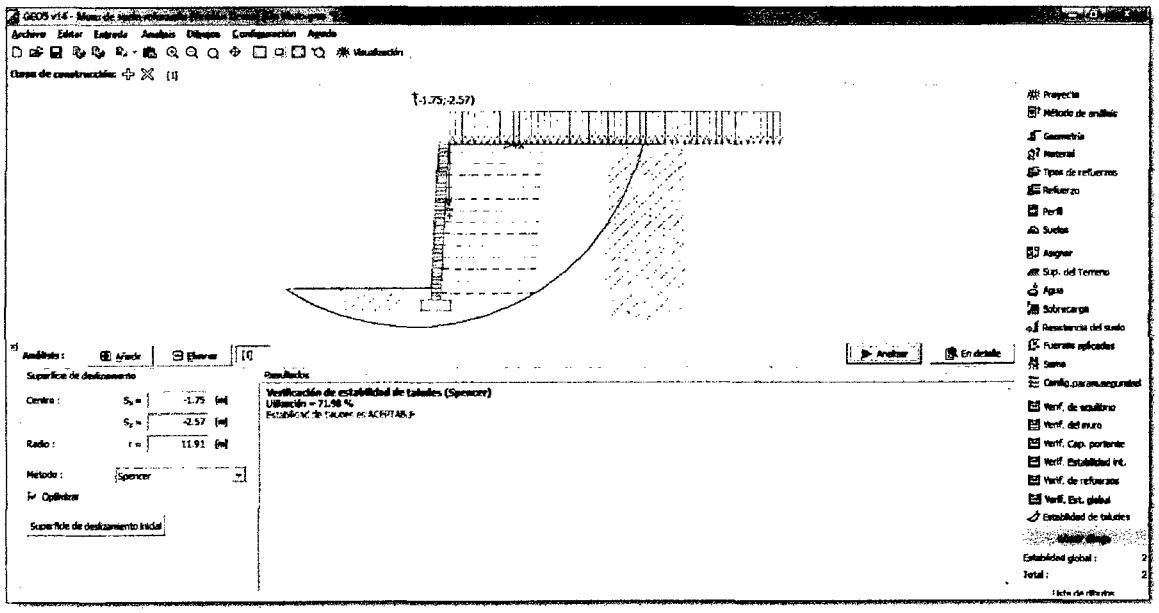


Figura N° 32: *Análisis de estabilidad global – Método de Spencer*

168

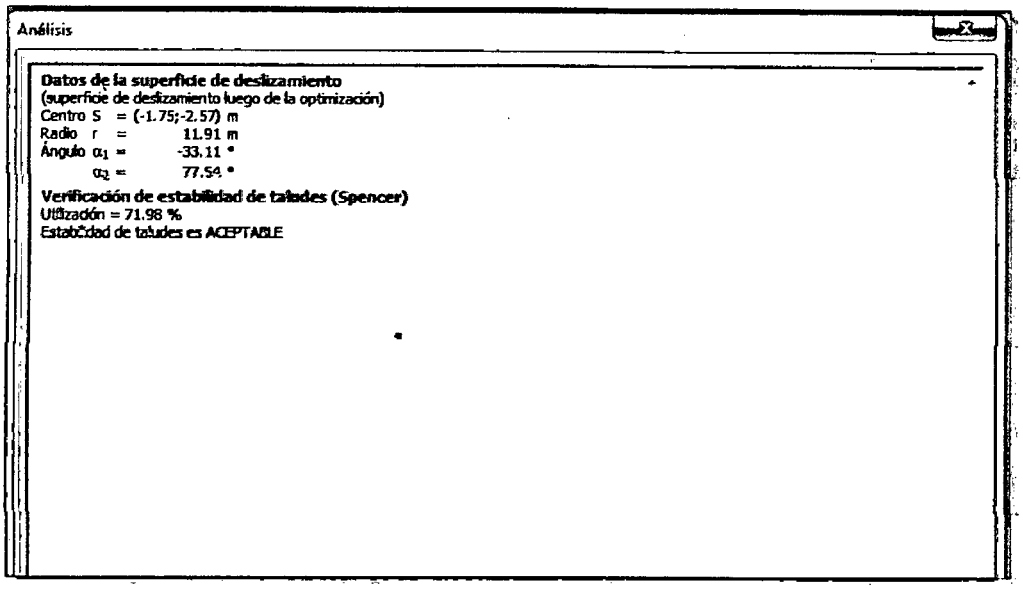


Figura N° 33: Resultado del análisis

2. Método de Bishop

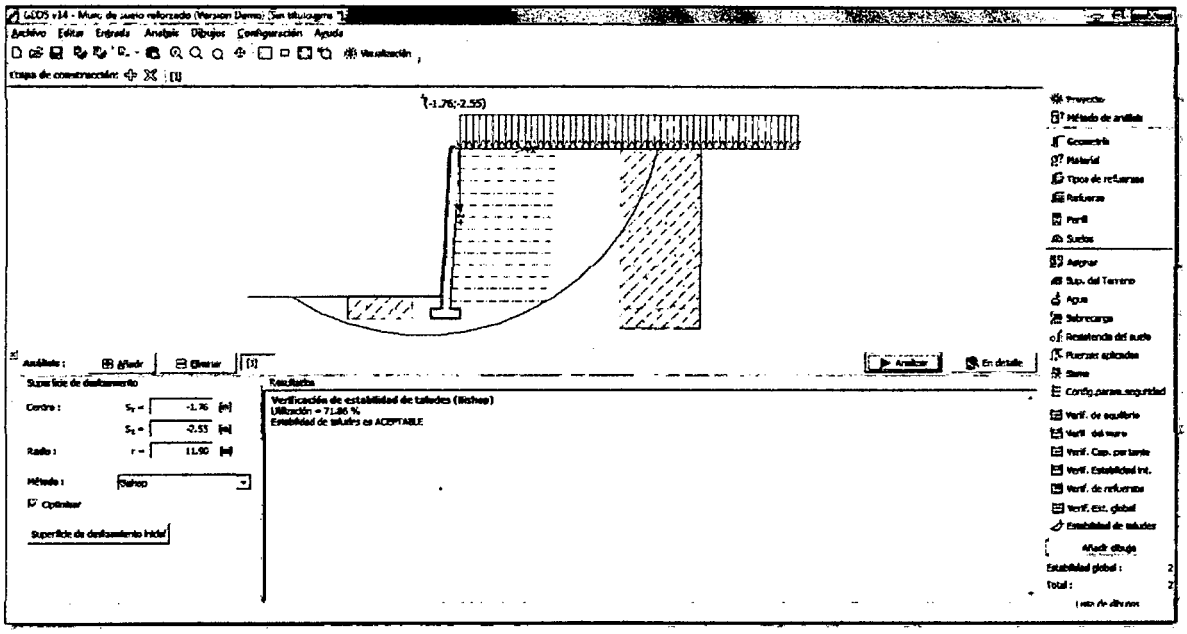


Figura N° 34: Análisis de estabilidad global – Método de Bishop

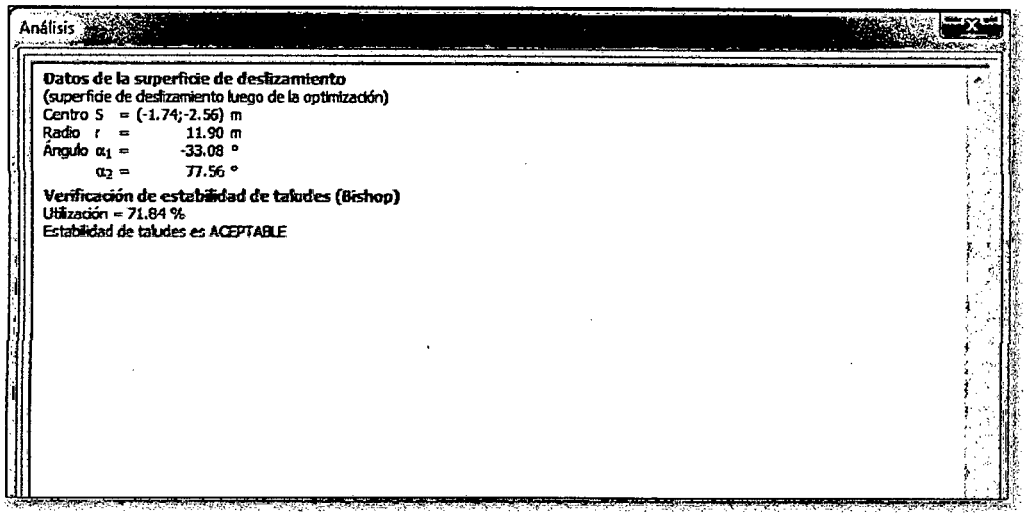


Figura Nº 35: Resultado del análisis

ESTRUCTURA FINAL DEL MURO

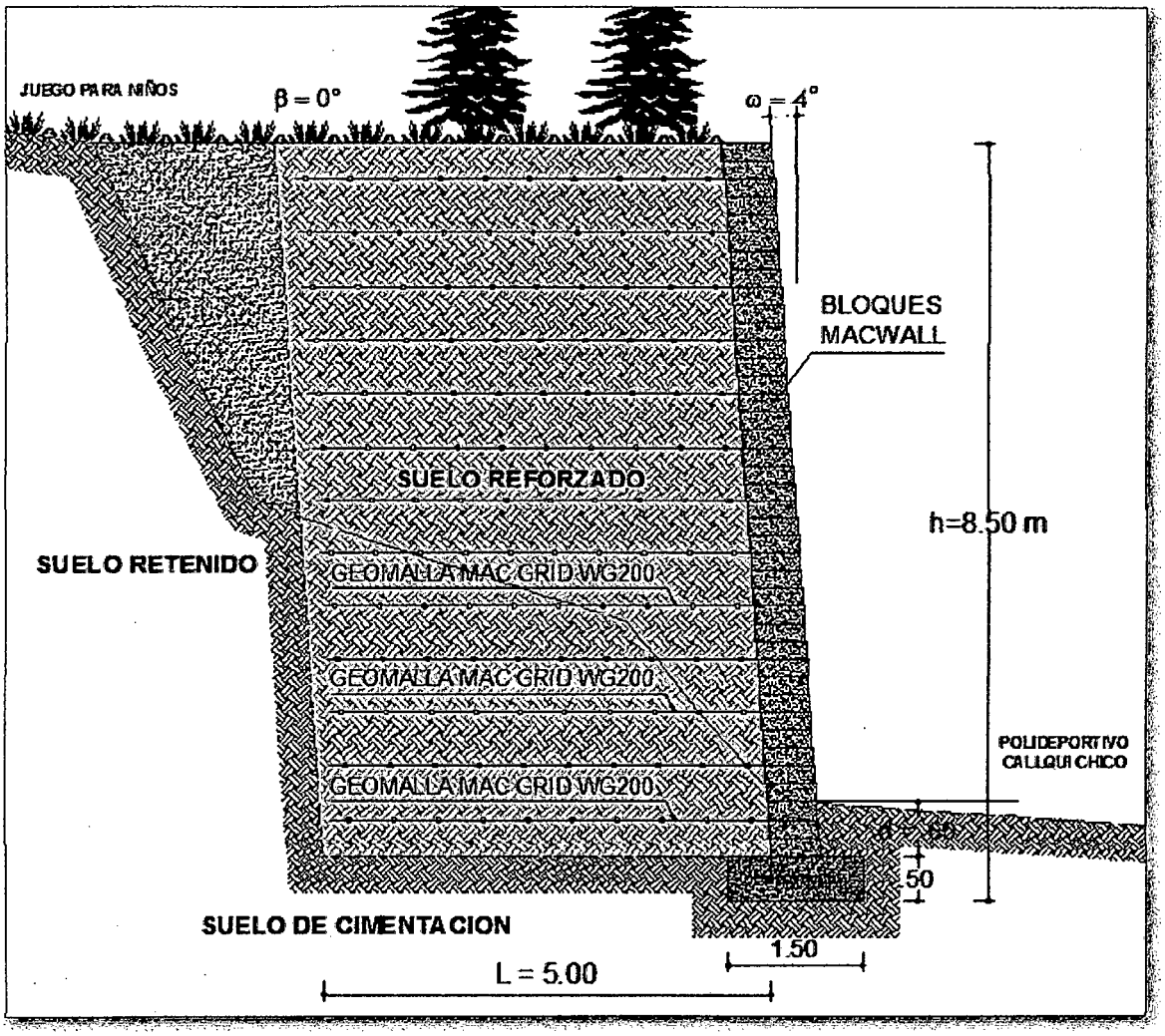


Figura Nº 36: Estructura final del muro de contención segmentada H=8.50 m

DISEÑO DE MUROS H = 5.50 M

166

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

a. Determinación de la geometría de la estructura

Altura total **(Ht)** =	5.50 m
Altura **(h)** =	5.00 m
Altura total de la estructura **(H)** =	5.00 m
Profundidad de cimentación **(d)** =	0.50 m
Angulo de inclinación superior **(β)** =	0°
Angulo de inclinación del parámetro frontal del muro **(ω)** =	4°
Angulo de inclinación de la base de la estructura **(α)** =	0°
Longitud de sobrecarga **(Ls)** =	3.20 m
Altura de sobrecarga **(Hs)** =	0.80 m
Ancho de cimentación **(Ac)** =	1.50 m
Altura de cimentación **(Hc)** =	0.50 m
q = γr x Hs =	1.56 t/m2

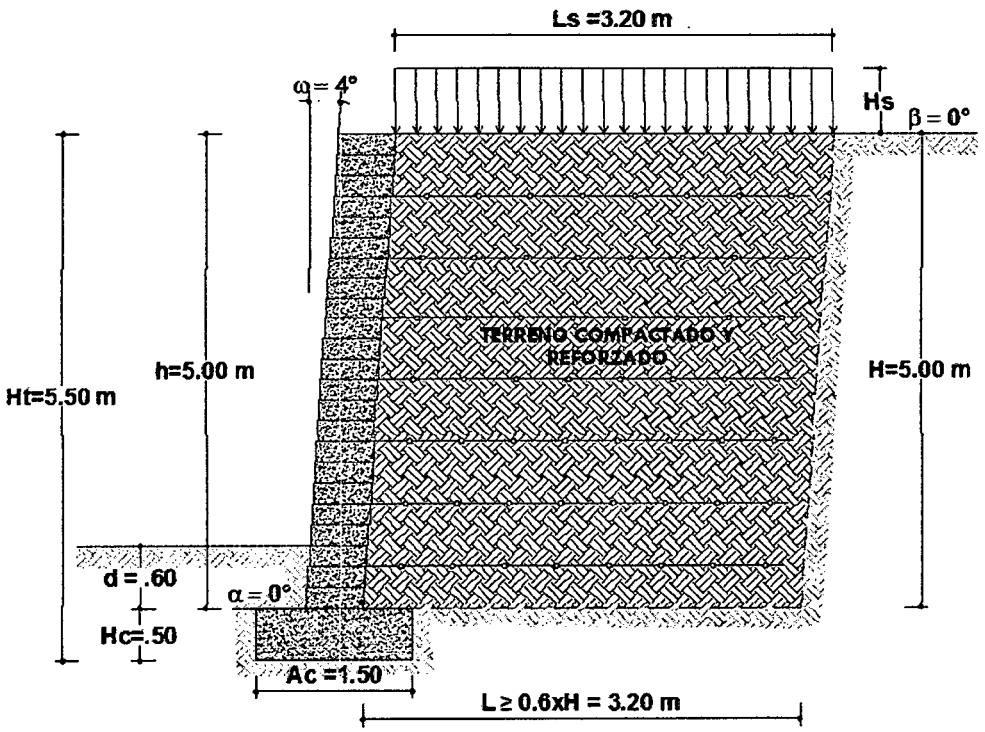


Figura N° 37: Geometría de la estructura.

b. Características geotécnicas del suelo

Suelo retenido:

Peso específico del suelo retenido (γ_b) =	1.85 t/m^3
Cohesión del suelo retenido (c_b) =	0.00 t/m^2
Angulo de Fricción suelo retenido (ϕ_b) =	33°

Suelo reforzado:

Peso específico del suelo reforzado (γ_r) =	1.95 t/m^3
Cohesión del suelo reforzado (c_r) =	0.00 t/m^2
Angulo de fricción suelo reforzado (ϕ_r) =	35°

Suelo de cimentación:

Peso específico del suelo de cimentación (γ_f) =	1.85 t/m^3
Cohesión del suelo de cimentación (c_f) =	0.00 t/m^2
Angulo de fricción suelo de cimentación(ϕ_f) =	33°

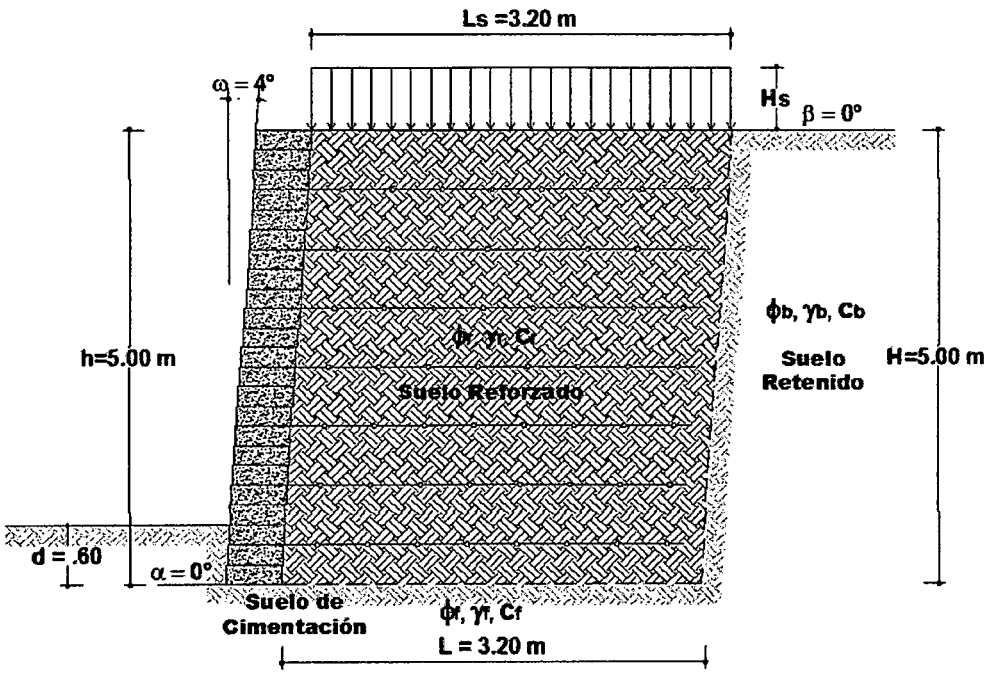


Figura N° 38: Características geotécnicas del suelo

c. Características de diseño de las geomallas

Longitud (L) ≥ H*0.60 =	3.20 m
Proporción de geomalla horizontal (R_c) =	80 %
Coeficiente de deslizamiento directo (C_{ds}) =	1.00
Coeficiente de arrancamiento o anclaje (C_{po}) =	1.50

El coeficiente de deslizamiento global (C_g) está dado por la siguiente expresión:

$$\mathbf{C_g = 1 - R_c \times (1 - C_{ds})}$$

$$\boxed{\mathbf{C_g = 1.00}}$$

d. Calculo del coeficiente de empuje del terreno

Según la **teoría de Coulomb** para análisis de estabilidad externa:

$$\mathbf{K_a} = \frac{\cos^2(\phi + \omega + \beta)}{\cos^2(\omega + \alpha).\cos(\omega + \alpha - \delta).\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\emptyset + \delta).\operatorname{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\phi + \omega - \alpha).\cos(\omega + \alpha + \beta)}}\right]}$$

Coeficiente de empuje para el suelo reforzado:

$$\boxed{\mathbf{K_{ab} = 0.40}}$$

e. Calculo de la fuerza de empuje del terreno

Para ello necesitamos conocer la altura total de la estructura (H), la que viene dada por la siguiente expresión:

$$\mathbf{H = h + L.\tan\beta}$$

$$\boxed{\mathbf{H = 5.00\ m}}$$

Conociendo la altura (H), se calculan las fuerzas de empuje, debido a la sobrecarga (q) y al terreno retenido, tal y como sigue:

$$\mathbf{F_{db} = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times H^2}$$

$$\mathbf{F_{db}} = 0.5 \times 0.40 \times 1.85 \times (5.00)^2 = \mathbf{9.20\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{qb} = q \times K_{ab} \times H}$$

$$\mathbf{F_{qb}} = 1.56 \times 0.40 \times 5.00 = \mathbf{3.10\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{tb} = F_{db} + F_{qb}}$$

$$\mathbf{F_{tb}} = 9.20 + 3.10 = \mathbf{12.30\ t/m}$$

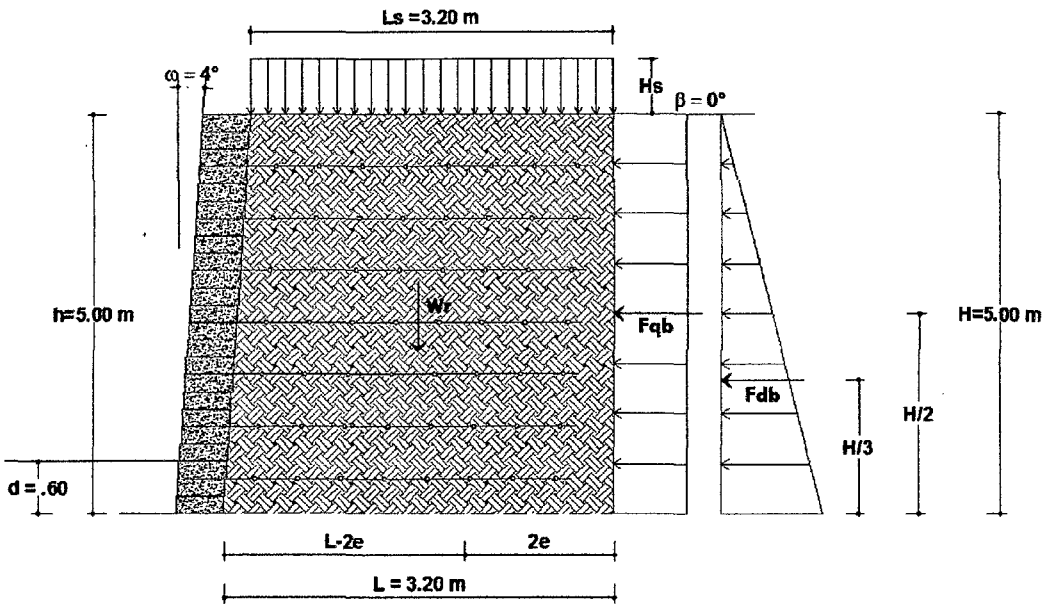


Figura Nº 39: Fuerzas de Actuantes

f. Análisis de deslizamiento de la base de muro

Para ello se requiere conocer previamente el peso de la estructura, tanto del volumen del suelo reforzado (W_r), como el peso del volumen de suelo retenido (W_b), así también el peso debido a la sobrecarga (Q), como se observa en la **Figura N° 39**, mediante las siguientes expresiones:

$$\mathbf{W_r = L \times h \times \gamma_r}$$

$$\mathbf{W_r} = 3.20 \times 5.00 \times 1.95 = \mathbf{31.20\ t/m}$$

$$\mathbf{W_b = 0.5 \times \gamma_r \times L^2 \times \tan\beta}$$

$$\mathbf{W_b} = 0.5 \times 1.95 \times (3.20)^2 \times \tan 0° = \mathbf{0.00\ t/m}$$

$$\mathbf{Q = q \times L}$$

$$\mathbf{Q} = 1.56 \times 3.20 = \mathbf{4.99\ t/m}$$

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FSs) a lo largo de la base del muro, está dado por:

$$\mathbf{FS_S = \frac{(W_r + W_b + Q) \times \tan\phi_k}{F_{tbh}}}$$

$\phi_k = \phi_r$.

Calculando F_{tbh} cuando **y = d = 0.60 m.**

$$\mathbf{F_{db}(y) = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times (H - y)^2}$$

$$\mathbf{F_{db}}(y = 0.60) = 0.5 \times 0.40 \times (5.00 - 0.60)^2 = \mathbf{7.13\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{qb}(y) = q \times K_{ab} \times (H - y)}$$

$$\mathbf{F_{qb}(y = 0.60) = 1.56 \times 0.40 \times (5.00 - 0.60) = 2.73\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{tb}(y) = F_{db}(y) + F_{qb}(y)}$$

$$\mathbf{F_{tb}(y = 0.60) = 7.13 + 2.73 = 9.86\ t/m}$$

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FSs):

$$\mathbf{FS_S = \frac{(W_r + W_b + Q) \times \tan\emptyset_k}{F_{tbh}}}$$

$$\mathbf{FS_S = \frac{(31.20 + 0.00 + 4.99) \times \tan 35°}{12.30}}$$

$$\boxed{\mathbf{FS_S = 2.06}}$$

g. Análisis de deslizamiento a lo largo de la primera capa de geomalla (h_1)

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FS_g) a lo largo de la primera capa de refuerzo de geomalla, está dado por la siguiente expresión:

$$\mathbf{FS_g = \frac{(W_r + W_b + Q - W_1) \times \tan\emptyset_r \times C_g}{F_{tbh}(h_1)}}$$

Dónde:

$$\mathbf{W_1 = L \times h_1 \times \gamma_r}$$

$$\mathbf{W_1 = 3.20 \times 0.40 \times 1.95 = 2.50\ t/m}$$

Calculando $\mathbf{F_{tbh}(h_1)}$ cuando $\mathbf{y = h_1 = 0.40\ m.}$

$$\mathbf{F_{db}(y) = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times (H - y)^2}$$

$$\mathbf{F_{db}(y = 0.40) = 0.5 \times 0.40 \times 1.85 \times (5.00 - 0.40)^2 = 7.79\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{qb}(y) = q \times K_{ab} \times (H - y)}$$

$$\mathbf{F_{qb}(y = 0.40) = 1.56 \times 0.40 \times (5.00 - 0.40) = 2.86\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{tb}(y) = F_{db}(y) + F_{qb}(y)}$$

$$\mathbf{F_{tb}(y = 0.40) = 7.79 + 2.86 = 10.65\ t/m}$$

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FS_g):

$$\mathbf{FS_g = \frac{(W_r + W_b + Q - W_1) \times \tan\emptyset_r \times C_g}{F_{tbh}(h_1)}}$$

$$FS_g = \frac{(31.20 + 0.00 + 4.99 - 2.50) \times \tan 35° \times 1.00}{10.65}$$

$$\mathbf{FS_g = 2.22}$$

h. Análisis de vuelco del muro con respecto al extremo de la base

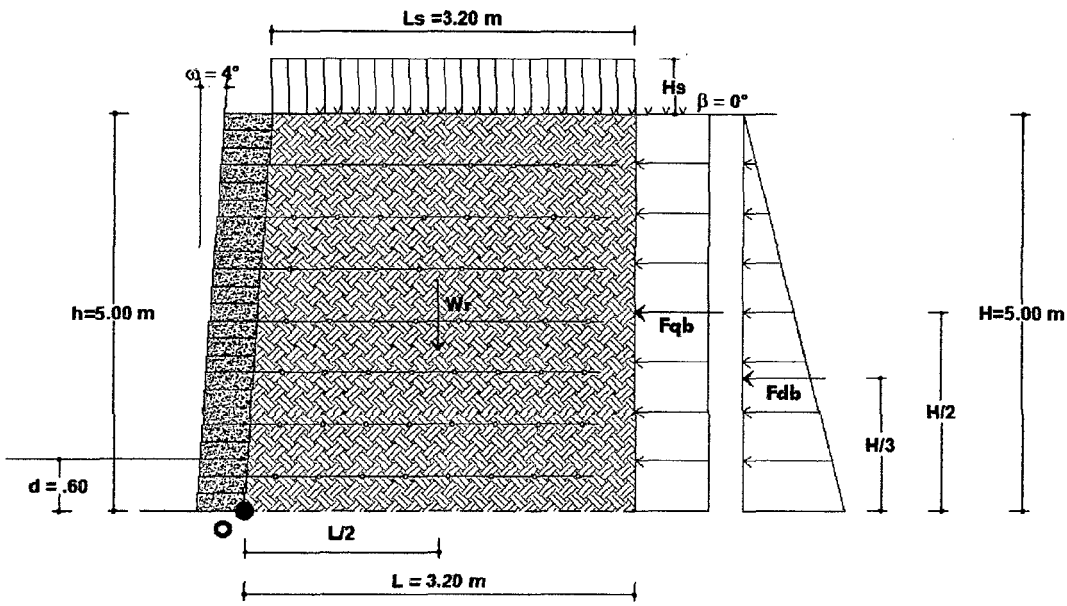


Figura Nº 40: *Diagrama de momentos*

Momentos Actuantes:

Por el terreno retenido $$MF_{db} = F_{db} \times \frac{H}{2}$$

Por la sobrecarga $$MF_{qb} = F_{qb} \times \frac{H}{3}$$

Momentos Resistentes:

Por el terreno reforzado $$MW_r = W_r \times \frac{L}{2}$$

Por la sobrecarga $$MQ = Q \times \frac{L}{2}$$

Por el terreno inclinado $$MW_b = W_b \times \frac{2L}{3}$$

El Factor de Seguridad de Vuelco (FS_o):

$$\mathbf{FS_0 = \frac{\sum Momentos\ Resistentes}{\sum Momentos\ Actuantes}}$$

$$\mathbf{FS_0 = \frac{(3 \times W_r + 3 \times Q + 4 \times W_b) \times L}{(2 \times F_{dbh} + 3 \times F_{qbh}) \times H}}$$

$$FS_0 = \frac{(3 \times 31.20 + 3 \times 4.99 + 4 \times 0.00) \times 3.20}{(2 \times 9.20 + 3 \times 3.10) \times 5.00}$$

$$\boxed{FS_0 = 2.51}$$

i. Análisis de la capacidad de carga en la base del muro

El Factor de Seguridad de Capacidad de Carga (FS_b) es:

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a}$$

El valor de "e" se puede hallar mediante:

$$e = \frac{(2 \times F_{dbh} + 3 \times F_{qbh}) \times H - W_b \times L}{6 \times (W_r + W_b + Q)} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{(2 \times 7.13 + 3 \times 2.73) \times 5.00 - 0.00 \times 3.20}{6 \times (31.20 + 0.00 + 4.99)} < \frac{3.20}{6}$$

$$\boxed{e = 0.52\ m < 0.53\ m}$$

$$L' = L - 2 \times e$$

$$L' = 3.20 - 2 \times 0.52$$

$$\boxed{L' = 2.17\ m}$$

La capacidad de carga última Q_{ult}:

$$Q_{ult} = N_c * c_f + 0.5 * N_\gamma * (L - 2 * e) * \gamma_f + d * \gamma_f * N_q$$

Los factores de capacidad de carga se pueden determinar a través de las siguientes formulas.

$$\phi_f = 33°$$

$$N_q = e^{\pi * \tan\phi} * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_q = e^{\pi * \tan 33°} \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{33°}{2}\right) = 26.09$$

$$N_c = (N_q - 1)/\tan\phi$$

$$N_c = (26.09 - 1)/\tan 33° = 38.64$$

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

$$N_\gamma = 2 \times (26.09 + 1) * \tan 33° = 35.19$$

La capacidad de carga última Q_{ult}: **Se considera (d=0.00m)**

$$Q_{ult} = N_c * c_f + 0.5 * N_\gamma * (L - 2 * e) * \gamma_f + d * \gamma_f * N_q$$

$$Q_{ult} = 38.64 \times 0.00 + 0.5 \times 35.19 \times (3.20 - 2 \times 0.52) \times 1.85 + 0.00 \times 1.85 \times 26.09$$ 159

$$\boxed{Q_{ult} = 70.50\ t/m^2}$$

Luego, el esfuerzo de aplicado **Qa** sobre la base es:

$$Q_a = \frac{W_r + W_b + Q}{L - 2 \times e}$$

$$Q_a = \frac{31.20 + 0.00 + 4.99}{3.20 - 2 \times 0.52}$$

$$\boxed{Q_a = 16.71\ t/m^2}$$

Finalmente, el factor de seguridad a la capacidad de carga (FS_b), se halla de la siguiente manera:

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a}$$

$$FS_b = \frac{70.50}{16.71}$$

$$\boxed{FS_b = 4.22}$$

j. Verificación final del análisis de estabilidad externo

Este análisis se realiza verificando que los factores de seguridad de estabilidad externa, cumplan con los valores mínimos de diseño, los cuales se presentan en la **Tabla N° 04**

Factor de Seguridad	Valor	Valor Calculado	
Global (FS_g)	1.50	**2.22**	**Ok**
Deslizamiendo (FS_s)	1.50	**2.06**	**Ok**
Vuelco (FS_o)	1.50	**2.51**	**Ok**
Capacidad de Carga (FS_b)	2.00	**4.22**	**Ok**

4.1.1.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

a. Análisis de falla por sobre – esfuerzo

Un diseño realizado con geomallas es definido y analizado para falla de sobre-esfuerzo o sobre-tensión.

158

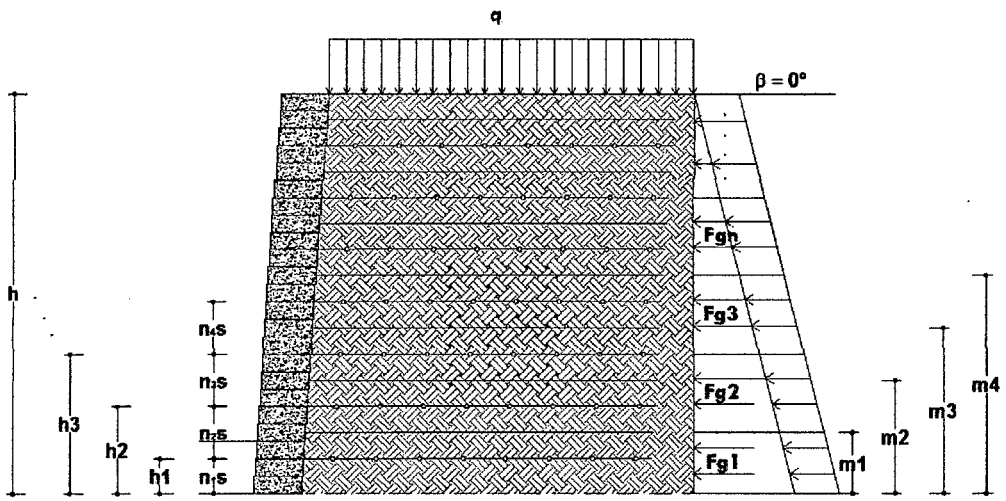


Figura N° 41: *Análisis de sobreesfuerzo de geomallas.*

La resistencia aceptable en una geomalla está determinada como una fracción del Límite Máximo del Esfuerzo de Diseño (LTDS) por medio de un Factor de Seguridad Parcial (FS_{total}):

$$\mathbf{T_{all}} = \frac{\text{LTDS}}{\text{FS}_{\text{total}}}$$

Límite Máximo del Esfuerzo de Diseño

Según Tabla: **Geomalla Mac Grid WG 200**

Resistencia longitudinal a tracción

$$\mathbf{T_{ult} = 200.00\ kN/m}$$

Factor de reducción global

$$\mathbf{RF_G = 1.92}$$

$$\mathbf{LTDS} = \frac{\mathbf{T_{ult}}}{\mathbf{RF_G}} = \frac{200}{1.92} = 104.17\ \text{kN/m}$$

$$\mathbf{LTDS = 10.62\ t/m}$$

El Factor de Seguridad Parcial (FS_{total}) se halla de la siguiente manera:

$$\mathbf{FS_{total}} = \text{FS}_{\text{construcción}} * \text{FS}_{\text{químico}} * \text{FS}_{\text{biológico}} * \text{FS}_{\text{fatiga}}$$

Factor de Seguridad	Valor Minimo	Valores Asumidos
Construcción ($FS_{construcción}$)	1.10 a 1.50	**1.10**
Degradación Química	1.00 a 1.50	**1.00**
Degradación Biológica	1.00 a 1.30	**1.00**
Fatiga (FS_{fatiga})	2.00 a 3.00	**2.00**

$$\mathbf{FS_{total}} = 1.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.00 = \mathbf{2.20}$$

Por tanto:

$$\mathbf{T_{all}} = \frac{10.62}{2.20}$$

$$\boxed{\mathbf{T_{all} = 4.83\ t/m}}$$

La fuerza de diseño P es determinada aplicando un Factor de Seguridad Global (FS_g) a la resistencia aceptable de la geomalla T_{all}.

$$\mathbf{P} = \frac{\mathbf{T_{all}}}{\mathbf{FS_g}}$$

Factor de Seguridad Global (FS_g) puede variar entre 1.30 a 1.50: (**FS_g = 1.40**)

$$\mathbf{P} = \frac{4.83}{1.40}$$

$$\boxed{\mathbf{P = 3.45\ t/m}}$$

Luego, la fuerza activa total F_r en el suelo reforzado debido a la cuña de suelo activa y a las sobrecargas, al nivel de la base del muro es:

$$\mathbf{F_r} = (0.5 \times \gamma_r \times h + q) \times h \times K_{ar}$$

Dónde:

$$\mathbf{K_a} = \cos\beta . \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}$$

$$\boxed{\mathbf{K_{ar} = 0.27}}$$

Entonces:

$$\mathbf{F_r} = (0.5 \times 1.95 \times 5.00 + 1.56) \times 5.00 \times 0.27 = \mathbf{8.72\ t/m}$$

Por otro lado, la fuerza activa total $F_r(y)$ en el suelo reforzado, en la elevación del punto medio $\mathbf{m_i}$ de dos capas adyacentes, se expresa a continuación:

$$\mathbf{F_r(m_i)} = [0.5 \times \gamma_r \times (h - m_i) + q] \times (h - m_i) \times K_{ar}$$

Dónde:

m_i = 0.60 m : Punto medio "i" entre dos capas adyacentes cualquiera.

$$\mathbf{F_r(m_i)} = [0.5 \times 1.95 \times (5.00 - 0.60) + 1.56] \times (5.00 - 0.60) \times 0.27$$

$$\boxed{\mathbf{F_r(m_i) = 6.98\ t/m}}$$

El número mínimo requerido de capas de refuerzo (N_{min}) de acuerdo al análisis interno de estabilidad es:

$$\mathbf{N_{min}} = \left(\frac{F_{hr} * FS_t}{P * R_c}\right)$$

$$\mathbf{N_{min}} = \left(\frac{6.98 \times 2.20}{3.45 \times 0.80}\right)$$

$$\boxed{\mathbf{N_{min} = 6.00 \cong 8.00\ Capas\ de\ Refuerzo}}$$

El muro de contención segmentada H=5.00 m, requiere solo de 6 capas de refuerzo, es decir hasta una altura de 4.00 m, se considerara la misma longitud de anclaje hasta el final del muro: **Número de capas de refuerzo = 8.*

El número de capas de compactación de suelo (n_i) es: $\mathbf{n_i \leq n_{i+1}}$

Las elevaciones de las capas de geomalla (h_i) y la elevación de los puntos medio entre dos capas de refuerzo (m_i), son calculadas de la siguiente manera:

$$\mathbf{h_i} = \sum_{n=1}^{i} n_n \times s$$

$$\mathbf{m_i} = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$$

Dónde: $h_0 = m_0 = 0$

Asumimos que una sola capa de refuerzo de geomalla resiste una fuerza lateral horizontal F_{gi}: $\mathbf{F_{gi}} = F_{hr}(m_{i-1}) - F_{hr}(m_i)$

El factor de seguridad de sobreesfuerzo en una capa de geomalla FS_{ti} :

$$\mathbf{FS_{ti}} = \frac{2P}{F_{gi}}$$

$$\mathbf{FS_{ti} > FS_{total}}$$

Cuadro N° 03: RESULTADOS DE ANÁLISIS DE FALLA POR SOBRE – ESFUERZO

	s	ni*s	Hi	mi	Fmi	Fgi	Fsti	FSt	
1	0.40	0.40	0.40	0.00	**8.72**				
2	0.60	0.60	1.00	0.70	**6.70**	2.02	**3.42**	**2.20**	ok
3	0.60	0.60	1.60	1.30	**5.18**	1.52	**4.53**	**2.20**	ok
4	0.60	0.60	2.20	1.90	**3.85**	1.33	**5.18**	**2.20**	ok
5	0.60	0.60	2.80	2.50	**2.71**	1.14	**6.04**	**2.20**	ok
6	0.60	0.60	3.40	3.10	**1.76**	0.95	**7.25**	**2.20**	ok
7	0.60	0.60	4.00	3.70	**1.00**	0.76	**9.06**	**2.20**	ok
8	0.60	0.60	4.60	4.30	**0.43**	0.57	**12.08**	**2.20**	ok
9	0.60	0.40	5.00	4.80	**0.10**	0.33	**20.88**	**2.20**	ok

b. Análisis de falla por arrancamiento

La longitud de geomalla embebida L_{ei} se halla mediante la siguiente expresión:

$$\mathbf{L_{ai}} = h_i * \tan\left(45° - \frac{\emptyset_r}{2}\right)$$

$$\mathbf{L_{ei}} = L_i - L_{ai}$$

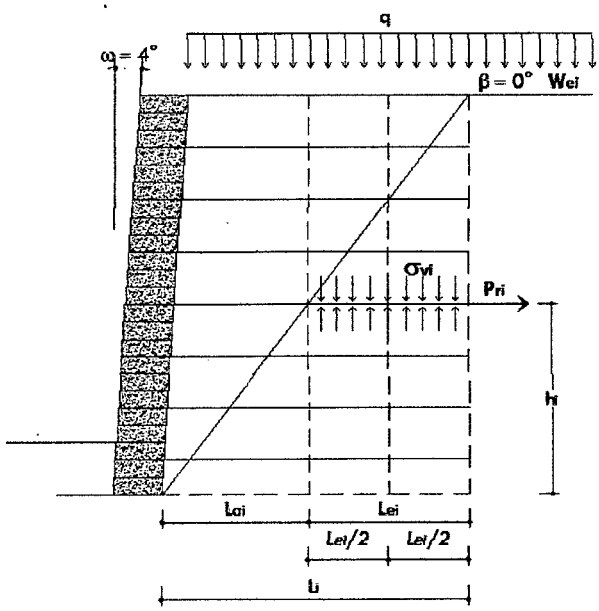


Figura N° 42: *Análisis de falla por arrancamiento.*

Las fuerzas de arrancamiento o de desanclaje (P_{ri}) en la longitud de refuerzo embebido (L_{ei}) son:

$$\mathbf{P_{ri}} = 2 * C_{po} * L_{ei} * \sigma_{vi} * \tan\emptyset_r$$

En la que tenemos que:

$$\sigma_{vi} = (h - h_i) * \gamma_r + q + \frac{W_{ei}}{L_{ei}}$$

$$W_{ei} = 0.5 * (L_{ai} + L_i) * \tan\beta * \gamma_r * L_{ei}$$

El Factor de Seguridad de Arrancamiento o Desanclaje (FS_{pi}) para cada capa de refuerzo puede ser calculado de la siguiente manera:

$$FS_{pi} = \frac{P_{ri}}{F_{gi}} > FS_{total}$$

Cuadro N° 04: RESULTADOS DE ANÁLISIS DE FALLA POR ARRANCAMIENTO

	hi	Lai	Lei	Wei	σvi	Pri	Fspi	FSt	
1	0.40	0.21	2.99	0.00	10.53	66.18			
2	1.00	0.52	2.68	0.00	9.36	52.68	**26.13**	**2.20**	ok
3	1.60	0.83	2.37	0.00	8.19	40.72	**26.76**	**2.20**	ok
4	2.20	1.15	2.05	0.00	7.02	30.30	**22.75**	**2.20**	ok
5	2.80	1.46	1.74	0.00	5.85	21.41	**18.76**	**2.20**	ok
6	3.40	1.77	1.43	0.00	4.68	14.06	**14.78**	**2.20**	ok
7	4.00	2.08	1.12	0.00	3.51	8.24	**10.83**	**2.20**	ok
8	4.60	2.39	0.81	0.00	2.34	3.96	**6.94**	**2.20**	ok
9	5.00	2.60	0.60	0.00	1.56	1.96	**5.93**	**2.20**	ok

4.1.1.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

El movimiento general de la masa de la estructura de un muro y del suelo adyacente a esta, es llamado falla de estabilidad global, tal como se pueden ver en los gráficos. En el caso del presente proyecto de investigación, este análisis lo realizamos mediante el programa **Geo5 v14**.

c. Geometría en el programa Goe5

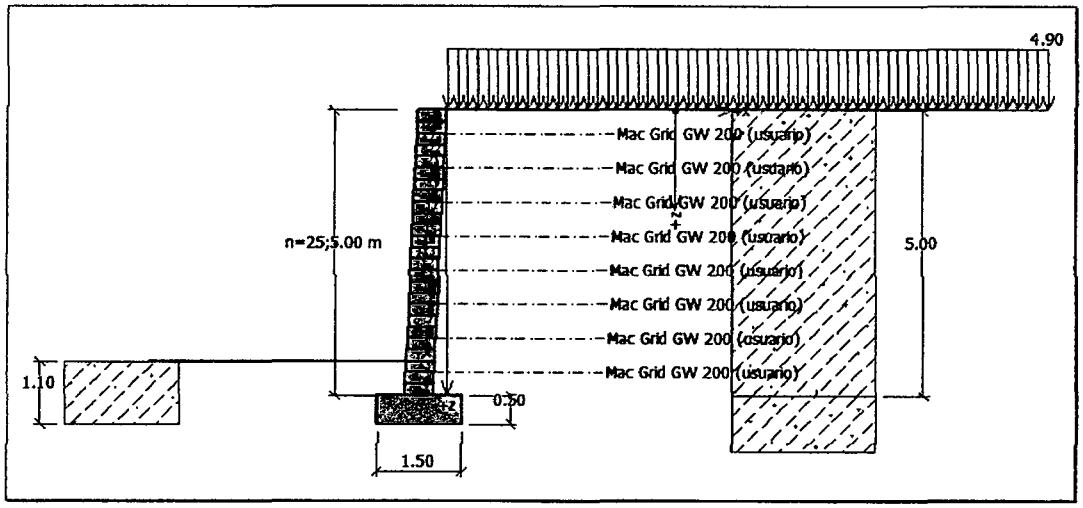


Figura Nº 43: *Geometría de la estructura*

d. Análisis de estabilidad global

3. Método de Spencer

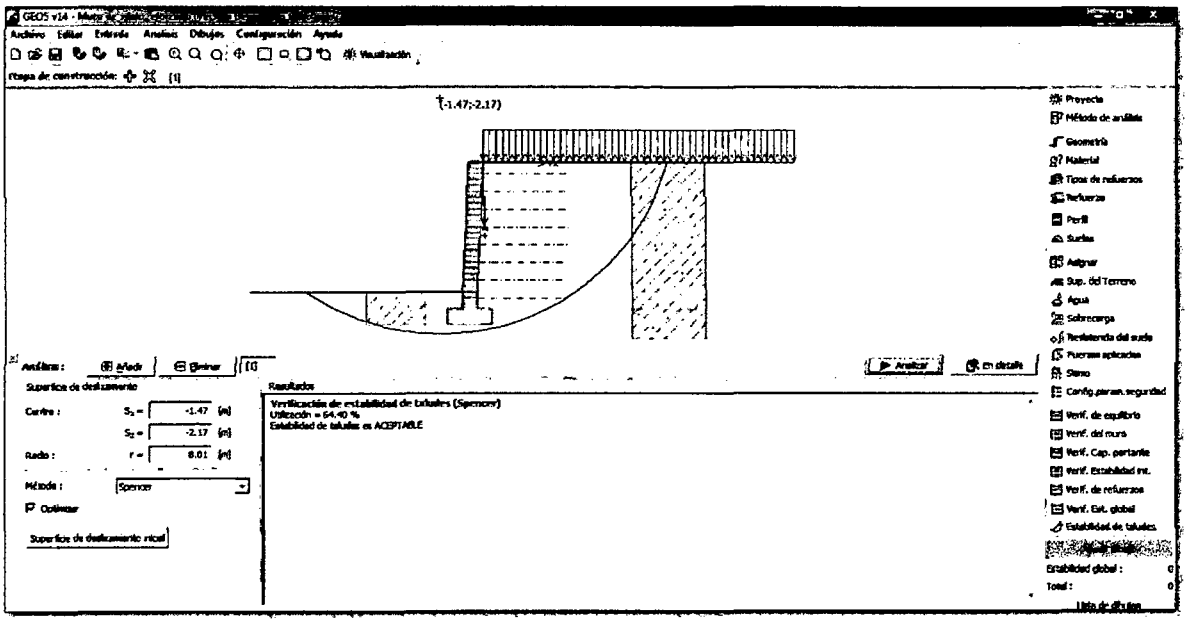


Figura Nº 44: *Análisis de estabilidad global – Método de Spencer*

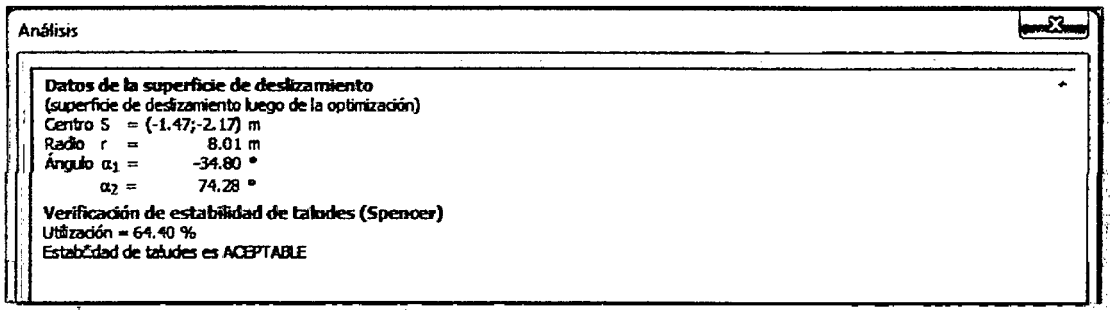


Figura N° 45: Resultado del análisis

4. Método de Bishop

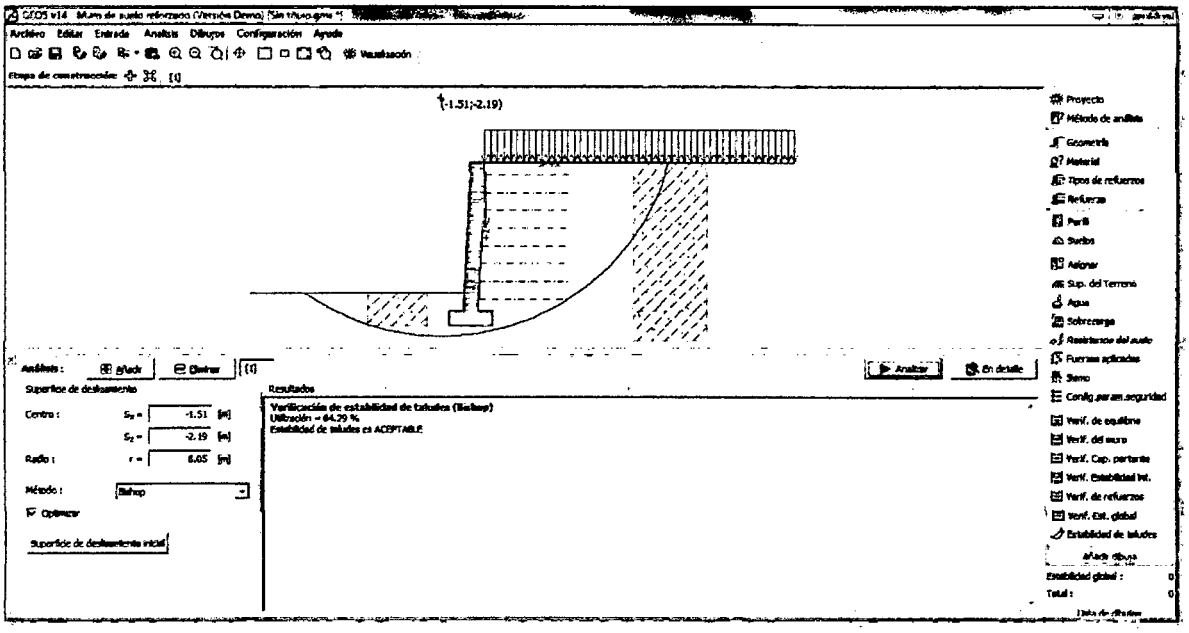


Figura N° 46: Análisis de estabilidad global – Método de Bishop

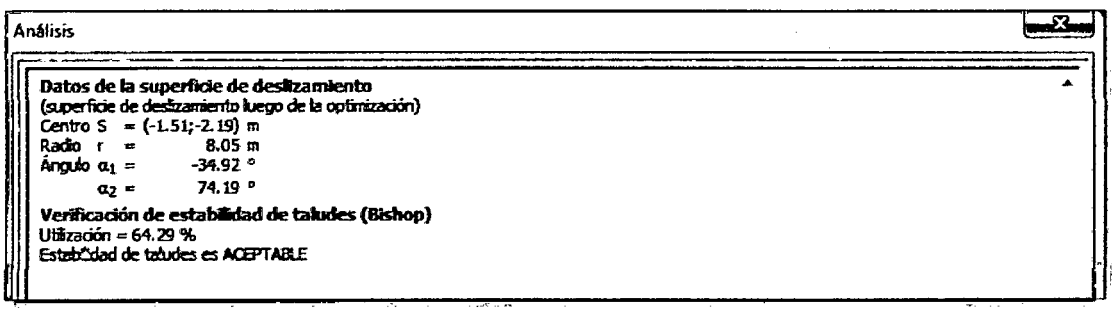


Figura N° 47: Resultado del análisis

ESTRUCTURA FINAL DEL MURO

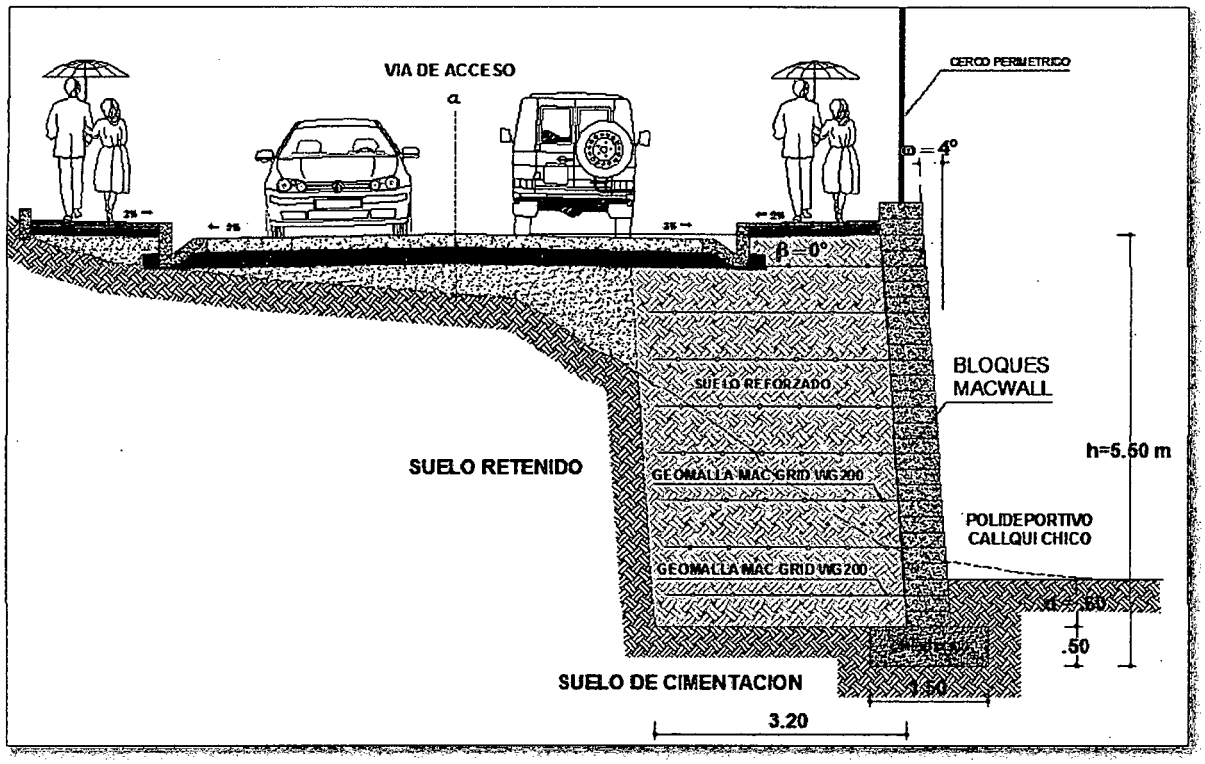


Figura Nº 48: Estructura final del muro de contención segmentada H=5.50 m

DISEÑO DE MUROS H = 2.50 M

150

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

c. Determinación de la geometría de la estructura

Altura total **(Ht)** =	2.50 m
Altura **(h)** =	2.00 m
Altura total de la estructura **(H)** =	2.00 m
Profundidad de cimentación **(d)** =	0.50 m
Angulo de inclinación superior **(β)** =	0°
Angulo de inclinación del parámetro frontal del muro **(ω)** =	4°
Angulo de inclinación de la base de la estructura **(α)** =	0°
Longitud de sobrecarga **(Ls)** =	1.40 m
Altura de sobre carga **(Hs)** =	1.30 m
Ancho de cimentación **(Ac)** =	1.50 m
Altura de cimentación **(Hc)** =	0.50 m
q = γr x Hs =	2.54 t/m2

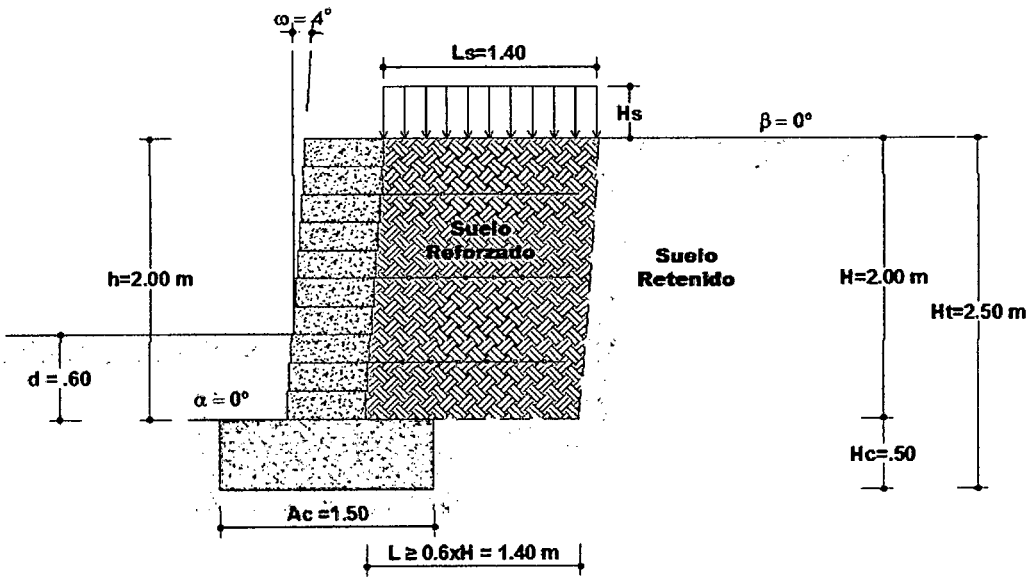


Figura Nº 49: Geometría de la estructura.

d. Características geotécnicas del suelo

Suelo retenido:

Peso específico del suelo retenido (γ_b) =	1.85 t/m^3
Cohesión del suelo retenido (c_b) =	0.00 t/m^2
Ángulo de fricción suelo retenido (ϕ_b) =	33°

Suelo reforzado:

Peso específico del suelo reforzado (γ_r) =	1.95 t/m^3
Cohesión del suelo reforzado (c_r) =	0.00 t/m^2
Angulo de Fricción suelo reforzado (ϕ_r) =	35°

Suelo de cimentación:

Peso específico del suelo de cimentación (γ_f) =	1.85 t/m^3
Cohesión del suelo de cimentación (c_f) =	0.00 t/m^2
Angulo de fricción suelo de cimentación (ϕ_f) =	33°

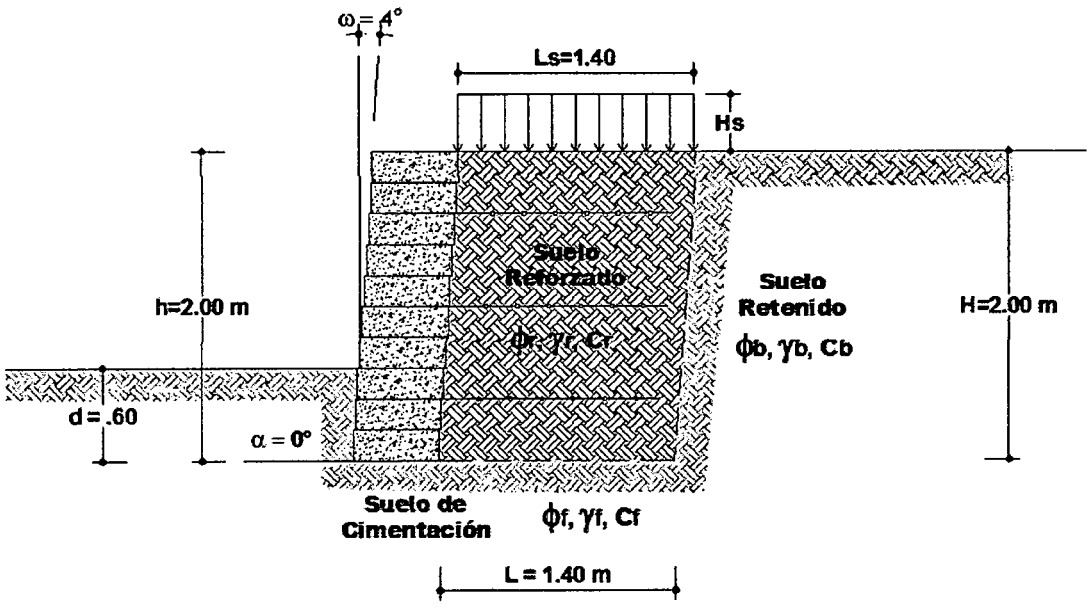


Figura N° 50: Características geotécnicas del suelo

e. Características de diseño de las geomallas

Longitud (L) = H*0.60 =	1.40 m
Proporción de geomalla horizontal (R_c) =	80 %

Coeficiente de deslizamiento directo (C_{ds}) =	1.00
Coeficiente de arrancamiento o anclaje (C_{po}) =	1.50

El coeficiente de deslizamiento global (C_g) está dado por la siguiente expresión:

$$C_g = 1 - R_c \times (1 - C_{ds})$$

$$\boxed{C_g = 1.00}$$

f. Calculo del coeficiente de empuje del terreno

Según la **teoría de Coulomb** para análisis de estabilidad externa:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega + \beta)}{\cos^2(\omega + \alpha).\cos(\omega + \alpha - \delta).\left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\emptyset + \delta).\text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\emptyset + \omega - \alpha).\cos(\omega + \alpha + \beta)}}\right]}$$

$$\boxed{K_{ab} = 0.40}$$

g. Calculo de la fuerza de empuje del terreno

Para ello necesitamos conocer la altura total de la estructura (H), la que viene dada por la siguiente expresión:

$$H = h + L.\tan\beta$$

$$\boxed{H = 2.00\ m}$$

Conociendo la altura (H), se calculan las fuerzas de empuje, debido a la sobrecarga (q) y al terreno retenido, tal y como sigue:

$$F_{db} = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times H^2$$

$$F_{db} = 0.5 \times 0.40 \times 1.85 \times (2.00)^2 = 1.48\ t/m$$

$$F_{qb} = q \times K_{ab} \times H$$

$$F_{qb} = 2.54 \times 0.40 \times 2.00 = 2.02\ t/m$$

$$F_{tb} = F_{db} + F_{qb}$$

$$F_{tb} = 1.48 + 2.02 = 3.49\ t/m$$

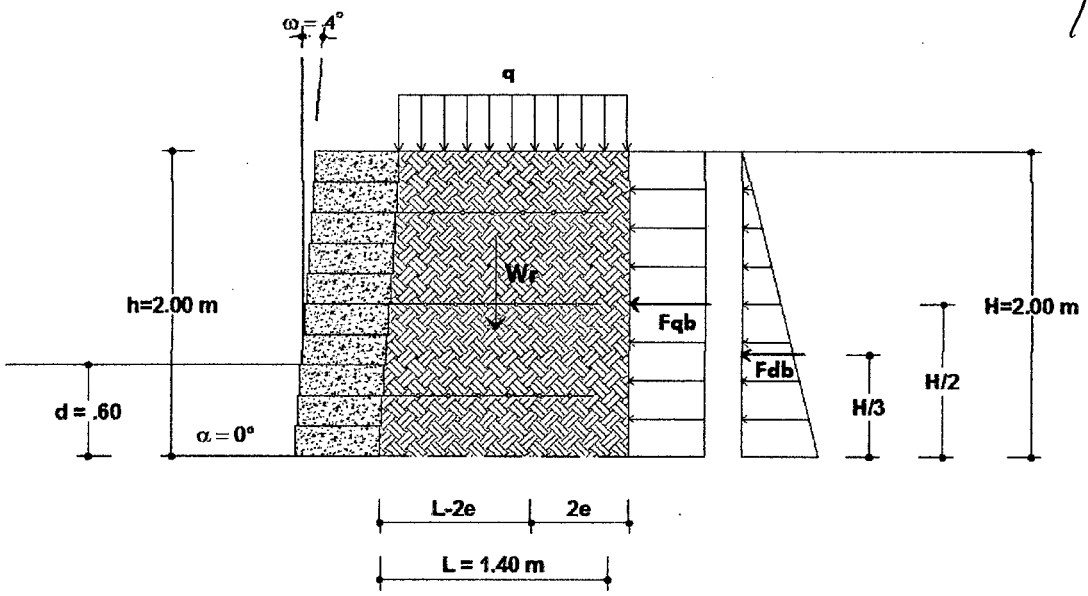


Figura N° 51: Fuerzas de actuantes

h. Análisis de deslizamiento de la base de muro

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FSs) a lo largo de la base del muro, está dado por:

$$FS_S = \frac{(W_r + W_b + Q) \times \tan\phi_k}{F_{tbh}}$$

$\phi_k = \phi_r$

$$W_r = L \times h \times \gamma_r$$

$$W_r = 1.40 \times 2.00 \times 1.95 = \mathbf{5.46\ t/m}$$

$$W_b = 0.5 \times \gamma_r \times L^2 \times \tan\beta$$

$$W_b = 0.5 \times 1.95 \times 1.40^2 \times \tan 0° = \mathbf{0.00\ t/m}$$

$$Q = q \times L$$

$$Q = 2.54 \times 1.40 = \mathbf{3.55\ t/m}$$

Calculando F_{tbh} cuando ***y = d = 0.60 m.***

Dónde:

y : Altura de la base en análisis.

$$F_{db}(y) = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times (H - y)^2$$

$$F_{db}(y = 0.60) = 0.5 \times 0.40 \times 1.85 \times (2.00 - 0.60)^2 = \mathbf{0.72\ t/m}$$

$$F_{qb}(y) = q \times K_{ab} \times (H - y)$$

$$F_{qb}(y = 0.60) = 2.54 \times 0.40 \times (2.00 - 0.60) = \mathbf{1.41\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{tb}(y) = F_{db}(y) + F_{qb}(y)}$$

$$F_{tb}(y = 0.60) = 0.72 + 1.41 = \mathbf{2.13\ t/m}$$

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FSs):

$$\mathbf{FS_S} = \frac{(5.46 + 0.00 + 3.55) \times \tan 35°}{3.49}$$

$$\boxed{\mathbf{FS_S = 1.81}}$$

i. Análisis de deslizamiento a lo largo de la primera capa de geomalla (h_1)

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FS_g) :

$$\mathbf{FS_g} = \frac{(\mathbf{W_r + W_b + Q - W_1}) \times \mathbf{\tan\phi_r \times C_g}}{\mathbf{F_{tbh}(h_1)}}$$

Hay que tener en cuenta que:

$$\mathbf{W_1 = L \times h_1 \times \gamma_r}$$

$$\mathbf{W_1} = 1.40 \times 0.40 \times 1.95 = \mathbf{1.09\ t/m}$$

Calculando $F_{tbh}(h_1)$ cuando **$y = h_1 = 0.40$ m.**

$$\mathbf{F_{db}(y) = 0.5 \times K_{ab} \times \gamma_b \times (H - y)^2}$$

$$\mathbf{F_{db}}(y = 0.40) = 0.5 \times 0.40 \times 1.85 \times (2.00 - 0.40)^2 = \mathbf{0.94\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{qb}(y) = q \times K_{ab} \times (H - y)}$$

$$\mathbf{F_{qb}}(y = 0.40) = 2.54 \times 0.40 \times (2.00 - 0.40) = \mathbf{1.61\ t/m}$$

$$\mathbf{F_{tb}(y) = F_{db}(y) + F_{qb}(y)}$$

$$F_{tb}(y = 0.40) = 0.94 + 1.61 = \mathbf{2.56\ t/m}$$

El Factor de Seguridad al Desplazamiento (FS_g):

$$\mathbf{FS_g} = \frac{(5.46 + 0.00 + 3.55 - 1.09) \times \tan 35° \times 1.00}{2.56}$$

$$\boxed{\mathbf{FS_g = 2.17}}$$

j. Análisis de vuelco del muro con respecto al extremo de la base

En este análisis lo más importante es la determinación del Factor de Seguridad de Vuelco (FS_o), el cual se obtiene mediante la comparación de momentos con respecto al extremo de la base.

$$\mathbf{FS_0} = \frac{(3 \times W_r + 3 \times Q + 4 \times W_b) \times L}{(2 \times F_{dbh} + 3 \times F_{qbh}) \times H}$$

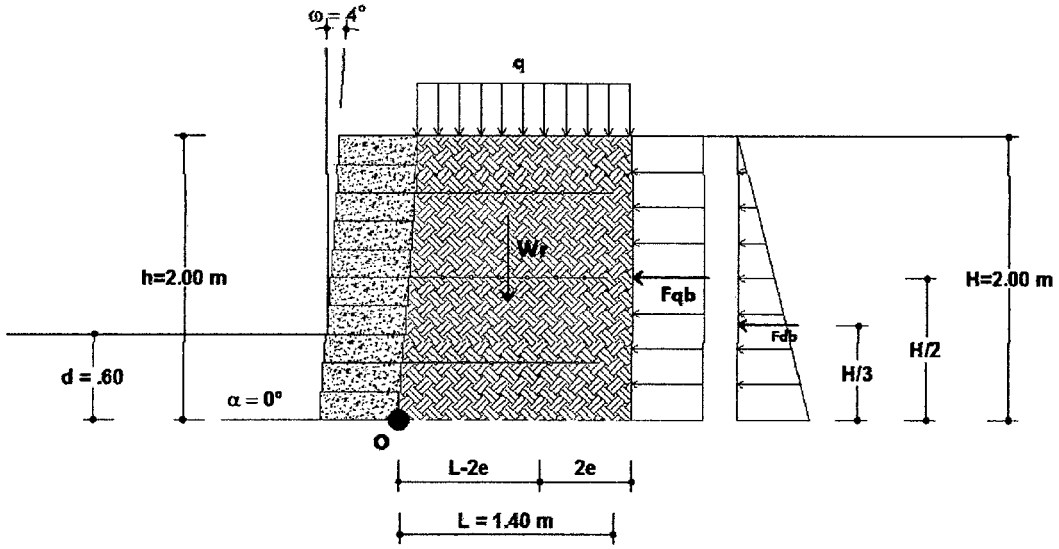


Figura N° 52: *Diagrama de momentos*

Momentos actuantes:

Por el terreno retenido $$MF_{db} = F_{db} \times \frac{H}{2}$$

Por la sobrecarga $$MF_{qb} = F_{qb} \times \frac{H}{3}$$

Momentos resistentes:

Por el terreno reforzado $$MW_r = W_r \times \frac{L}{2}$$

Por la sobrecarga $$MQ = Q \times \frac{L}{2}$$

Por el terreno inclinado $$MW_b = W_b \times \frac{2L}{3}$$

El Factor de Seguridad de Vuelco (FS_o):

$$\mathbf{FS_0} = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Actuantes}}$$

$$\mathbf{FS_0} = \frac{(3 \times W_r + 3 \times Q + 4 \times W_b) \times L}{(2 \times F_{dbh} + 3 \times F_{qbh}) \times H}$$

$$FS_0 = \frac{(3 \times 5.46 + 3 \times 3.55 + 4 \times 0.00) \times 1.40}{(2 \times 1.48 + 3 \times 2.02) \times 2.00}$$

$$\boxed{FS_0 = 2.10}$$

k. Análisis de la capacidad de carga en la base del muro

El Factor de Seguridad de Capacidad de Carga (FS_b) es:

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a}$$

El valor de "e" se puede hallar mediante:

$$e = \frac{(2 \times F_{dbh} + 3 \times F_{qbh}) \times H - W_b \times L}{6 \times (W_r + W_b + Q)} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{(2 \times 0.72 + 3 \times 1.41) \times 2.00 - 0.00 \times 1.40}{6 \times (5.46 + 0.00 + 3.55)} < \frac{1.40}{6}$$

$$\boxed{e = 0.21\ m < 0.23\ m}$$

$$L' = L - 2 \times e$$

$$L' = 1.40 - 2 \times 0.21$$

$$\boxed{L' = 0.98\ m}$$

La capacidad de carga última Q_{ult}:

$$Q_{ult} = N_c * c_f + 0.5 * N_\gamma * (L - 2 * e) * \gamma_f + d * \gamma_f * N_q$$

Los factores de capacidad de carga se pueden determinar a través de las siguientes formulas.

$$\phi_f = 30°$$

$$N_q = e^{\pi * \tan\phi} * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_q = e^{\pi * \tan 33°} \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{33°}{2}\right) = 26.09$$

$$N_c = (N_q - 1)/\tan\phi$$

$$N_c = (26.09 - 1)/\tan 33° = 38.64$$

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

$$N_\gamma = 2 \times (26.09 + 1) * \tan 33° = 35.19$$

La capacidad de carga última Q_{ult}: **Se considera (d=0.00m)**

$$Q_{ult} = 38.64 \times 0.00 + 0.5 \times 35.19 \times (1.40 - 2 \times 0.21) \times 1.85 + 0.00 \times 1.85 \times 26.09$$

$$\boxed{Q_{ult} = 31.88\ t/m^2}$$

Luego, el esfuerzo de aplicado **Qa** sobre la base es:

$$Q_a = \frac{W_r + W_b + Q}{L - 2 \times e}$$

$$Q_a = \frac{5.46 + 0.00 + 3.55}{1.40 - 2 \times 0.21}$$

$$\boxed{Q_a = 9.20\ t/m^2}$$

Finalmente, el factor de seguridad a la capacidad de carga (FS_b), se halla de la siguiente manera:

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a}$$

$$FS_b = \frac{31.88}{9.20}$$

$$\boxed{FS_b = 3.47}$$

I. Verificación final del análisis de estabilidad externo

Este análisis se realiza verificando que los factores de seguridad de estabilidad externa, cumplan con los valores mínimos de diseño, los cuales se presentan en la **Tabla N° 04**

Factor de	Valor	Valor Calculado	
Global (FS_g)	1.50	**2.17**	**Ok**
Deslizamiendo (FS_s)	1.50	**1.81**	**Ok**
Vuelco (FS_o)	1.50	**2.10**	**Ok**
Capacidad de Carga	2.00	**3.47**	**Ok**

4.1.1.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

m. Análisis de falla por sobre – esfuerzo

La resistencia aceptable en una geomalla está determinada como una fracción del Límite Máximo del Esfuerzo de Diseño (LTDS) por medio de un Factor de Seguridad Parcial (FS_{total}):

$$T_{all} = \frac{LTDS}{FS_{total}}$$

Límite máximo del esfuerzo de diseño

Según Tabla: **Geomalla Mac Grid WG 200**

Resistencia longitudinal a tracción:

$$\mathbf{T_{ult} = 200.00\ kN/m}$$

Factor de reducción global:

$$\mathbf{RF_G = 1.92}$$

$$\mathbf{LTDS} = \frac{\mathbf{T_{ult}}}{\mathbf{RF_G}} = \frac{200}{1.92} = 104.17\ \text{kN/m}$$

$$\boxed{\mathbf{LTDS = 10.62\ t/m}}$$

El Factor de Seguridad Parcial (FS_{total}) se halla de la siguiente manera:

$$\mathbf{FS_{total}} = FS_{construcción} * FS_{químico} * FS_{biológico} * FS_{fatiga}$$

Factor de Seguridad	Valor Minimo	Valores Asumidos
Construcción ($FS_{construcción}$)	1.10 a 1.50	**1.10**
Degradación Química	1.00 a 1.50	**1.00**
Degradación Biológica	1.00 a 1.30	**1.00**
Fatiga (FS_{fatiga})	2.00 a 3.00	**2.00**

$$\mathbf{FS_{total}} = 1.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.00 = \mathbf{2.20}$$

Por tanto:

$$\mathbf{T_{all}} = \frac{10.62}{2.20}$$

$$\boxed{\mathbf{T_{all} = 4.83\ t/m}}$$

La fuerza de diseño P es determinada aplicando un Factor de Seguridad Global (FS_g) a la resistencia aceptable de la geomalla T_{all}.

$$\mathbf{P} = \frac{\mathbf{T_{all}}}{\mathbf{FS_g}}$$

Factor de Seguridad Global (FS_g) puede variar entre 1.30 a 1.50: **(FS_g = 1.40)**

$$\mathbf{P} = \frac{4.83}{1.40}$$

$$\boxed{\mathbf{P = 3.45\ t/m}}$$

Luego, la fuerza activa total F_r en el suelo reforzado debido a la cuña de suelo activa y a las sobrecargas, al nivel de la base del muro es:

$$\mathbf{F_r} = (0.5 \times \gamma_r \times h + q) \times h \times K_{ar}$$

Dónde:

$$\mathbf{K_a} = \cos\beta . \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}$$

$$\boxed{\mathbf{K_{ar} = 0.27}}$$

Entonces:

$$\mathbf{F_r} = (0.5 \times 1.95 \times 2.00 + 2.54) \times 2.00 \times 0.27$$

$$\boxed{\mathbf{F_r = 2.43\ t/m}}$$

Por otro lado, la fuerza activa total $F_r(y)$ en el suelo reforzado, en la elevación del punto medio $\mathbf{m_i}$ de dos capas adyacentes, se expresa a continuación:

$$\mathbf{F_r(m_i)} = [0.5 \times \gamma_r \times (h - m_i) + q] \times (h - m_i) \times K_{ar}$$

Dónde:

m_i : Punto medio "i" entre dos capas adyacentes cualquiera.

$$\mathbf{m_i = 0.60}$$

$$\mathbf{F_r(m_i)} = [0.5 \times 1.95 \times (2.00 - 0.60) + 2.54] \times (2.00 - 0.60) \times 0.27$$

$$\boxed{\mathbf{F_r(m_i) = 1.48\ t/m}}$$

El número mínimo requerido de capas de refuerzo (N_{min}) de acuerdo al análisis interno de estabilidad es:

$$\mathbf{N_{min}} = \left(\frac{\mathbf{F_{hr} * FS_t}}{\mathbf{P * R_c}}\right)$$

$$\mathbf{N_{min}} = \left(\frac{1.48 \times 2.20}{3.45 \times 0.80}\right)$$

$$\boxed{\mathbf{N_{min} = 1.20 \cong 3.00\ Capas\ de\ Refuerzo}}$$

El muro de contención segmentada H=2.00 m, requiere solo de 01 capa de refuerzo, es decir hasta una altura de 0.60 m, se considerará la misma longitud de anclaje hasta el final del muro:* ***Número de capas de refuerzo = 3.*

El número de capas de compactación de suelo (n_i), es: $\mathbf{n_i \leq n_{i+1}}$

Las elevaciones de las capas de geomalla (h_i) y la elevación de los puntos medio entre

dos capas de refuerzo (m_i), son calculadas de la siguiente manera:

$$\mathbf{h_i} = \sum_{n=1}^{i} n_n \times s$$

$$\mathbf{m_i} = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$$

Dónde: $h_0 = m_0 = 0$

Asumimos que una sola capa de refuerzo de geomalla resiste una fuerza lateral horizontal F_{gi}: $\mathbf{F_{gi}} = F_{hr}(m_{i-1}) - F_{hr}(m_i)$

El factor de seguridad de sobreesfuerzo en una capa de geomalla FS_{ti} es calculado de la siguiente forma:

$$\mathbf{FS_{ti}} = \frac{2P}{F_{gi}}$$

$$\mathbf{FS_{ti}} > \mathbf{FS_{total}}$$

Cuadro N° 05: RESULTADOS DE ANÁLISIS DE FALLA POR SOBRE – ESFUERZO

	s	ni*s	hi	mi	Fmi	Fgi	Fsti	FSt	
1	0.40	0.40	0.40	0.00	**2.43**				
2	0.60	0.60	1.00	0.70	**1.34**	1.09	**6.32**	**2.20**	ok
3	0.60	0.60	1.60	1.30	**0.61**	0.73	**9.46**	**2.20**	ok
4	0.40	0.40	2.00	1.80	**0.15**	0.46	**14.91**	**2.20**	ok

n. Análisis de falla por arrancamiento

La longitud de geomalla embebida L_{ei} se halla mediante la siguiente expresión:

$$\mathbf{L_{ai}} = h_i * \tan\left(45° - \frac{\emptyset_r}{2}\right)$$

$$\mathbf{L_{ei}} = L_i - L_{ai}$$

Las fuerzas de arrancamiento o de desanclaje (P_{ri}) en la longitud de refuerzo embebido (L_{ei}) son:

$$\mathbf{P_{ri}} = 2 * C_{po} * L_{ei} * \sigma_{vi} * \tan\emptyset_r$$

En la que tenemos que:

$$\boldsymbol{\sigma_{vi}} = (h - h_i) * \gamma_r + q + \frac{W_{ei}}{L_{ei}}$$

$$\mathbf{W_{ei}} = 0.5 * (L_{ai} + L_i) * \tan\beta * \gamma_r * L_{ei}$$

El Factor de Seguridad de Arrancamiento o Desanclaje (FS_{pi}) para cada capa de refuerzo puede ser calculado de la siguiente manera:

$$\mathbf{FS_{pi}} = \frac{\mathbf{P_{ri}}}{\mathbf{F_{gi}}} > \mathbf{FS_{total}}$$

Cuadro N° 06: RESULTADOS DE ANÁLISIS DE FALLA POR ARRANCAMIENTO

	hi	Lai	Lei	Wei	σvi	Pri	Fspi	FSt	
1	0.40	0.21	1.19	0.00	5.66	14.16			
2	1.00	0.52	0.88	0.00	4.49	8.29	**7.59**	**2.20**	ok
3	1.60	0.83	0.57	0.00	3.32	3.95	**5.42**	**2.20**	ok
4	2.00	1.04	0.36	0.00	2.54	1.91	**4.13**	**2.20**	ok

4.1.1.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

El movimiento general de la masa de la estructura de un muro y del suelo adyacente a esta, es llamado falla de estabilidad global, tal como se pueden ver en los gráficos. En el caso del presente proyecto de investigación, este análisis lo realizamos mediante el programa **Geo5 v14**.

e. Geometría en el programa Goe5

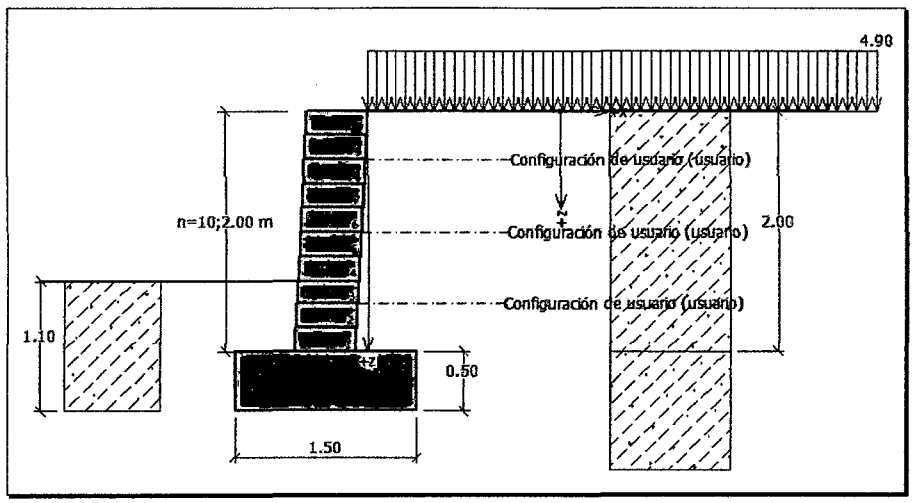


Figura N° 53: *Geometría de la estructura*

f. Análisis de estabilidad global

Método de Spencer

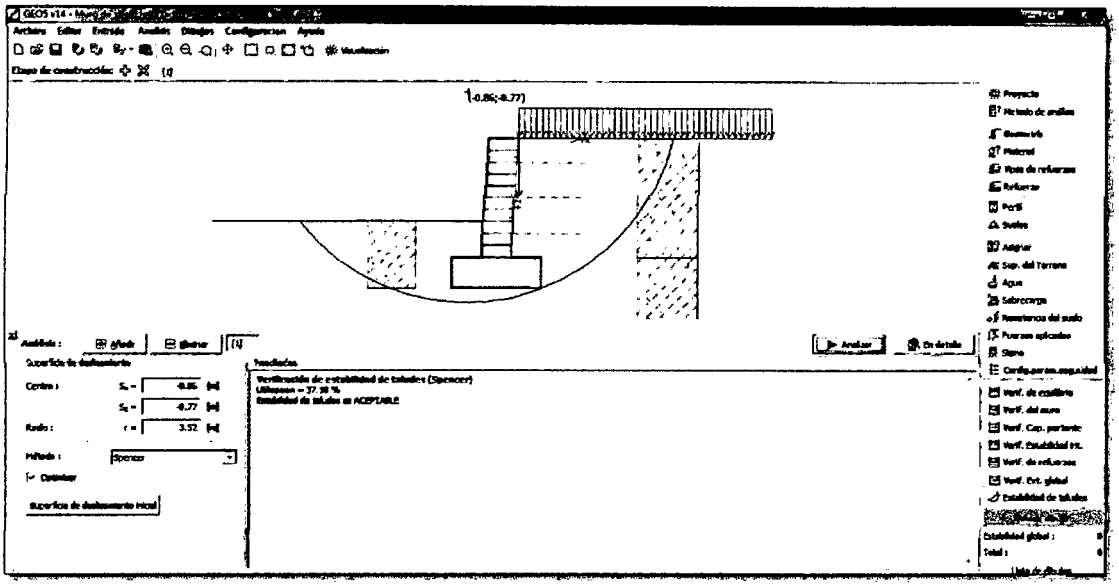


Figura Nº 54: Análisis de estabilidad global – Método de Spencer

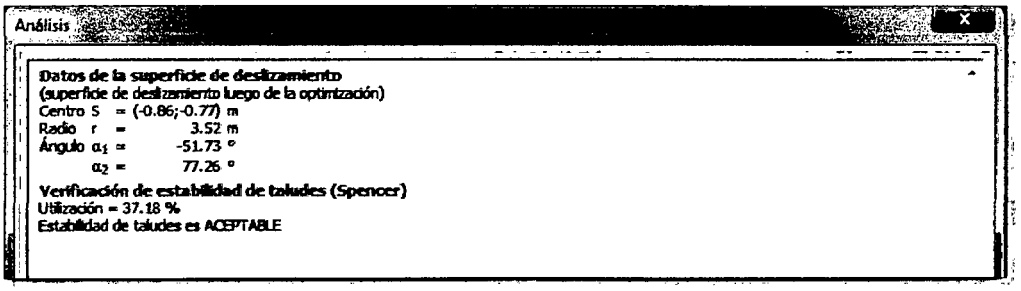


Figura Nº 55: Resultado del análisis

137

Método de Bishop

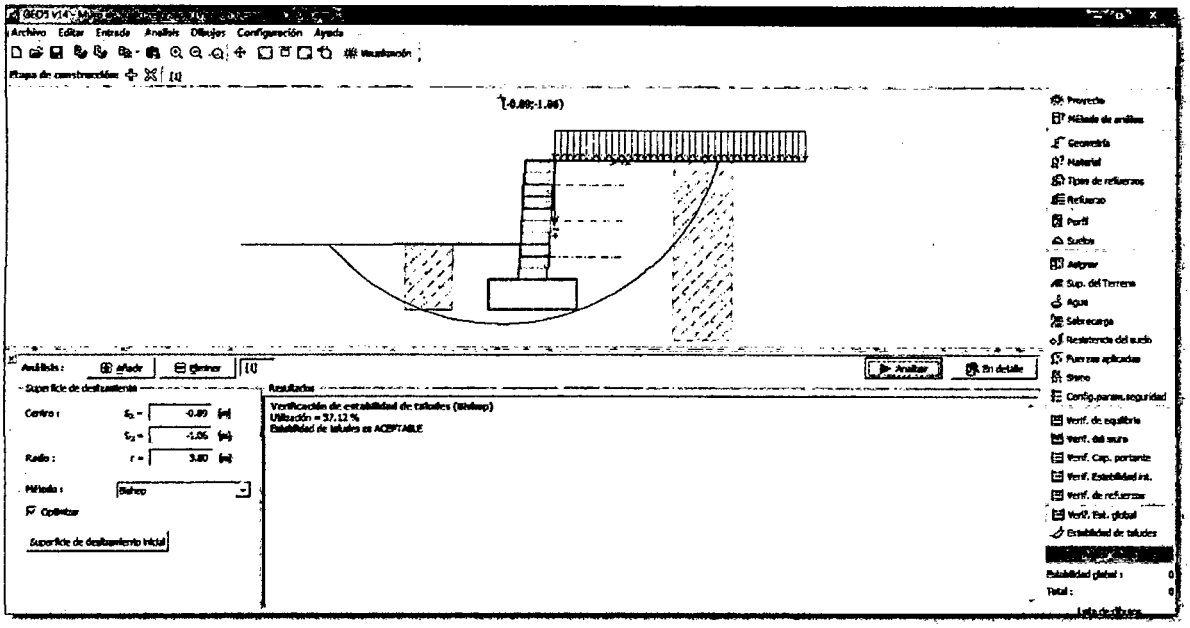


Figura Nº 56: *Análisis de estabilidad global – Método de Bishop*

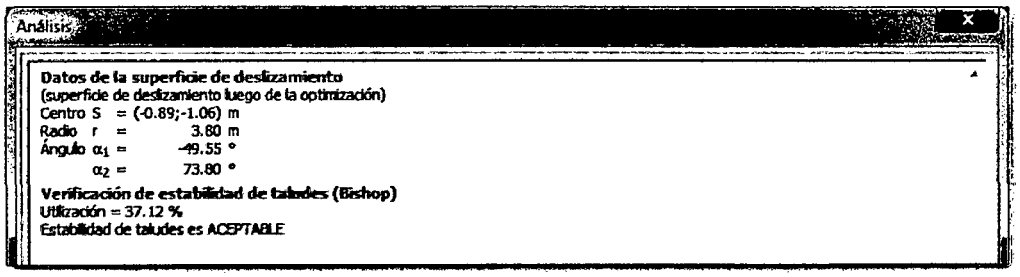


Figura Nº 57: *Resultado del análisis*

ESTRUCTURA FINAL DEL MURO

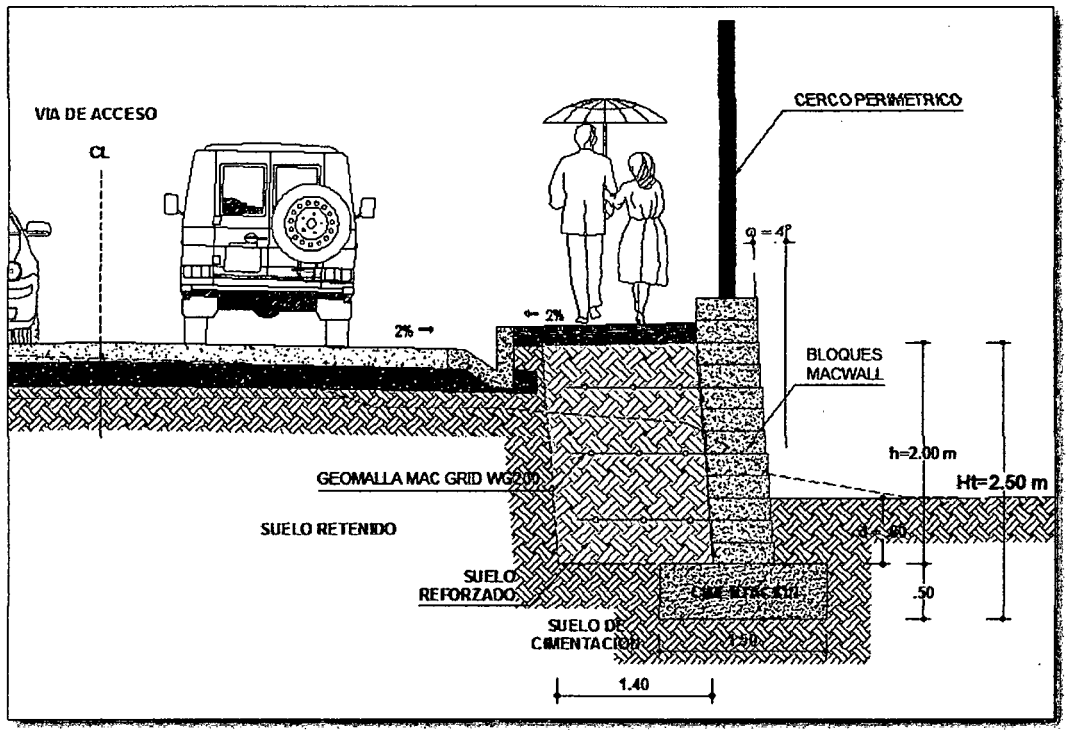


Figura Nº 58: Estructura final del muro de contención segmentada H=2.50 m

4.1.2. DISEÑO DE MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO - TIPO VOLADIZO

DISEÑO DE MUROS H=8.50 M

DATOS DE DISEÑO

Suelo de Fundación:

Peso especifico del Suelo de Fudación (g_f) :	1.85 t/m3
Cohesión del Suelo de Fundación (c_f) :	0.00 t/m2
Angulo de Fricción Suelo de Fundación (f_f) :	33°
Profundidad de Cimentación (Df) :	1.20 m
Capacidad de Carga Ultima (q_{ult}) :	73.10 t/m2

Suelo de Relleno:

Peso especifico del Suelo de Relleno (g_r) :	1.95 t/m3
Cohesión del Suelo de Relleno (c_r) :	0.00 t/m2
Angulo de Fricción Suelo de Relleno (f_r) :	35°

Materiales del Muro:

f'c :	210.00 kg/cm2
Fy :	4200.00 kg/cm2
Peso Especifico del Concreto (g_c) :	2.40 t/m3

Carga y otros:

Ls =	3.50 m
Hs =	0.60 m

1 . PREDIMENSIONAMIENTO

Estructura de Muro:

Altura Total de la Estructura (H) =	8.50 m
Peralte de Zapata (e) =	0.85 m
Altura de Muro (Ho) =	7.65 m
Corona Superior (c) =	0.30 m
Base (B) =	5.40 m
Talon Anterior (P) =	1.35 m
Corona Inferior (F) =	0.85 m
Talon Posterior (T) =	3.20 m
Base del Dentellon (B_d) =	0.85 m
Altura del Dentellon (H_d) =	1.00 m

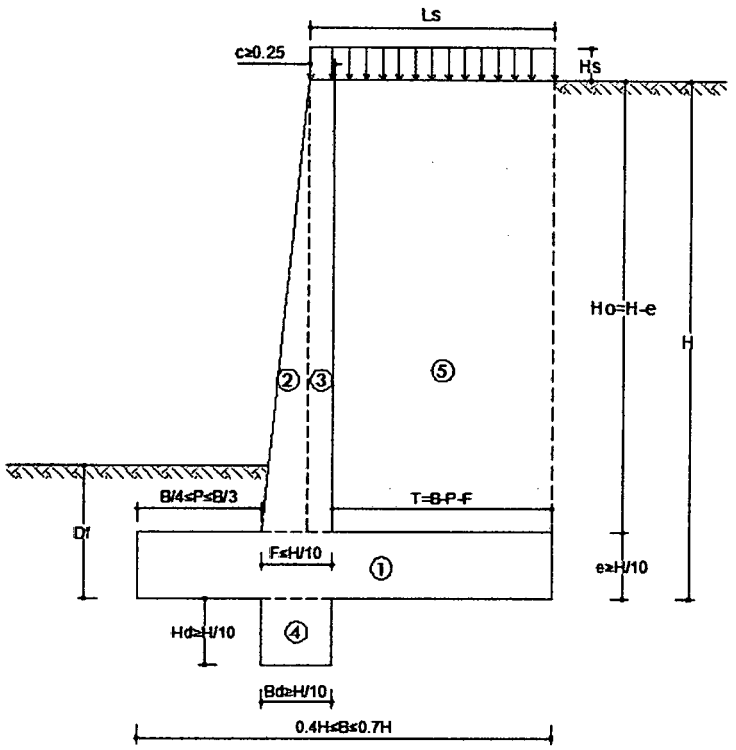


Figura N° 60: Predimensionamiento

2. CASO I: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

Coeficiente de Empuje Activo Ka:

$$K_a = \frac{1-\text{sen}\phi}{1+\text{sen}\phi} = 0.27$$

Coeficiente de Pasivo Activo Kp:

$$K_p = \frac{1+\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi} = 3.39$$

Sobrecarga q:

$$q = \gamma \times H_s = 1.17 \text{ kg/m2}$$

Fuerzas Actuantes

Descripción	Formula	Fuerzas t/m	Brazo m	Momentos t/m-m
Empuje Activo de la Tierra	$E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2\right) \times K_a$	19.09 t/m	2.83 m	54.09 t/m-m
Empuje S/C	$E_s = q \times H \times K_a$	2.69 t/m	4.25 m	11.45 t/m-m
	Ea+s = Eh	**21.78**	**Σ**	**65.54**

Fuerzas Resistentes

Peso Propio

Elemento	Descripción	Brazo X m	Brazo Y m	Wpp t/m	Mpp X t-m/m	Mpp Y t-m/m
1	Wp.p.	2.70	0.43	11.02	29.74	12.64
2		1.72	3.40	5.05	8.67	29.47
3		2.05	4.68	5.51	11.29	52.79
4		1.78	-0.50	2.04	3.62	-1.81
			Σ	23.61	53.32	93.09
					Xcg	Ycg
					2.26	3.94

Peso de Relleno

Elemento	Descripción	Brazo de palanca Br m	Peso Total del Relleno Wr t/m	Momento Mr t-m/m
5	Wr	3.80	47.74	181.40
		Σ	**47.74**	**181.40**

Por la Sobrecarga

Elemento	Descripción	Brazo de palanca Bs m	Peso Total de la S/C Ws t/m	Momento Ms t-m/m
s/c	Ws	3.65	4.10	14.95
		Σ	**4.10**	**14.95**

Resultante de las Fuerzas Verticales Rv:

$$R_v = W_{pp} + W_r + W_s \qquad R_v = \textbf{75.44 t/m}$$

Fuerzas de roce Fr:

$$\delta = \text{Angulo de Fricción suelo} - \text{muro} = \frac{2}{3}\varphi \qquad \delta = 22.00°$$

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p$$

$$c' = 0.50.c \qquad c' = 0.00\ t/m2$$

$$\mu = \tan(\delta) \qquad \mu = 0.40$$

Coeficiente de Pasivo Activo **Kp:**

$$K_p = \frac{1+\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi} = \textbf{3.39}$$

Presión Pasiva Superior en Dentellón:

$$\sigma_{ps} = (\gamma \times D_f) \times K_p = \textbf{7.53 t/m2}$$

Presión Pasiva Inferior en Dentellón:

$$\sigma_{pi} = \gamma \times (D_f + H_d) \times K_p = \textbf{13.81 t/m2}$$

Empuje Pasivo Actuando sobre el Dentellón Ep:

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2}\right) H_d = \textbf{10.67 t/m}$$

Fuerzas de roce Fr:

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p = \textbf{41.15 t/m}$$

Factor de Seguridad contra el Deslizamiento FSd:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.50 \qquad FS_d = \textbf{1.89} \quad \geq \textbf{1.50} \qquad \text{Ok..(n_n)}$$

Factor de Seguridad contra el Volcamiento FSv:

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.50 \qquad FS_v = \textbf{3.81} \quad \geq \textbf{1.50} \qquad \text{Ok..(n_n)}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{adm}: **($FS_{cap.portante} \geq 3.00$)**

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \sigma_{adm} = \textbf{24.37 t/m2}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultantes Xr:

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \qquad X_r = \textbf{2.44 m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante ex:

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right) \leq \frac{B}{6} \qquad e_x = \textbf{0.26 m} \quad \leq \textbf{0.90} \qquad \text{Ok..(n_n)}$$

Presión de Contacto Muro – Suelo de Fundación $\sigma_{max,min}$:

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \quad 18.00\ t/m2 \quad \leq \quad 24.37\ t/m2 \qquad \text{Ok..(n_n)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B}\left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \quad 9.94\ t/m2 \quad \leq \quad 24.37\ t/m2 \qquad \text{Ok..(n_n)}$$

3. CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Zona 2 $A_0 =$ **0.30 g**

Coeficiente Sísmico Horizontal Csh.

$$C_{sh} = 0.50 \times A_0 \qquad C_{sh} = \quad 0.15$$

Coeficiente Sísmico Vertical Csv.

$$C_{sv} = 0.70 \times C_{sh} \qquad C_{sv} = \quad 0.105$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) \qquad \theta = \quad 9.51°$$

Fuerza Sísmica del peso Propio Fspp.

$$F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.}) \qquad F_{spp} = \quad 3.54\ t/m$$

Coeficiente de Presión Dinámica Activa Kas:

Determinado con la ecuación de Mononobe - Okabe: $\beta = 0°$

$\beta < \phi - \theta$ ..... $\beta = 0° \quad < \quad 25.49°$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta . \text{sen}^2\psi . \text{sen}(\psi - \delta - \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta).\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta).\text{sen}(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$\phi = 35°$ $\psi = 90°$ $\beta = 0°$ $\theta = 9.51°$ $\delta = 22.00°$

$K_{as} =$ **0.36**

Fuerzas Actuantes

Descripción	Formula	Fuerzas t/m	Brazo m	Momentos Mv t/m-m
Empuje Activo de la Tierra	$E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2\right) \times K_a$	19.09 t/m	2.83 m	54.09 t/m-m
Incremento Dinamico del Empuje Activo	$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)(K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})$	**5.34 t/m**	5.67 m	30.27 t/m-m
Fuerza Sismica del Peso Propio	$F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.})$	**3.54 t/m**	3.94 m	13.96 t/m-m
	Empuje Total $E_{a+\Delta} = E_h$	**27.97**	Σ	**98.32**

Fuerzas Resistentes

Elemento	Descripción	Brazo de palanca m	Peso Total (Rv) t/m	Momento Me t-m/m
1,2,3,4	Wpp	2.26	23.61	53.32
5	Wr	3.80	47.74	181.40
		Σ	**71.35**	**234.72**

Fuerza de roce Fr:

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p \qquad \textbf{39.50 t/m}$$

Factor de Seguridad contra el deslizamiento FSd:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.50 \qquad FS_d = \quad \textbf{1.41} \quad \geq 1.40 \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Factor de Seguridad contra el Volcamiento FSv:

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.50 \qquad FS_v = \quad \textbf{2.39} \quad \geq 1.40 \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{adm}: ($FS_{cap.\,portante} \geq 2.00$)

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \sigma_{adm} = \quad \textbf{36.55 t/m2}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultantes Xr:

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \qquad X_r = \quad \textbf{1.91 m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante ex:

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right) \leq \frac{B}{6} \qquad e_x = \quad \textbf{0.79 m} \quad \leq 0.90 \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Presión de Contacto Muro – Suelo de Fundación $\sigma_{max,min}$:

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \quad \textbf{24.79 t/m2} \quad \leq \textbf{36.55 t/m2} \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B}\left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \quad \textbf{1.64 t/m2} \quad \leq \textbf{36.55 t/m2} \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

3. DISEÑO DE LA BASE

CASO I: Empuje de Tierra + Sobrecarga

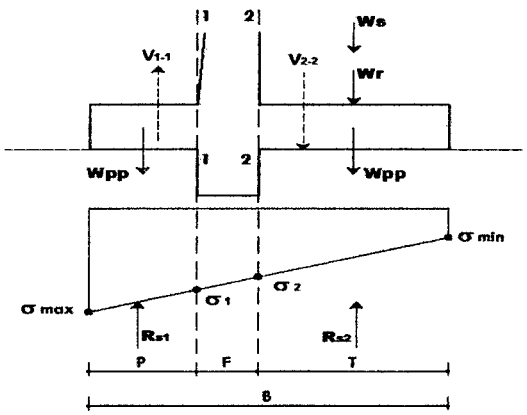


Figura Nº 61: Cargas actuantes

e =	0.85 m
P =	1.35 m
F =	0.85 m
T =	3.20 m
B =	5.40 m
σ_{max} =	18.00 t/m2
σ_{min} =	9.94 t/m2

Interpolando :

$\sigma_1 =$ **15.98 t/m2** $\qquad \sigma_2 =$ **14.72 t/m2**

CASO 1: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 1-1)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	2.75	0.68	1.86

Reacción del Suelo $R_{s1} = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) * P$ = **22.94 t**

Fuerza Cortante Resultante en la Puntera V_{1-1} :

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp} \quad = \quad \boxed{20.18\ t}$$

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	1.36	0.90	1.22
Rcuadrado	21.58	0.68	14.57
		Σ	15.79

Momento en la Seccion 1-1: (horario Positivo)

$$M_{1-1} = \boxed{13.93\ t\text{-}m}$$

CASO 1: Talon (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 2-2)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	6.53	1.60	10.44
Wr	47.74	1.60	76.38
Ws	3.74	1.60	5.99
	Σ = 58.01		Σ = 92.81

Reacción del Suelo $R_{s2} = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{min}}{2}\right) * T$ = **39.46 t**

Fuerza Cortante Resultante en el Talón V_{2-2} :

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp} - W_r - W_s \quad = \quad \boxed{-18.55\ t}$$

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	7.64	1.07	8.15
Rcuadrado	31.82	1.60	50.91
		Σ	59.06

Momento en la Seccion 2-2: (horario Positivo)

$$M_{2-2} = \boxed{33.75\ t\text{-}m}$$

CASO 2: Empuje de Tierra + Sismo

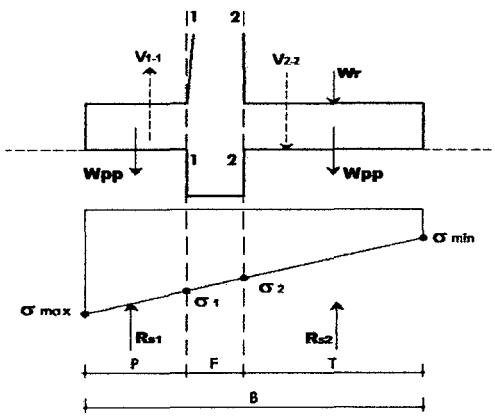


Figura N° 62: Cargas actuantes

e =	0.85 m
P =	1.35 m
F =	0.85 m
T =	3.20 m
B =	5.40 m
σ_{max} =	24.79 t/m2
σ_{min} =	1.64 t/m2

Interpolando :

σ_1 = **19.00 t/m2** σ_2 = **15.36 t/m2**

CASO 1: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 1-1)

Peso Propio

Wpp	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
	2.75	0.68	1.86

Reacción del Suelo $R_{s1} = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) * P$ = **29.55 t**

Fuerza Cortante Resultante en la Puntera V_{1-1} :

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp} = \boxed{26.80\ t}$$

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	3.91	0.90	3.52
Rcuadrado	25.65	0.68	17.31
		Σ	20.83

Momento en la Seccion 1-1: (horario Positivo)

$$M_{1-1} = \boxed{18.97\ t\text{-}m}$$

CASO 2: Talon (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 2-2)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	6.53	1.60	10.44
Wr	47.74	1.60	76.38
	Σ = 54.26		Σ = 86.82

Reacción del Suelo $R_{s2} = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{min}}{2}\right) * T$ = **27.19 t**

Fuerza Cortante Resultante en el Talón V_{2-2} :

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp} - W_r - W_s = \boxed{-27.07\ t}$$

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	21.94	1.07	23.41
Rcuadrado	5.25	1.60	8.40
		Σ	31.81

Momento en la Seccion 2-2: (horario Positivo)

$$M_{2-2} = \boxed{55.02\ t\text{-}m}$$

Resumen: Valores mayores del Casi 1 y Caso "

$V_{1-1} =$ **26.80 t** $M_{1-1} =$ **18.97 t-m**

$V_{2-2} =$ **-27.07 t** $M_{2-2} =$ **55.02 t-m**

Factores de Mayoracion de Carga

$$F.C._u = \frac{1.6 \times E_a + 1.00 \times \Delta DE_a + 1.00 \times F_{spp}}{E_{a+\Delta}} \approx 1.41 < 1.6$$

128

Diseño de la Zapata por Corte:

Datos:

f'c =	210 kg/cm2	Fy =	4200 kg/cm2
bw =	100.00 cm	e =	85.00 cm
Recubrimiento Inferior =	7.50 cm	Recubimiento Superior =	5.00 cm
di =	77.50 cm	ds =	80.00 cm

El máximo corte q actua en la zapata ocurre en la puntera (sección 1-1): V_{1-1}

Corte Máximo: $V_{max} =$ **26.80 t** = **26800.36 kg**

Corte Ultimo Máximo: $V_u = F.C._u \times V_{max}$ = **37773.88 kg**

Corte Máximo Resistente del Concreto:

$V_c = 0.53.\sqrt{f'c}.b_w.d$ = **59523.33 kg**

$V_c > \frac{V_u}{\Phi}$ **Corte y Torsion:** $\Phi =$ 0.75

$V_c =$ **59523.33 kg** > **50365.17 kg** **Ok..(n_n)**

Diseño por Flexión
Momento Ultimo en Puntera:

$M_u = F.C._u \times M_{max}$ $M_u =$ **26.74 t-m** = **26735.97 kg-m**

Momento Ultimo en Talón:

$M_u = F.C._u \times M_{max}$ $M_u =$ **77.54 t-m** = **77542.75 kg-m**

Verificación del Espesor de la Losa por Flexión: Mmax en Talón

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 \times \Phi \times f'c \times b}}$$ **Flexion** $\Phi =$ 0.90

$d \geq$ **46.59 cm** **Ok..(n_n)**

Espesor de Zapata **e** requerido por flexión (tracción fibra superior):

$e = d - recubrimiento$ $e =$ **41.59 cm** < 85.00 cm

Acero Mínimo: de refuerzo por metro lineal **Según ACI**

$A_{s\,min} = 0.0018 \times b \times t$ $A_{s\,min} =$ **15.30 cm2/ml**

Acero Requerido en Puntera (Cara Inferior) por metro lineal de muro.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'c \times b} \qquad A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

a asumido	As (cm2/ml)	a (cm)
5.00	9.43	2.22
	9.26	2.18
	9.26	2.18
	9.26	2.18

Entonces: $A_s =$ 9.26 cm2/ml **< 15.30 cm2/ml**

Usar: **Ø 5/8"** **@ 12.50 cm**

127

Acero Requerido en el Talón (Cara Superior) por metro lineal de muro.

a asumido	As (cm2/ml)	a (cm)
5.00	27.35	6.44
	27.62	6.50
	27.63	6.50
	27.63	6.50

Entonces: $A_s =$ **27.63 cm2/ml** < 15.30 cm2/ml

Usar: **Ø 3/4"** **@ 10.00 cm**

4. DISEÑO DE PANTALLA

CASO I: Empuje de Tierra + Sobrecarga

Empuje Activo de la Tierra $\mathbf{E_a} = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times y^2\right) \times K_a$

Empuje de la Sobrecarga $\mathbf{E_s} = q \times y \times K_a$

y m	Brazo Ea m	Brazo Es m	Ea t	Es t	Ea+s t	Ma+s t-m
1.00	0.33	0.50	0.26	0.32	0.58	0.25
2.00	0.67	1.00	1.06	0.63	1.69	1.34
3.00	1.00	1.50	2.38	0.95	3.33	3.80
4.00	1.33	2.00	4.23	1.27	5.50	8.17
5.00	1.67	2.50	6.61	1.59	8.19	14.97
6.00	2.00	3.00	9.51	1.90	11.41	24.73
7.00	2.33	3.50	12.95	2.22	15.17	37.98
7.65	2.55	3.83	15.46	2.43	17.89	48.71

CASO 2: Empuje de Tierra + sismo

Empuje Activo de la Tierra $\mathbf{E_a} = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times y^2\right) \times K_a$

Incremento Dinámico del Empuje Activo $\mathbf{\Delta DE_a} = \left(\frac{1}{2} \times \gamma \times y^2\right)(K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})$

y m	Brazo Ea m	Brazo ΔDEa m	Ea t	ΔDEa t	Ea + ΔDEa t	Ma + $M_{\Delta DEa}$ t-m
1.00	0.33	0.50	0.26	0.07	0.34	0.13
2.00	0.67	1.00	1.06	0.30	1.35	1.00
3.00	1.00	1.50	2.38	0.67	3.04	3.38
4.00	1.33	2.00	4.23	1.18	5.41	8.00
5.00	1.67	2.50	6.61	1.85	8.45	15.63
6.00	2.00	3.00	9.51	2.66	12.17	27.01
7.00	2.33	3.50	12.95	3.62	16.57	42.89
7.65	2.55	3.83	15.46	4.33	19.79	55.98

Fuerza Simica del Peso Propio $F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.})$

Parte Triangular:

$$F_{pp\Delta} = \left[\frac{(F-c).y}{H_0} \times \frac{y}{2}\right] \times \gamma_c \times C_{sh}$$

Parte Rectangular:

$$F_{pp\square} = (c \times y) \times \gamma_c \times C_{sh}$$

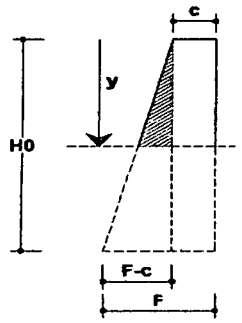


Figura Nº 63: Fuerza Sismica del Wpp.

y	Brazo	FppΔ	MppΔ
1.00	0.33	0.01	0.004
2.00	0.67	0.05	0.035
3.00	1.00	0.12	0.116
4.00	1.33	0.21	0.276
5.00	1.67	0.32	0.539
6.00	2.00	0.47	0.932
7.00	2.33	0.63	1.480
7.65	2.55	0.76	1.931

y	Brazo	Fpp$\square$	Mpp$\square$
1.00	0.50	0.11	0.05
2.00	1.00	0.22	0.22
3.00	1.50	0.32	0.49
4.00	2.00	0.43	0.86
5.00	2.50	0.54	1.35
6.00	3.00	0.65	1.94
7.00	3.50	0.76	2.65
7.65	3.83	0.83	3.16

y m	Empuje Total Ea+Δ Ea+ΔDEa+Fspp t	Momento Total Ma+Δ Ma+MaDEa+Mspp t
1.00	**0.46**	**0.18**
2.00	**1.62**	**1.25**
3.00	**3.48**	**3.98**
4.00	**6.05**	**9.14**
5.00	**9.32**	**17.52**
6.00	**13.29**	**29.88**
7.00	**17.96**	**47.01**
7.65	**21.37**	**61.07**

Factor de Mayoración: Caso 2 (Empuje de Tierra + Sismo) = 1.41

Caso 1: (Empuje de Tierra + Sobrecarga)

Factor de Mayoración: = 1.60

Corte Ultimo Vu: $V_u = 1.60 \times (E_{a+s})$

Momento Ultimo Mu: $M_u = 1.60 \times (M_{a+s})$

Caso 2: (Empuje de Tierra + Sismo)

Factor de Mayoración: $F.C._u$ = 1.41

Corte Ultimo Vu: $V_u = F.C._u \times (E_{a+\Delta})$

Momento Ultimo Mu: $M_u = F.C._u \times (M_{a+\Delta})$

Solicitaciones Ultima de Corte y Momento

	Caso 1		Caso 2		Solicitaciones Máximas	
y (m)	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)
1.00	0.93	0.39	0.65	0.26	**0.93**	**0.39**
2.00	2.71	2.14	2.28	1.76	**2.71**	**2.14**
3.00	5.33	6.09	4.91	5.61	**5.33**	**6.09**
4.00	8.79	13.08	8.53	12.89	**8.79**	**13.08**
5.00	13.11	23.96	13.13	24.69	**13.13**	**24.69**
6.00	18.26	39.57	18.73	42.12	**18.73**	**42.12**
7.00	24.27	60.76	25.31	66.26	**25.31**	**66.26**
7.65	28.62	77.93	30.12	86.08	**30.12**	**86.08**

En kilogramos :kg

y (m)	Caso 1 Vu (kg)	Caso 1 Mu (kg-m)	Caso 2 Vu (kg)	Caso 2 Mu (kg-m)	Solicitaciones Máximas Vu (kg)	Solicitaciones Máximas Mu (kg-m)
1.00	930.04	394.56	647.07	258.43	**930.04**	**394.56**
2.00	2705.56	2141.91	2283.82	1762.97	**2705.56**	**2141.91**
3.00	5326.58	6087.52	4910.27	5607.53	**5326.58**	**6087.52**
4.00	8793.09	13076.90	8526.40	12885.99	**8793.09**	**13076.90**
5.00	13105.08	23955.52	13132.23	24692.26	**13132.23**	**24692.26**
6.00	18262.56	39568.88	18727.75	42120.23	**18727.75**	**42120.23**
7.00	24265.53	60762.47	25312.95	66263.79	**25312.95**	**66263.79**
7.65	28620.86	77931.20	30124.06	86076.51	**30124.06**	**86076.51**

Espesor de Pantalla F(y): **0.30 m** ≤ F ≤ **0.85 m**

$$F_{(y)} = \frac{c}{F} \times y + c$$

Espesor Util d(y): $d_{(y)} = F_{(y)} - \textbf{recubrimiento}$

Corte Máximo Resistente: **Corte y Torsion:** $\Phi =$ 0.75, bw = 100.00 cm

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.53\sqrt{f'c} \times b_w \times d_{(y)}$$

Cuadro N° 07: Solicitaciones Máximas de Corte Resitente

y (m)	Vu (kg)	F(y) (m)	d(y) (m)	ΦV_c (kg)	
1.00	930.04	37.19	32.19	18542.21	.....Ok
2.00	2705.56	44.38	39.38	22683.62	.....Ok
3.00	5326.58	51.57	46.57	26825.03	.....Ok
4.00	8793.09	58.76	53.76	30966.44	.....Ok
5.00	13132.23	65.95	60.95	35107.85	.....Ok
6.00	18727.75	73.14	68.14	39249.25	.....Ok
7.00	25312.95	80.33	75.33	43390.66	.....Ok
7.65	30124.06	85.00	80.00	46082.58	.....Ok

Acero de Refuerzo Mínimo:

$$A_s = 0.0018 \times b \times F_{(y)}$$

Acero de Refuerzo Requerido:

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Flexion $\Phi =$ 0.90, **a asumido =** 5.00 cm

Cuadro N° 08: Solicitaciones Máximas de Acero de Refuerzo

y (m)	Mu (kg- m)	F(y) (m)	d(y) (m)	As min (cm2/ml)	As requerido (cm2/ml)
1.00	394.56	37.19	32.19	**6.69**	0.35
2.00	2141.91	44.38	39.38	**7.99**	1.54
3.00	6087.52	51.57	46.57	**9.28**	3.65
4.00	13076.90	58.76	53.76	**10.58**	6.75
5.00	24692.26	65.95	60.95	**11.87**	11.18
6.00	42120.23	73.14	68.14	13.16	**16.98**
7.00	66263.79	80.33	75.33	14.46	**24.07**
7.65	86076.51	85.00	80.00	15.30	**29.38**

Verificación del Espesor de la Pantalla por Flexión: Mmax en Talón

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 \times \Phi \times f'c \times b}} \qquad d \geq \quad \textbf{49.09 cm} \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Espesor de Pantalla **F** requerido por flexión:

$$F = d - \text{recubrimiento} \qquad F = \quad \textbf{44.09 cm} \quad < \quad 0.85 \text{ cm}$$

ACERO DE REFUERZO DEFINITIVO

Acero en Pantalla: (Cara Interior en contacto con la tierra)

y (m)	As min (cm2/ml)	As requerido (cm2/ml)
1.00	**6.69**	0.35
2.00	**7.99**	1.54
3.00	**9.28**	3.65
4.00	**10.58**	6.75
5.00	**11.87**	11.18
6.00	13.16	**16.96**
7.00	14.46	**24.07**
7.65	15.30	**29.38**

As min = 11.87 cm2/ml
Usar: **Ø 3/4" @ 25.00 cm**

As requerido = 29.38 cm2/ml
Usar: **Ø 3/4" @ 12.50 cm**

Acero en Pantalla: (Cara Exterior)

Se colocará vertical y horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicad por la norma AASHTO.

$A_{s\ ret\,y\,temp} =$ **2.65 cm2/ml** Usar: **Ø 3/8" @ 25.00 cm**

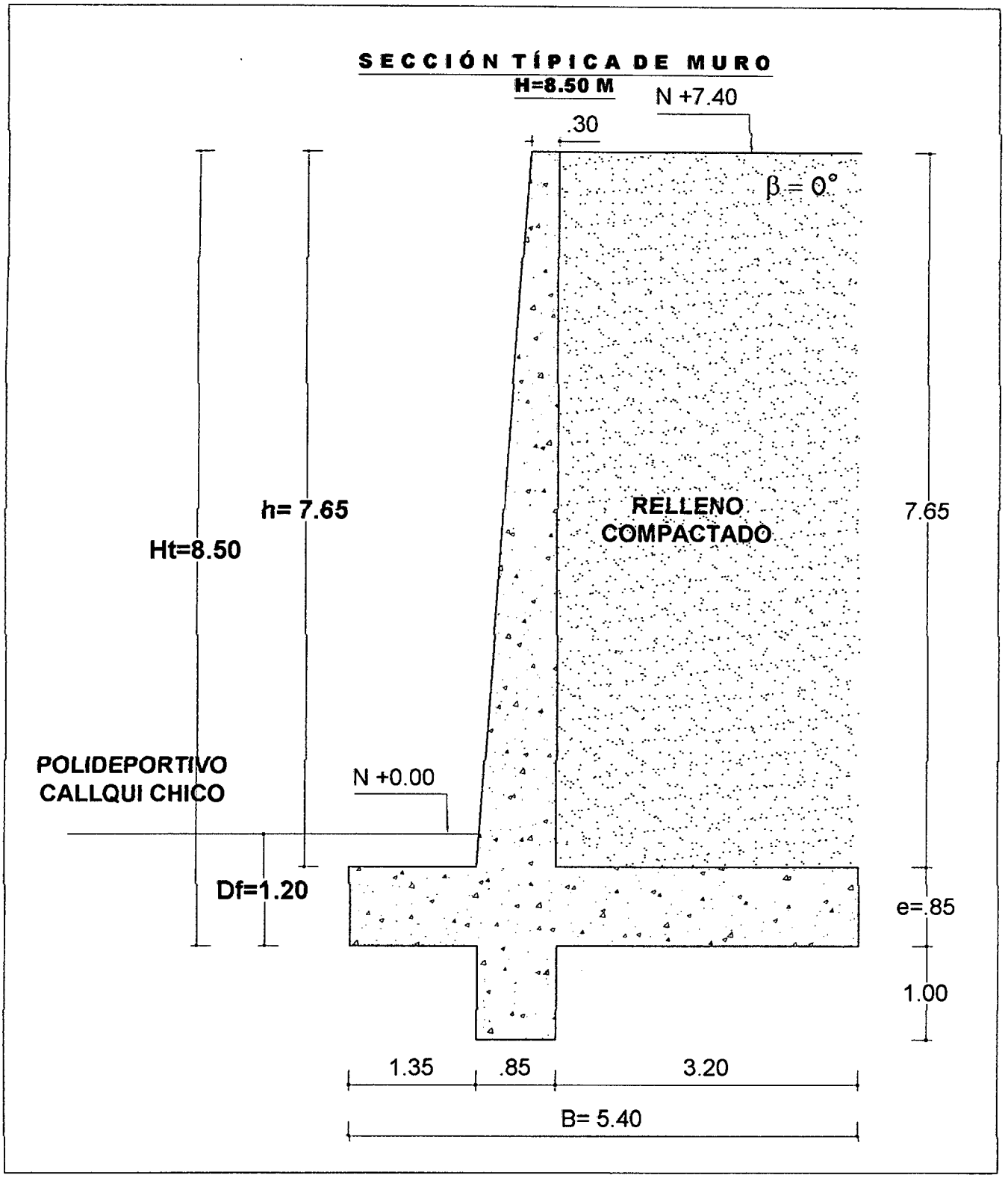
Zapata:

Cara Inferior $A_s =$ 9.26 cm2/ml **< 15.30 cm2/ml**
Usar: **Ø 5/8" @ 12.50 cm**

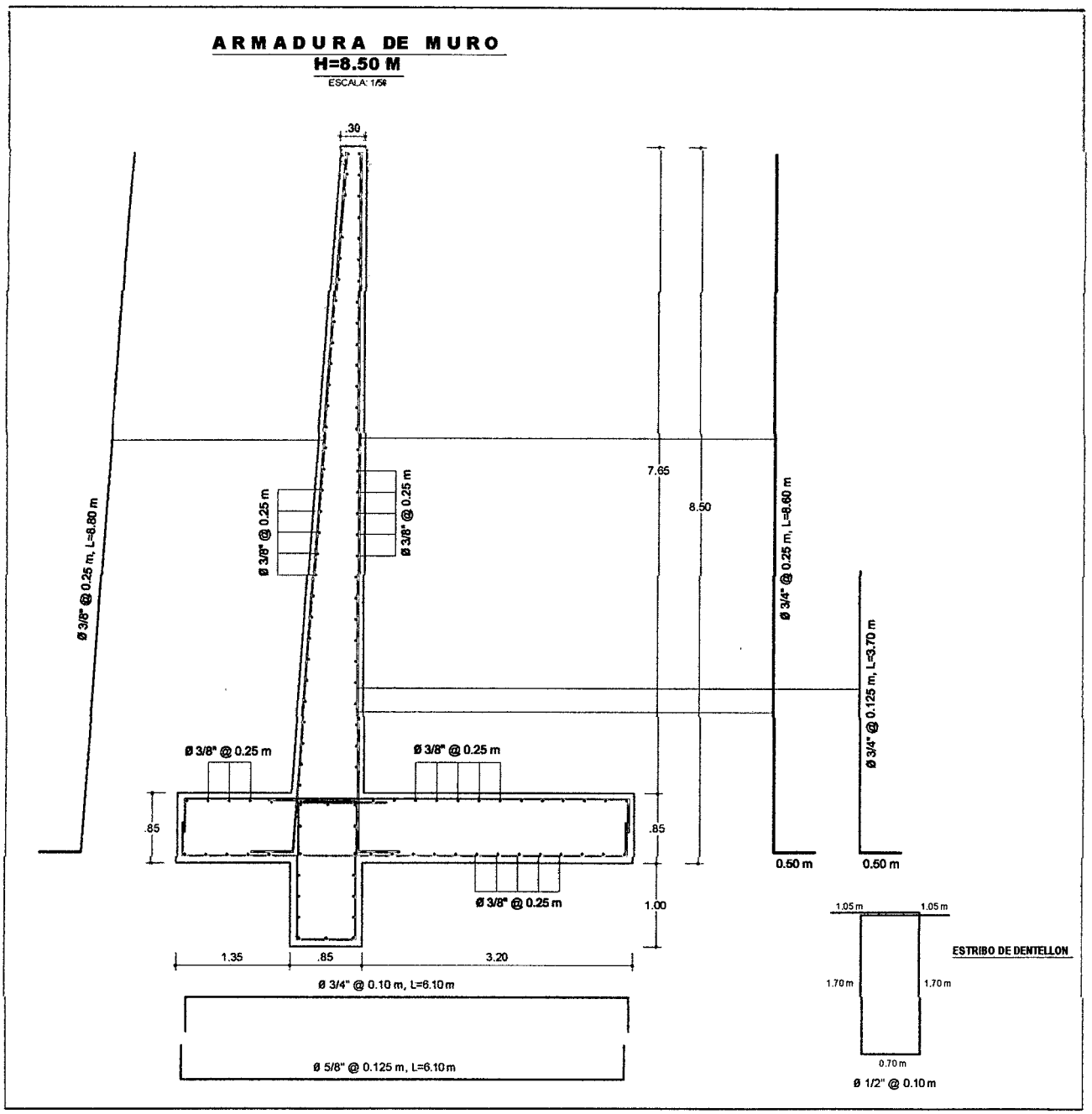
Cara Superior $A_s =$ **27.63 cm2/ml** < 15.30 cm2/ml
Usar: **Ø 3/4" @ 10.00 cm**

En la zapata, perpendicular al acero de refuerzo principal por flexión, se colocará horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicad por la norma AASHTO.

$A_{s\ ret\,y\,temp} =$ **2.65 cm2/ml** Usar: **Ø 3/8" @ 25.00 cm**


SECCIÓN TÍPICA DE MURO
H=8.50 M
N +7.40
.30
β = 0°
h= 7.65
Ht=8.50
RELLENO
COMPACTADO
7.65
POLIDEPORTIVO
CALLQUI CHICO
N +0.00
Df=1.20
e=.85
1.00
1.35
.85
3.20
B= 5.40

122


ARMADURA DE MURO
H=8.50 M
ESCALA: 1/50
.30
Ø 3/8" @ 0.25 m, L=8.80 m
Ø 3/8" @ 0.25 m
Ø 3/8" @ 0.25 m
7.65
8.50
Ø 3/4" @ 0.25 m, L=8.60 m
Ø 3/4" @ 0.125 m, L=3.70 m
Ø 3/8" @ 0.25 m
Ø 3/8" @ 0.25 m
.85
.85
Ø 3/8" @ 0.25 m
1.00
0.50 m
0.50 m
1.35
.85
3.20
Ø 3/4" @ 0.10 m, L=6.10 m
Ø 5/8" @ 0.125 m, L=6.10 m
1.05 m
1.05 m
ESTRIBO DE DENTELLON
1.70 m
1.70 m
0.70 m
Ø 1/2" @ 0.10 m

DISEÑO DE MUROS H=5.50 M

DATOS DE DISEÑO

Suelo de Fundación:

Peso especifico del Suelo de Fudación (g_f) :	1.85 t/m3
Cohesión del Suelo de Fundación (c_f) :	0.00 t/m2
Angulo de Fricción Suelo de Fundación (f_f) :	33°
Profundidad de Cimentación (Df) :	1.20 m
Capacidad de Carga Ultima (q_{ult}) :	73.10 t/m2

Suelo de Relleno:

Peso especifico del Suelo de Relleno (g_r) :	1.95 t/m3
Cohesión del Suelo de Relleno (c_r) :	0.00 t/m2
Angulo de Fricción Suelo de Relleno (f_r) :	35°

Materiales del Muro:

f'c :	210.00 kg/cm2
Fy :	4200.00 kg/cm2
Peso Especifico del Concreto (g_c) :	2.40 t/m3

Carga y otros:

Ls =	2.35 m
Hs =	0.80 m

1 . PREDIMENSIONAMIENTO

Estructura de Muro:

Altura Total de la Estructura (H) =	5.50 m
Peralte de Zapata (e) =	0.55 m
Altura de Muro (Ho) =	4.95 m
Corona Superior (c) =	0.30 m
Base (B) =	3.50 m
Talon Anterior (P) =	0.90 m
Corona Inferior (F) =	0.55 m
Talon Posterior (T) =	2.05 m
Base del Dentellon (B_d) =	0.55 m
Altura del Dentellon (H_d) =	0.55 m

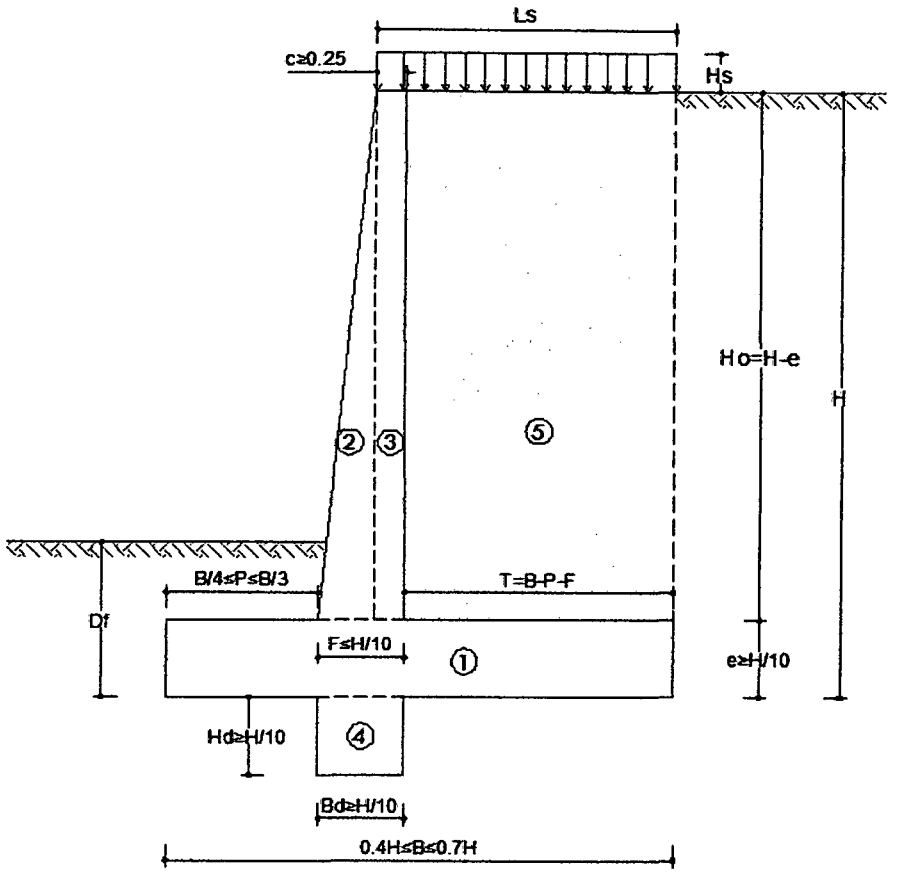


Figura Nº 64: Predimensionamiento

2. CASO I: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

Coeficiente de Empuje Activo Ka:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \mathbf{0.27}$$

Coeficiente de Pasivo Activo Kp:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \mathbf{3.39}$$

Sobrecarga q:

$$q = \gamma \times H_s = \mathbf{1.56}$$

Fuerzas Actuantes

Descripción	Formula	Fuerzas t/m	Brazo m	Momentos t/m-m
Empuje Activo de la Tierra	$E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2\right) \times K_a$	7.99 t/m	1.83 m	14.65 t/m-m
Empuje S/C	$E_s = q \times H \times K_a$	2.33 t/m	2.75 m	6.39 t/m-m
	$E_{a+s} = E_h$	**10.32**	Σ	**21.05**

Fuerzas Resistentes

Peso Propio

Elemento	Descripción	Brazo X m	Brazo Y m	Wpp t/m	Mpp X t-m/m	Mpp Y t-m/m
1	Wp.p.	1.75	0.28	4.62	8.09	2.22
2		1.07	2.20	1.49	1.58	3.48
3		1.30	3.03	3.56	4.63	14.02
4		1.18	-0.28	0.73	0.85	-0.23
			Σ	**10.40**	**15.16**	**19.49**
					Xcg	Ycg
					1.46	1.87

Peso de Relleno

Elemento	Descripción	Brazo de palanca Br m	Peso Total del Relleno Wr t/m	Momento Mr t-m/m
5	Wr	2.48	19.79	48.97
		Σ	**19.79**	**48.97**

Por la Sobrecarga

Elemento	Descripción	Brazo de palanca Bs m	Peso Total de la S/C Ws t/m	Momento Ms t-m/m
s/c	Ws	2.33	3.67	8.52
		Σ	**3.67**	**8.52**

Resultante de las Fuerzas Verticales Rv:

$$R_v = W_{pp} + W_r + W_s \qquad R_v = \textbf{33.85 t/m}$$

Fuerzas de roce Fr:

$$\delta = \textbf{Angulo de Fricción suelo} - \textbf{muro} = \frac{2}{3}\varphi \qquad \delta = 22.00°$$

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p$$

$$c' = 0.50.c \qquad c' = 0.00\ t/m2$$

$$\mu = \tan(\delta) \qquad \mu = 0.40$$

Coeficiente de Pasivo Activo **Kp:**

$$K_p = \frac{1+\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi} = \textbf{3.39}$$

Presión Pasiva Superior en Dentellón:

$$\sigma_{ps} = (\gamma \times D_f) \times K_p = \textbf{7.53 t/m2}$$

Presión Pasiva Inferior en Dentellón:

$$\sigma_{pi} = \gamma \times (D_f + H_d) \times K_p = \textbf{10.98 t/m2}$$

Empuje Pasivo Actuando sobre el Dentellón Ep:

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2}\right) H_d = \textbf{5.09 t/m}$$

Fuerzas de roce Fr:

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p = \textbf{18.77 t/m}$$

Factor de Seguridad contra el Deslizamiento FSd:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.50 \qquad FS_d = \textbf{1.82} \quad \geq 1.50 \quad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Factor de Seguridad contra el Volcamiento FSv:

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.50 \qquad FS_v = \quad 3.45 \quad \geq 1.50 \quad \text{Ok..(n_n)}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{adm}: ($FS_{cap.\ portante} \geq 3.00$)

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \sigma_{adm} = \quad 24.37\ t/m2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultantes Xr:

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \qquad X_r = \quad 1.52\ m$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante ex:

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right) \leq \frac{B}{6} \qquad e_x = \quad 0.23\ m \quad \leq 0.58 \quad \text{Ok..(n_n)}$$

Presión de Contacto Muro – Suelo de Fundación $\sigma_{max,min}$:

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \quad 13.41\ t/m2 \quad \leq \quad 24.37\ t/m2 \quad \text{Ok..(n_n)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B}\left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \quad 5.93\ t/m2 \quad \leq \quad 24.37\ t/m2 \quad \text{Ok..(n_n)}$$

3. CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Zona 2 $A_0 =$ 0.30 g

Coeficiente Sísmico Horizontal Csh.

$$C_{sh} = 0.50 \times A_0 \qquad C_{sh} = \quad 0.15$$

Coeficiente Sísmico Vertical Csv.

$$C_{sv} = 0.70 \times C_{sh} \qquad C_{sv} = \quad 0.105$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) \qquad \theta = \quad 9.51°$$

Fuerza Sísmica del peso Propio Fspp.

$$F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.}) \qquad F_{spp} = \quad 1.56\ t/m$$

Coeficiente de Presión Dinámica Activa Kas:

Determinado con la ecuación de Mononobe - Okabe: $\beta = 0°$

$\beta < \phi - \theta$ ..... $\beta = 0° \quad < \quad 25.49°$

$$K_{as} = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta . \operatorname{sen}^2\psi . \operatorname{sen}(\psi - \delta - \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta).\operatorname{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi - \delta - \theta).\operatorname{sen}(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$\phi = 35°$ $\psi = 90°$ $\beta = 0°$ $\theta = 9.51°$ $\delta = 22.00°$

$K_{as} =$ 0.36

Fuerzas Actuantes

Descripción	Formula	Fuerzas t/m	Brazo m	Momentos Mv t/m-m
Empuje Activo de la Tierra	$E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2\right) \times K_a$	7.99 t/m	1.83 m	14.65 t/m-m
Incremento Dinamico del Empuje Activo	$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)(K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})$	**2.24 t/m**	3.67 m	8.20 t/m-m
Fuerza Sismica del Peso Propio	$F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.})$	**1.56 t/m**	1.87 m	2.92 t/m-m
	Empuje Total $E_{a+\Delta}$ = Eh	**11.79**	Σ	**25.78**

Fuerzas Resistentes

Elemento	Descripción	Brazo de palanca m	Peso Total (Rv) t/m	Momento Me t-m/m
1,2,3,4	**Wpp**	1.46	10.40	15.16
5	**Wr**	2.48	19.79	48.97
		Σ	**30.18**	**64.13**

Fuerza de roce Fr:

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p \qquad \textbf{17.29 t/m}$$

Factor de Seguridad contra el deslizamiento FSd:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.50 \qquad FS_d = \quad \textbf{1.47} \quad \geq 1.40 \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Factor de Seguridad contra el Volcamiento FSv:

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.50 \qquad FS_v = \quad \textbf{2.49} \quad \geq 1.40 \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{adm}: ($FS_{cap.\ portante} \geq 2.00$)

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \sigma_{adm} = \quad \textbf{36.55 t/m2}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultantes Xr:

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \qquad X_r = \quad \textbf{1.27 m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante ex:

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right) \leq \frac{B}{6} \qquad e_x = \quad \textbf{0.48 m} \quad \leq 0.58 \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

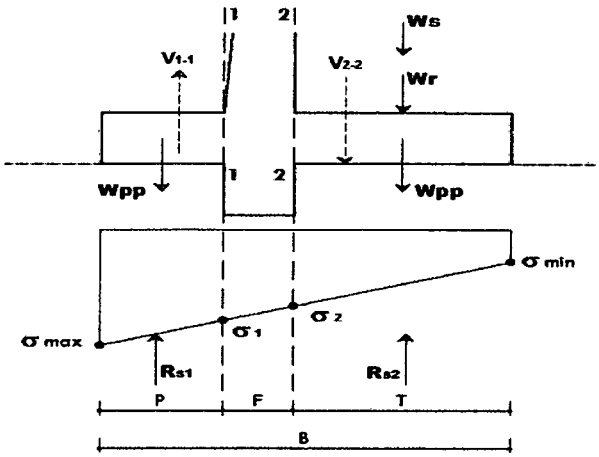
Presión de Contacto Muro – Suelo de Fundación $\sigma_{max,min}$:

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \quad \textbf{15.71 t/m2} \quad \leq \textbf{36.55 t/m2} \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B}\left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \quad \textbf{1.54 t/m2} \quad \leq \textbf{36.55 t/m2} \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

3. DISEÑO DE LA BASE

CASO I: Empuje de Tierra + Sobrecarga



e =	0.55 m
P =	0.90 m
F =	0.55 m
T =	2.05 m
B =	3.50 m
σ_{max} =	13.41 t/m2
σ_{min} =	5.93 t/m2

Figura N° 65: Cargas actuantes

Interpolando :

$\sigma_1 =$ **11.49 t/m2** $\sigma_2 =$ **10.31 t/m2**

CASO 1: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 1-1)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	1.19	0.45	0.53

Reacción del Suelo $R_{s1} = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) * P$ = **11.20 t**

Fuerza Cortante Resultante en la Puntera V_{1-1} :

$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp}$ = **10.01 t**

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	0.86	0.60	0.52
Rcuadrado	10.34	0.45	4.65
		Σ	**5.17**

Momento en la Seccion 1-1: (horario Positivo)

$M_{1-1} =$ **4.64 t-m**

CASO 1: Talon (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 2-2)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	2.71	1.03	2.77
Wr	19.79	1.03	20.28
Ws	3.20	1.03	3.28
	Σ = 25.69		**Σ = 26.33**

Reacción del Suelo $R_{s2} = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{min}}{2}\right) * T$ = **16.65 t**

Fuerza Cortante Resultante en el Talón V_{2-2} :

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp} - W_r - W_s$$ = **-9.04 t**

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	4.49	0.68	3.07
Rcuadrado	12.17	1.03	12.47
		Σ	**15.54**

Momento en la Seccion 2-2: (horario Positivo)

M_{2-2} = **10.80 t-m**

CASO 2: Empuje de Tierra + Sismo

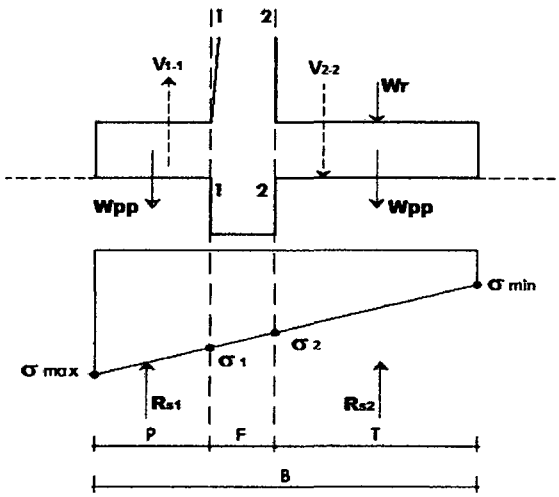


Figura Nº 66: Cargas actuantes

e =	0.55 m
P =	0.90 m
F =	0.55 m
T =	2.05 m
B =	3.50 m
σ_{max} =	15.71 t/m2
σ_{min} =	1.54 t/m2

Interpolando :

σ_1 = **12.07 t/m2** σ_2 = **9.84 t/m2**

CASO 1: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 1-1)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	1.19	0.45	0.53

Reacción del Suelo $R_{s1} = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) * P$ = **12.50 t**

Fuerza Cortante Resultante en la Puntera V_{1-1} :

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp}$$ = **11.31 t**

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	1.64	0.60	0.98
Rcuadrado	10.86	0.45	4.89
		Σ	**5.87**

Momento en la Seccion 1-1: (horario Positivo)

$$M_{1-1} =$$ **5.34 t-m**

CASO 2: Talon (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 2-2)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	2.71	1.03	2.77
Wr	19.79	1.03	20.28
	Σ = 22.49		Σ = 23.06

Reacción del Suelo $R_{s2} = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{min}}{2}\right) * T$ = **11.66 t**

Fuerza Cortante Resultante en el Talón V2-2 :

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp} - W_r - W_s =$$ **-10.83 t**

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	8.51	0.68	5.81
Rcuadrado	3.15	1.03	3.23
		Σ	9.05

Momento en la Seccion 2-2: (horario Positivo)

$$M_{2-2} =$$ **14.01 t-m**

Resumen: Valores mayores del Casi 1 y Caso "

$V_{1-1} =$ **11.31 t** $M_{1-1} =$ **5.34 t-m**

$V_{2-2} =$ **-10.83 t** $M_{2-2} =$ **14.01 t-m**

Factores de Mayoracion de Carga

$$F.C._u = \frac{1.6 \times E_a + 1.00 \times \Delta DE_a + 1.00 \times F_{spp}}{E_{a+\Delta}} \approx 1.41 < 1.6$$

Diseño de la Zapata por Corte:

Datos:

f'c =	210 kg/cm2	Fy =	4200 kg/cm2
bw =	100.00 cm	e =	55.00 cm
Recubrimiento Inferior =	7.50 cm	Recubimiento Superior =	5.00 cm
di =	47.50 cm	ds =	50.00 cm

El máximo corte q actua en la zapata ocurre en la puntera (sección 1-1): **V1-1**

Corte Máximo: $V_{max} =$ **11.31 t** = **11310.57 kg**

Corte Ultimo Máximo: $V_u = F.C._u \times V_{max}$ = **15911.75 kg**

Corte Máximo Resistente del Concreto:

$V_c = 0.53.\sqrt{f'c}.b_w.d$ = **36482.04 kg**

$V_c > \frac{V_u}{\Phi}$ **Corte y Torsion:** $\Phi =$ 0.75

$V_c =$ **36482.04 kg** > **21215.67 kg** **Ok..(n_n)**

Diseño por Flexión
Momento Ultimo en Puntera:

$$M_u = F.C_u \times M_{max} \qquad M_u = \quad \textbf{7.51 t-m} \quad = \textbf{7506.33 kg-m}$$

Momento Ultimo en Talón:

$$M_u = F.C_u \times M_{max} \qquad M_u = \quad \textbf{19.71 t-m} \quad = \textbf{19710.39 kg-m}$$

Verificación del Espesor de la Losa por Flexión: Mmax en Talón

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 \times \Phi \times f'c \times b}} \qquad \textbf{Flexion} \qquad \Phi = \quad 0.90$$

$$d \geq \quad \textbf{23.49 cm} \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Espesor de Zapata **e** requerido por flexión (tracción fibra superior):

$$e = d - recubrimiento \qquad e = \quad \textbf{18.49 cm} \qquad < \quad 55.00 \text{ cm}$$

Acero Mínimo: de refuerzo por metro lineal **Según ACI**

$$A_{s\,min} = 0.0018 \times b \times t \qquad A_{s\,min} = \quad \textbf{9.90 cm2/ml}$$

Acero Requerido en Puntera (Cara Inferior) por metro lineal de muro.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'c \times b} \qquad A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

a asumido	As (cm2/ml)	a (cm)
5.00	4.41	1.04
	4.23	0.99
	4.22	0.99
	4.22	0.99

Entonces: $A_s =$ 4.22 cm2/ml **< 9.90 cm2/ml**

Usar: **Ø 1/2"** **@ 12.50 cm**

Acero Requerido en el Talón (Cara Superior) por metro lineal de muro.

a asumido	As (cm2/ml)	a (cm)
5.00	11.59	2.73
	11.30	2.66
	11.29	2.66
	11.29	2.66

Entonces: $A_s =$ **11.29 cm2/ml** < 9.90 cm2/ml

Usar: **Ø 1/2"** **@ 10.00 cm**

4. DISEÑO DE PANTALLA

CASO I: Empuje de Tierra + Sobrecarga

Empuje Activo de la Tierra $\mathbf{E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times y^2\right) \times K_a}$

Empuje de la Sobrecarga $\mathbf{E_s = q \times y \times K_a}$

y m	Brazo Ea m	Brazo Es m	Ea t	Es t	Ea+s t	Ma+s t-m
1.00	0.33	0.50	0.26	0.42	0.69	0.30
2.00	0.67	1.00	1.06	0.85	1.90	1.55
3.00	1.00	1.50	2.38	1.27	3.65	4.28
4.00	1.33	2.00	4.23	1.69	5.92	9.02
4.95	1.65	2.48	6.47	2.09	8.57	15.86

CASO 2: Empuje de Tierra + sismo

Empuje Activo de la Tierra $\mathbf{E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times y^2\right) \times K_a}$

Incremento Dinámico del Empuje Activo $\mathbf{\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma \times y^2\right)(K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})}$

y m	Brazo Ea m	Brazo ΔDEa m	Ea t	ΔDEa t	Ea + ΔDEa t	Ma + $M_{\Delta DEa}$ t-m
1.00	0.33	0.50	0.26	0.07	0.34	0.13
2.00	0.67	1.00	1.06	0.30	1.35	1.00
3.00	1.00	1.50	2.38	0.67	3.04	3.38
4.00	1.33	2.00	4.23	1.18	5.41	8.00
4.95	1.65	2.48	6.47	1.81	8.29	15.17

Fuerza Simica del Peso Propio $\mathbf{F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.})}$

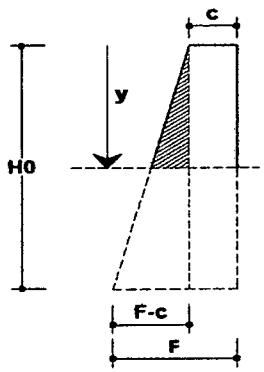
Parte Triangular:

$$\mathbf{F_{pp\Delta} = \left[\frac{(F - c).y}{H_0} \times \frac{y}{2}\right] \times \gamma_c \times C_{sh}}$$

Parte Rectangular:

$$\mathbf{F_{pp\square} = (c \times y) \times \gamma_c \times C_{sh}}$$

y	Brazo	Fppδ	Mppδ
1.00	0.33	0.01	0.003
2.00	0.67	0.04	0.024
3.00	1.00	0.08	0.082
4.00	1.33	0.15	0.194
4.95	1.65	0.22	0.368



y	Brazo	Fpp□	Mpp□
1.00	0.50	0.11	0.05
2.00	1.00	0.22	0.22
3.00	1.50	0.32	0.49
4.00	2.00	0.43	0.86
4.95	2.48	0.53	1.32

Figura Nº 67: Fuerza Sísmica del Wpp.

y m	Empuje Total Ea+Δ Ea+ΔDEa+Fspp t	Momento Total Ma+Δ Ma+MΔDEa+Mspp t
1.00	**0.46**	**0.18**
2.00	**1.60**	**1.24**
3.00	**3.45**	**3.94**
4.00	**5.99**	**9.06**
4.95	**9.04**	**16.86**

Factor de Mayoración: Caso 2 (Empuje de Tierra + Sismo) = 1.41

Caso 1: (Empuje de Tierra + Sobrecarga)

Factor de Mayoración: = 1.60

Corte Ultimo Vu: $V_u = 1.60 \times (E_{a+s})$

Momento Ultimo Mu: $M_u = 1.60 \times (M_{a+s})$

Caso 2: (Empuje de Tierra + Sismo)

Factor de Mayoración: $F.C._u$ = 1.41

Corte Ultimo Vu: $V_u = F.C._u \times (E_{a+\Delta})$

Momento Ultimo Mu: $M_u = F.C._u \times (M_{a+\Delta})$

Solicitaciones Ultima de Corte y Momento

	Caso 1		Caso 2		Solicitaciones Máximas	
y (m)	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)
1.00	1.10	0.48	0.64	0.26	**1.10**	**0.48**
2.00	3.04	2.48	2.26	1.75	**3.04**	**2.48**
3.00	5.83	6.85	4.85	5.55	**5.83**	**6.85**
4.00	9.47	14.43	8.42	12.75	**9.47**	**14.43**
4.95	13.71	25.38	12.72	23.71	**13.71**	**25.38**

En kilogramos :kg

	Caso 1		Caso 2		Solicitaciones Máximas	
y (m)	Vu (kg)	Mu (kg-m)	Vu (kg)	Mu (kg-m)	Vu (kg)	Mu (kg-m)
1.00	1099.14	479.11	640.43	256.14	**1099.14**	**479.11**
2.00	3043.76	2480.10	2257.86	1745.21	**3043.76**	**2480.10**
3.00	5833.87	6848.46	4852.29	5548.23	**5833.87**	**6848.46**
4.00	9469.48	14429.68	8423.71	12746.21	**9469.48**	**14429.68**
4.95	13706.43	25377.83	12721.50	23713.46	**13706.43**	**25377.83**

Espesor de Pantalla F(y): **0.30 m** ≤ F ≤ **0.55 m**

$$F_{(y)} = \frac{c}{F} \times y + c$$

Espesor Util d(y): $d_{(y)} = F_{(y)} - \text{recubrimiento}$

Corte Máximo Resistente: **Corte y Torsion:** Φ = 0.75, bw = 100.00 cm

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.53\sqrt{f'c} \times b_w \times d_{(y)}$$

Cuadro N° 09: Solicitaciones Máximas de Corte Resitente

y (m)	Vu (kg)	F(y) (m)	d(y) (m)	ΦV_c (kg)	
1.00	1099.14	35.05	30.05	17310.06	.....Ok
2.00	3043.76	40.10	35.10	20219.31	.....Ok
3.00	5833.87	45.15	40.15	23128.57	.....Ok
4.00	9469.48	50.20	45.20	26037.82	.....Ok
4.95	13706.43	55.00	50.00	28801.61	.....Ok

Acero de Refuerzo Mínimo:

$$A_s = 0.0018 \times b \times F_{(y)}$$

Acero de Refuerzo Requerido:

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Flexion $\Phi =$ 0.90

a asumido = 5.00 cm

Cuadro N 10: Solicitaciones Máximas de Acero de Refuerzo

y (m)	Mu (kg- m)	F(y) (m)	d(y) (m)	As min (cm2/ml)	As requerido (cm2/ml)
1.00	479.11	35.05	30.05	**6.31**	0.46
2.00	2480.10	40.10	35.10	**7.22**	2.01
3.00	6848.46	45.15	40.15	**8.13**	4.81
4.00	14429.68	50.20	45.20	**9.04**	8.94
4.95	25377.83	55.00	50.00	**9.90**	14.13

Verificación del Espesor de la Pantalla por Flexión: Mmax en Talón

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 \times \Phi \times f'c \times b}}$$

$d \geq$ **26.65 cm** **Ok..(n_n)**

Espesor de Pantalla **F** requerido por flexión:

$$F = d - \text{recubrimiento}$$

$F =$ **21.65 cm** < 0.55 cm

ACERO DE REFUERZO DEFINITIVO

Acero en Pantalla: (Cara Interior en contacto con la tierra)

y (m)	As min (cm2/ml)	As requerido (cm2/ml)
1.00	6.31	0.46
2.00	7.22	2.01
3.00	8.13	4.81
4.00	9.04	8.94
4.95	**9.90**	14.13

As min = 9.90 cm2/ml
Usar: **Ø 5/8"** **@ 20.00 cm**

As requerido = 14.13 cm2/ml
Usar: **Ø 5/8"** **@ 15.00 cm**

Acero en Pantalla: (Cara Exterior)

Se colocará vertical y horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicad por la norma AASHTO.

$A_{s\ ret\ y\ temp} =$ **2.65 cm2/ml** Usar: **Ø 3/8"** **@ 25.00 cm**

109

Zapata:

Cara Inferior	$A_s =$	4.22 cm2/ml	**< 9.90 cm2/ml**
	Usar:	**Ø 1/2"**	**@ 12.50 cm**
Cara Superior	$A_s =$	**11.29 cm2/ml**	< 9.90 cm2/ml
	Usar:	**Ø 1/2"**	**@ 10.00 cm**

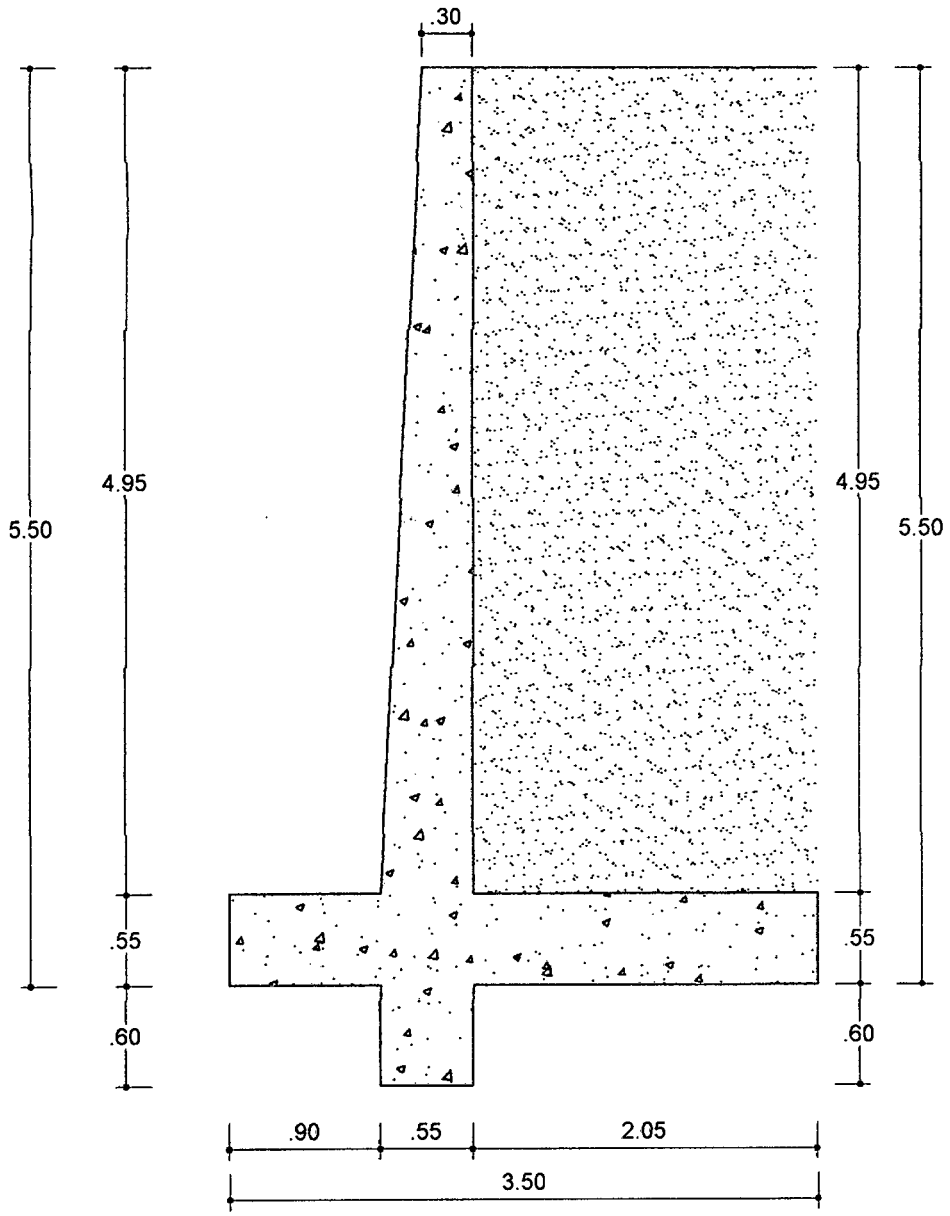
En la zapata, perpendicular al acero de refuerzo principal por flexión, se colocará horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicad por la norma AASHTO.

$A_{s\ ret\,y\,temp}$ = **2.65 cm2/ml** Usar: **Ø 3/8"** **@ 25.00 cm**

SECCIÓN TÍPICA DE MURO

H=5.50 M

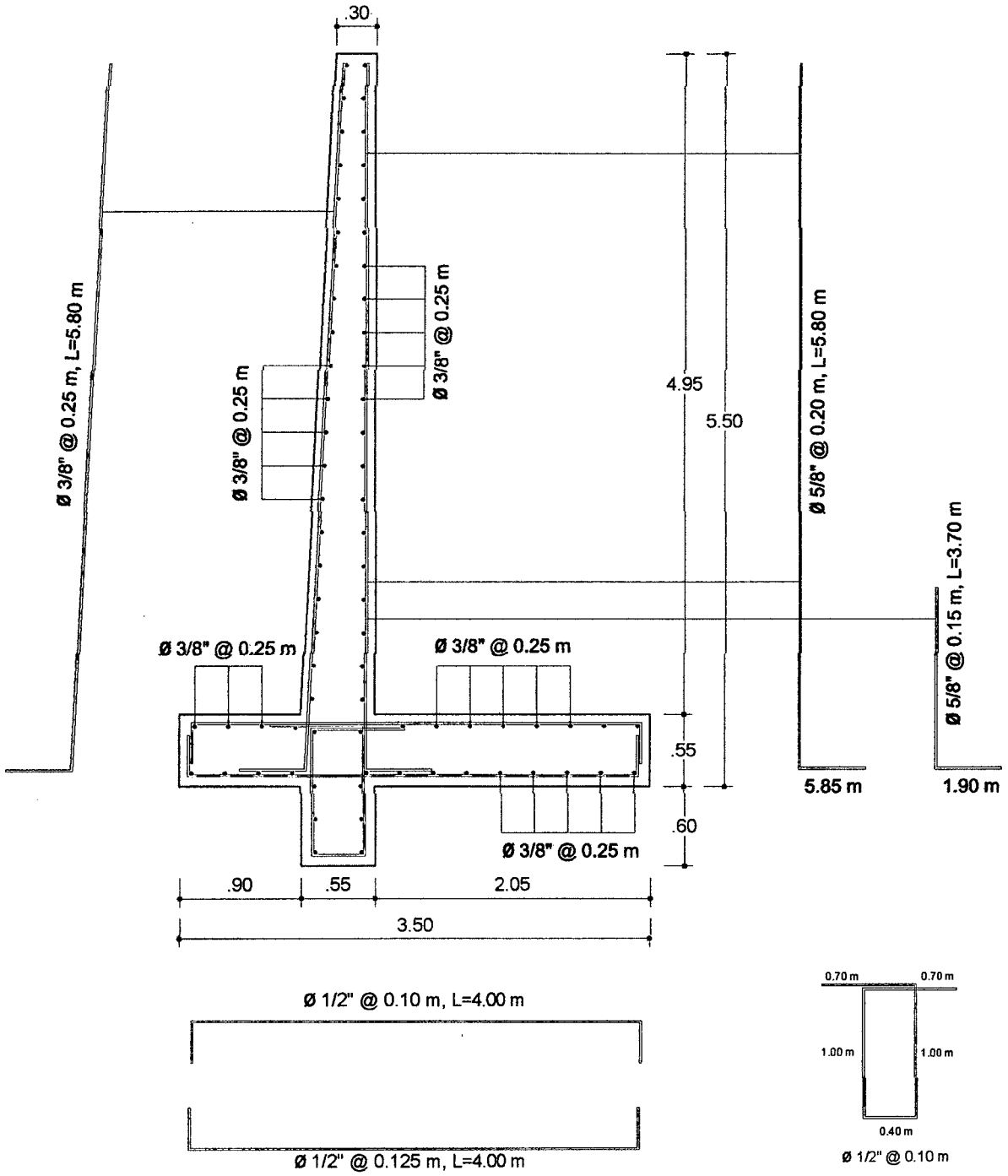
ESCALA: 1/50



ARMADURA DE MURO

H=5.50 M

ESCALA: 1/50



ESTRIBO DE DENTELLON

DISEÑO DE MUROS H=2.50 M

DATOS DE DISEÑO

Suelo de Fundación:

Peso especifico del Suelo de Fudación (g_f) :	1.85 t/m3
Cohesión del Suelo de Fundación (c_f) :	0.00 t/m2
Angulo de Fricción Suelo de Fundación (f_f) :	33°
Profundidad de Cimentación (Df) :	1.20 m
Capacidad de Carga Ultima (q_{ult}) :	73.10 t/m2

Suelo de Relleno:

Peso especifico del Suelo de Relleno (g_r) :	1.95 t/m3
Cohesión del Suelo de Relleno (c_r) :	0.00 t/m2
Angulo de Fricción Suelo de Relleno (f_r) :	35°

Materiales del Muro:

f'c :	210.00 kg/cm2
Fy :	4200.00 kg/cm2
Peso Especifico del Concreto (g_c) :	2.40 t/m3

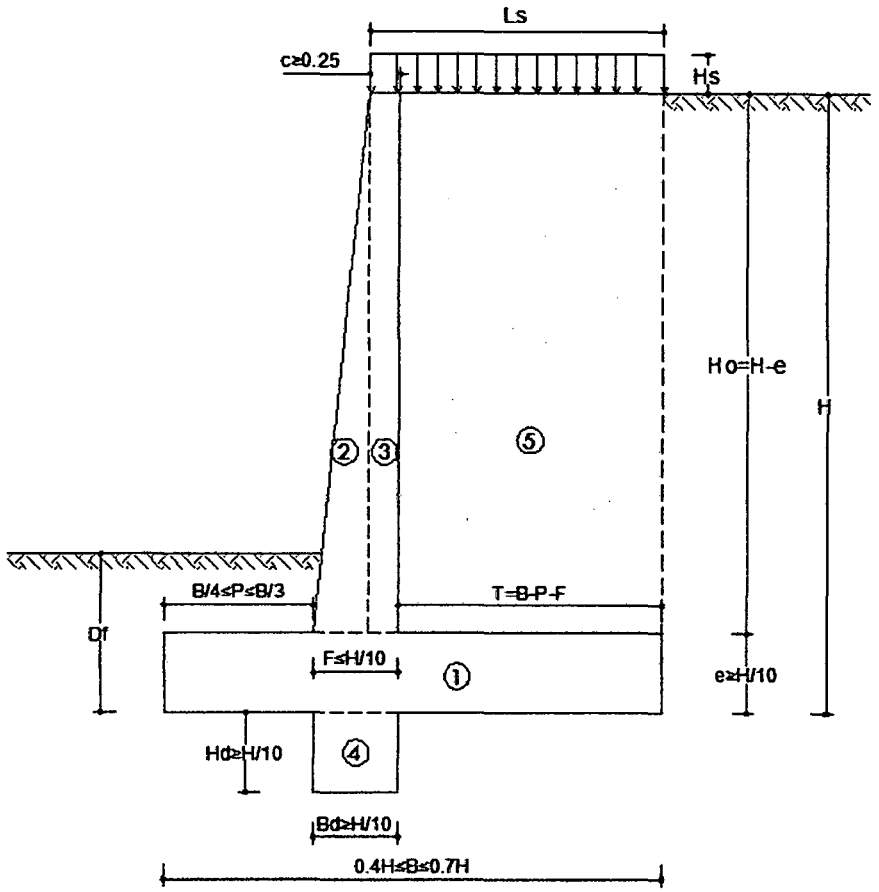
Carga y otros:

Ls =	1.20 m
Hs =	1.30 m

1 . PREDIMENSIONAMIENTO

Estructura de Muro:

Altura Total de la Estructura (H) =	2.50 m
Peralte de Zapata (e) =	0.25 m
Altura de Muro (Ho) =	2.25 m
Corona Superior (c) =	0.25 m
Base (B) =	1.60 m
Talon Anterior (P) =	0.40 m
Corona Inferior (F) =	0.25 m
Talon Posterior (T) =	0.95 m
Base del Dentellon (B_d) =	0.25 m
Altura del Dentellon (H_d) =	0.20 m



2. CASO I: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

Coeficiente de Empuje Activo Ka:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad = \quad \mathbf{0.27}$$

Coeficiente de Pasivo Activo Kp:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad = \quad \mathbf{3.39}$$

Sobrecarga q:

$$q = \gamma \times H_s \quad = \quad \mathbf{2.54}$$

Fuerzas Actuantes

Descripción	Formula	Fuerzas t/m	Brazo m	Momentos t/m-m
Empuje Activo de la Tierra	$E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2\right) \times K_a$	1.65 t/m	0.83 m	1.38 t/m-m
Empuje S/C	$E_s = q \times H \times K_a$	1.72 t/m	1.25 m	2.15 t/m-m
	$E_{a+s} = E_h$	**3.37**	**Σ**	**3.52**

Fuerzas Resistentes

Peso Propio

Elemento	Descripción	Brazo X m	Brazo Y m	Wpp t/m	Mpp X t-m/m	Mpp Y t-m/m
1	Wp.p.	0.80	0.13	0.96	0.77	0.10
2		0.40	1.00	0.00	0.00	0.00
3		0.53	1.38	1.35	0.71	0.97
4		0.53	-0.10	0.12	0.06	-0.01
			Σ	**2.43**	**1.54**	**1.06**
					Xcg	Ycg
					0.63	0.44

Peso de Relleno

Elemento	Descripción	Brazo de palanca Br m	Peso Total del Relleno Wr t/m	Momento Mr t-m/m
5	Wr	1.13	4.17	4.69
		Σ	**4.17**	**4.69**

Por la Sobrecarga

Elemento	Descripción	Brazo de palanca Bs m	Peso Total de la S/C Ws t/m	Momento Ms t-m/m
s/c	Ws	1.00	3.04	3.04
		Σ	**3.04**	**3.04**

Resultante de las Fuerzas Verticales Rv:

$$R_v = W_{pp} + W_r + W_s \qquad R_v = \textbf{9.64 t/m}$$

Fuerzas de roce Fr:

$$\delta = \textbf{Angulo de Fricción suelo} - \textbf{muro} = \frac{2}{3}\varphi \qquad \delta = 22.00°$$

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p$$

$$c' = 0.50.c \qquad c' = 0.00\ t/m2$$

$$\mu = \tan(\delta) \qquad \mu = 0.40$$

Coeficiente de Pasivo Activo **Kp:**

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \textbf{3.39}$$

Presión Pasiva Superior en Dentellón:

$$\sigma_{ps} = (\gamma \times D_f) \times K_p = \textbf{7.53 t/m2}$$

Presión Pasiva Inferior en Dentellón:

$$\sigma_{pi} = \gamma \times (D_f + H_d) \times K_p = \textbf{8.79 t/m2}$$

Empuje Pasivo Actuando sobre el Dentellón Ep:

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2}\right) H_d = \textbf{1.63 t/m}$$

Fuerzas de roce Fr:

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p = \textbf{5.53 t/m}$$

Factor de Seguridad contra el Deslizamiento FSd:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.50 \qquad FS_d = \textbf{1.64} \quad \geq 1.50 \qquad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Factor de Seguridad contra el Volcamiento FSv:

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.50 \qquad FS_v = \quad 2.63 \quad \geq 1.50 \quad \text{Ok..(n_n)}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{adm}: (**$FS_{cap.\ portante} \geq 3.00$**)

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \sigma_{adm} = \quad 24.37\ t/m2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultantes Xr:

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \qquad X_r = \quad 0.60\ m$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante ex:

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right) \leq \frac{B}{6} \qquad e_x = \quad 0.20\ m \quad \leq 0.27 \quad \text{Ok..(n_n)}$$

Presión de Contacto Muro – Suelo de Fundación $\sigma_{max,min}$:

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \quad 10.63\ t/m2 \quad \leq \quad 24.37\ t/m2 \quad \text{Ok..(n_n)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B}\left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \quad 1.42\ t/m2 \quad \leq \quad 24.37\ t/m2 \quad \text{Ok..(n_n)}$$

3. CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Zona 2 **A_0 = 0.30 g**

Coeficiente Sísmico Horizontal Csh.

$$C_{sh} = 0.50 \times A_0 \qquad C_{sh} = \quad 0.15$$

Coeficiente Sísmico Vertical Csv.

$$C_{sv} = 0.70 \times C_{sh} \qquad C_{sv} = \quad 0.105$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) \qquad \theta = \quad 9.51°$$

Fuerza Sísmica del peso Propio Fspp.

$$F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.}) \qquad F_{spp} = \quad 0.36\ t/m$$

Coeficiente de Presión Dinámica Activa Kas:

Determinado con la ecuación de Mononobe - Okabe: **$\beta = 0°$**

$\beta < \phi - \theta$ ..... $\beta = 0° \quad < \quad 25.49°$

$$K_{as} = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta . \operatorname{sen}^2\psi . \operatorname{sen}(\psi - \delta - \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta).\operatorname{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi - \delta - \theta).\operatorname{sen}(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$\phi = 35°$ $\psi = 90°$ $\beta = 0°$ $\theta = 9.51°$ $\delta = 22.00°$

$K_{as} =$ **0.36**

Fuerzas Actuantes

Descripción	Formula	Fuerzas t/m	Brazo m	Momentos Mv t/m-m
Empuje Activo de la Tierra	$E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2\right) \times K_a$	1.65 t/m	0.83 m	1.38 t/m-m
Incremento Dinamico del Empuje Activo	$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)(K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})$	**0.46 t/m**	1.67 m	0.77 t/m-m
Fuerza Sismica del Peso Propio	$F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.})$	**0.36 t/m**	0.44 m	0.16 t/m-m
	Empuje Total Ea+Δ = Eh	**2.48**	Σ	**2.31**

Fuerzas Resistentes

Elemento	Descripción	Brazo de palanca m	Peso Total (Rv) t/m	Momento Me t-m/m
1,2,3,4	**Wpp**	0.63	2.43	1.54
5	**Wr**	1.13	4.17	4.69
		Σ	**6.60**	**6.23**

Fuerza de roce Fr:

$$F_r = \mu \times (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p \qquad \textbf{4.30 t/m}$$

Factor de Seguridad contra el deslizamiento FSd:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.50 \qquad FS_d = \quad \textbf{1.73} \quad \geq 1.40 \quad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Factor de Seguridad contra el Volcamiento FSv:

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.50 \qquad FS_v = \quad \textbf{2.70} \quad \geq 1.40 \quad \textbf{Ok..(n_n)}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{adm}: (**$FS_{cap.\ portante} \geq 2.00$**)

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \sigma_{adm} = \quad \textbf{36.55 t/m2}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultantes Xr:

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \qquad X_r = \quad \textbf{0.59 m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante ex:

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right) \leq \frac{B}{6} \qquad e_x = \quad \textbf{0.21 m} \quad \leq 0.27 \quad \textbf{Ok..(n_n)}$$

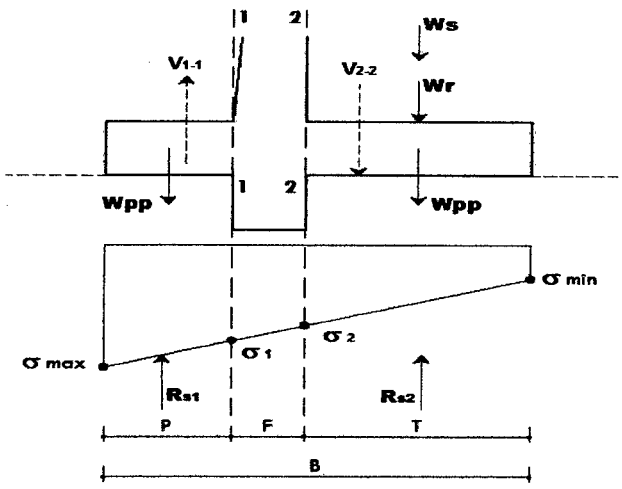
Presión de Contacto Muro – Suelo de Fundación $\sigma_{max,min}$:

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \quad \textbf{7.30 t/m2} \quad \leq \textbf{36.55 t/m2} \quad \textbf{Ok..(n_n)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B}\left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \quad \textbf{0.95 t/m2} \quad \leq \textbf{36.55 t/m2} \quad \textbf{Ok..(n_n)}$$

3. DISEÑO DE LA BASE

CASO I: Empuje de Tierra + Sobrecarga



e =	0.25 m
P =	0.40 m
F =	0.25 m
T =	0.95 m
B =	1.60 m
σ_{max} =	10.63 t/m2
σ_{min} =	1.42 t/m2

Figura N° 69: Cargas actuantes

Interpolando :

$\sigma_1 =$ **8.33 t/m2** $\sigma_2 =$ **6.89 t/m2**

CASO 1: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 1-1)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	0.24	0.20	0.05

Reacción del Suelo $R_{s1} = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) * P$ = **3.79 t**

Fuerza Cortante Resultante en la Puntera V1-1 :

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp} \quad = \quad \boxed{3.55\ t}$$

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	0.46	0.27	0.12
Rcuadrado	3.33	0.20	0.67
		Σ	0.79

Momento en la Seccion 1-1: (horario Positivo)

$$M_{1-1} = \quad \boxed{0.74\ t\text{-}m}$$

CASO 1: Talon (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 2-2)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	0.57	0.48	0.27
Wr	4.17	0.48	1.98
Ws	2.41	0.48	1.14
	Σ = 7.15		Σ = 3.39

Reacción del Suelo $R_{s2} = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{min}}{2}\right) * T$ = **3.95 t**

Fuerza Cortante Resultante en el Talón V_{2-2} :

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp} - W_r - W_s \quad = \quad \boxed{-3.20\ t}$$

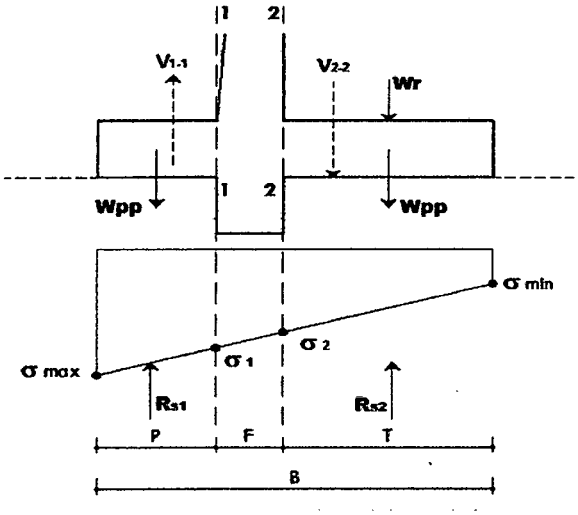
Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	2.60	0.32	0.82
Rcuadrado	1.35	0.48	0.64
		Σ	1.46

Momento en la Seccion 2-2: (horario Positivo)

$$M_{2-2} = \quad \boxed{1.93\ t\text{-}m}$$

CASO 2: Empuje de Tierra + Sismo



e =	0.25 m
P =	0.40 m
F =	0.25 m
T =	0.95 m
B =	1.60 m
σ_{max} =	7.30 t/m2
σ_{min} =	0.95 t/m2

Figura Nº 70: Cargas actuantes

Interpolando :

$\sigma_1 =$ **5.71 t/m2** $\sigma_2 =$ **4.72 t/m2**

CASO 1: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 1-1)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	0.24	0.20	0.05

Reacción del Suelo $R_{s1} = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) * P$ = **2.60 t**

Fuerza Cortante Resultante en la Puntera V_{1-1} :

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp} \quad = \quad \boxed{2.36\ t}$$

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	0.32	0.27	0.08
Rcuadrado	2.28	0.20	0.46
		Σ	0.54

Momento en la Seccion 1-1: (horario Positivo)

$$M_{1-1} = \quad \boxed{0.49\ t\text{-}m}$$

CASO 2: Talon (Fuerzas y brazos respecto a la sección critica 2-2)

Peso Propio

	Peso Propio Wpp t	Brazo m	Momento t-m
Wpp	0.57	0.48	0.27
Wr	4.17	0.48	1.98
	Σ = 4.74		**Σ = 2.25**

Reacción del Suelo $R_{s2} = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{min}}{2}\right) * T$ = **2.69 t**

Fuerza Cortante Resultante en el Talón V_{2-2} :

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp} - W_r - W_s$$ = **-2.05 t**

Division de la Presión Trapezoidal

	Reacción del Suelo t	Brazo m	Momento t-m
Rtriangulo	1.79	0.32	0.57
Rcuadrado	0.90	0.48	0.43
		Σ	**0.99**

Momento en la Seccion 2-2: (horario Positivo)

M_{2-2} = **1.26 t-m**

Resumen: Valores mayores del Casi 1 y Caso "

V_{1-1} = **2.36 t** M_{1-1} = **0.49 t-m**

V_{2-2} = **-2.05 t** M_{2-2} = **1.26 t-m**

Factores de Mayoracion de Carga

$$F.C._u = \frac{1.6 \times E_a + 1.00 \times \Delta DE_a + 1.00 \times F_{spp}}{E_{a+\Delta}}$$ ≈ **1.40** < **1.6**

Diseño de la Zapata por Corte:

Datos:

f'c =	210 kg/cm2	**Fy =**	4200 kg/cm2
bw =	100.00 cm	**e =**	25.00 cm
Recubrimiento Inferior =	7.50 cm	**Recubimiento Superior =**	5.00 cm
di =	17.50 cm	**ds =**	20.00 cm

El máximo corte q actua en la zapata ocurre en la puntera (sección 1-1): V_{1-1}

Corte Máximo: V_{max} = **2.36 t** = **2362.62 kg**

Corte Ultimo Máximo: $V_u = F.C._u \times V_{max}$ = **3307.32 kg**

Corte Máximo Resistente del Concreto:

$V_c = 0.53.\sqrt{f'c}.b_w.d$ = **13440.75 kg**

$V_c > \frac{V_u}{\Phi}$ **Corte y Torsion:** Φ = 0.75

V_c = **13440.75 kg** > **4409.76 kg** **Ok..(n_n)**

Diseño por Flexión
Momento Ultimo en Puntera:

$M_u = F.C._u \times M_{max}$ M_u = **0.69 t-m** = **691.11 kg-m**

Momento Ultimo en Talón:

$M_u = F.C._u \times M_{max}$ $M_u =$ **1.76 t-m** **= 1758.03 kg-m**

Verificación del Espesor de la Losa por Flexión: Mmax en Talón

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 \times \Phi \times f'c \times b}}$$ **Flexion** $\Phi =$ 0.90

$d \geq$ **7.02 cm** **Ok..(n_n)**

Espesor de Zapata **e** requerido por flexión (tracción fibra superior):

$e = d - recubrimiento$ $e =$ **2.02 cm** < 25.00 cm

Acero Mínimo: de refuerzo por metro lineal **Según ACI**

$A_{s\,min} = 0.0018 \times b \times t$ $A_{s\,min} =$ **4.50 cm2/ml**

Acero Requerido en Puntera (Cara Inferior) por metro lineal de muro.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'c \times b} \qquad A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

a asumido	**As (cm2/ml)**	**a (cm)**
5.00	1.22	0.29
	1.05	0.25
	1.05	0.25
	1.05	0.25

Entonces: $A_s =$ 1.05 cm2/ml **< 4.50 cm2/ml**

Usar: **Ø 3/8"** **@ 15.00 cm**

Acero Requerido en el Talón (Cara Superior) por metro lineal de muro.

a asumido	**As (cm2/ml)**	**a (cm)**
5.00	3.10	0.73
	2.71	0.64
	2.71	0.64
	2.71	0.64

Entonces: $A_s =$ 2.71 cm2/ml **< 4.50 cm2/ml**

Usar: **Ø 1/2"** **@ 15.00 cm**

4. DISEÑO DE PANTALLA

CASO I: Empuje de Tierra + Sobrecarga

Empuje Activo de la Tierra $E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times y^2\right) \times K_a$

Empuje de la Sobrecarga $E_s = q \times y \times K_a$

y m	**Brazo Ea m**	**Brazo Es m**	**Ea t**	**Es t**	**Ea+s t**	**Ma+s t-m**
1.00	0.33	0.50	0.26	0.69	0.95	0.43
2.00	0.67	1.00	1.06	1.37	2.43	2.08
2.25	0.75	1.13	1.34	1.55	2.88	2.74

CASO 2: Empuje de Tierra + sismo

Empuje Activo de la Tierra $$E_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_r \times y^2\right) \times K_a$$

Incremento Dinámico del Empuje Activo $$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \times \gamma \times y^2\right)(K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})$$

y m	Brazo Ea m	Brazo ΔDEa m	Ea t	ΔDEa t	Ea + ΔDEa t	Ma + $M_{\Delta DEa}$ t-m
1.00	0.33	0.50	0.26	0.07	0.34	0.13
2.00	0.67	1.00	1.06	0.30	1.35	1.00
2.25	0.75	1.13	1.34	0.37	1.71	1.42

Fuerza Simica del Peso Propio $$F_{spp} = C_{sh}(W_{p.p.})$$

Parte Triangular:

$$F_{pp\Delta} = \left[\frac{(F - c).y}{H_0} \times \frac{y}{2}\right] \times \gamma_c \times C_{sh}$$

y	Brazo	FppΔ	MppΔ
1.00	0.33	0.00	0.000
2.00	0.67	0.00	0.000
2.25	0.75	0.00	0.000

Parte Rectangular:

$$F_{pp\square} = (c \times y) \times \gamma_c \times C_{sh}$$

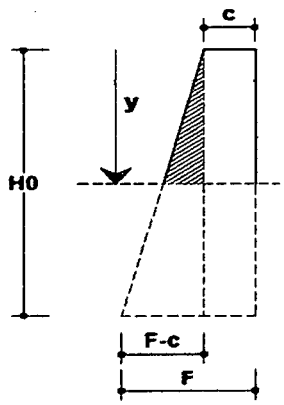


Figura Nº 71: Fuerza Sísmica del Wpp.

y	Brazo	Fpp□	Mpp□
1.00	0.50	0.09	0.05
2.00	1.00	0.18	0.18
2.25	1.13	0.20	0.23

y m	Empuje Total Ea+Δ Ea+ΔDEa+Fspp t	Momento Total Ma+Δ Ma+MΔDEa+Mspp t
1.00	**0.43**	**0.17**
2.00	**1.53**	**1.18**
2.25	**1.91**	**1.65**

Factor de Mayoración: Caso 2 (Empuje de Tierra + Sismo) = 1.40

Caso 1: (Empuje de Tierra + Sobrecarga)

Factor de Mayoración: = 1.60

Corte Ultimo Vu: $$V_u = 1.60 \times (E_{a+s})$$

Momento Ultimo Mu: $$M_u = 1.60 \times (M_{a+s})$$

Caso 2: (Empuje de Tierra + Sismo)

Factor de Mayoración: $F.C_u$ = 1.40

Corte Ultimo Vu: $$V_u = F.C_u \times (E_{a+\Delta})$$

Momento Ultimo Mu: $$M_u = F.C_u \times (M_{a+\Delta})$$

Solicitaciones Ultima de Corte y Momento

	Caso 1		Caso 2		Solicitaciones Máximas	
y (m)	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)
1.00	1.52	0.69	0.60	0.24	**1.52**	**0.69**
2.00	3.89	3.33	2.15	1.65	**3.89**	**3.33**
2.25	4.61	4.39	2.68	2.31	**4.61**	**4.39**

En kilogramos :kg

	Caso 1		Caso 2		Solicitaciones Máximas	
y (m)	Vu (kg)	Mu (kg-m)	Vu (kg)	Mu (kg-m)	Vu (kg)	Mu (kg-m)
1.00	1521.88	690.48	599.35	238.03	**1521.88**	**690.48**
2.00	3889.25	3325.59	2145.41	1652.26	**3889.25**	**3325.59**
2.25	4613.20	4387.30	2679.85	2312.67	**4613.20**	**4387.30**

Espesor de Pantalla F(y): **0.25 m** ≤ F ≤ **0.25 m**

$$F_{(y)} = \frac{c}{F} \times y + c$$

Espesor Util d(y): $d_{(y)} = F_{(y)} - \text{recubrimiento}$

Corte Máximo Resistente: **Corte y Torsion:** Φ = 0.75, bw = 100.00 cm

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.53\sqrt{f'c} \times b_w \times d_{(y)}$$

Cuadro N° 11: Solicitaciones Máximas de Corte Resitente

y (m)	Vu (kg)	F(y) (m)	d(y) (m)	ΦVc (kg)	
1.00	1521.88	25.00	20.00	11520.64	.....Ok
2.00	3889.25	25.00	20.00	11520.64	.....Ok
2.25	4613.20	25.00	20.00	11520.64	.....Ok

Acero de Refuerzo Mínimo:

$$A_s = 0.0018 \times b \times F_{(y)}$$

Acero de Refuerzo Requerido:

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$ **Flexion** Φ = 0.90, a asumido = 5.00 cm

Cuadro N° 12: Solicitaciones Máximas de Acero de Refuerzo

y (m)	Mu (kg- m)	F(y) (m)	d(y) (m)	As min (cm2/ml)	As requerido (cm2/ml)
1.00	690.48	25.00	20.00	**4.50**	1.04
2.00	3325.59	25.00	20.00	**4.50**	5.03
2.25	4387.30	25.00	20.00	**4.50**	6.63

Verificación del Espesor de la Pantalla por Flexión: Mmax en Talón

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 \times \Phi \times f'c \times b}}$$ $d \geq$ **11.08 cm** **Ok..(n_n)**

Espesor de Pantalla F requerido por flexión:

$$F = d - \text{recubrimiento}$$ $F =$ **6.08 cm** < 0.25 cm

ACERO DE REFUERZO DEFINITIVO

Acero en Pantalla: (Cara Interior en contacto con la tierra)

y (m)	As min (cm2/ml)	As requerido (cm2/ml)
1.00	**4.50**	1.04
2.00	4.50	**5.03**
2.25	4.50	**6.63**

As min = 6.63 cm2/ml

Usar: **Ø 1/2" @ 20.00 cm**

Acero en Pantalla: (Cara Exterior)

Se colocará vertical y horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicad por la norma AASHTO.

$A_{s\ ret\ y\ temp}$ = **2.65 cm2/ml** Usar: **Ø 3/8" @ 20.00 cm**

Zapata:

Cara Inferior A_s = 1.05 cm2/ml **< 4.50 cm2/ml**

Usar: **Ø 3/8" @ 15.00 cm**

Cara Superior A_s = **2.71 cm2/ml** < 4.50 cm2/ml

Usar: **Ø 1/2" @ 15.00 cm**

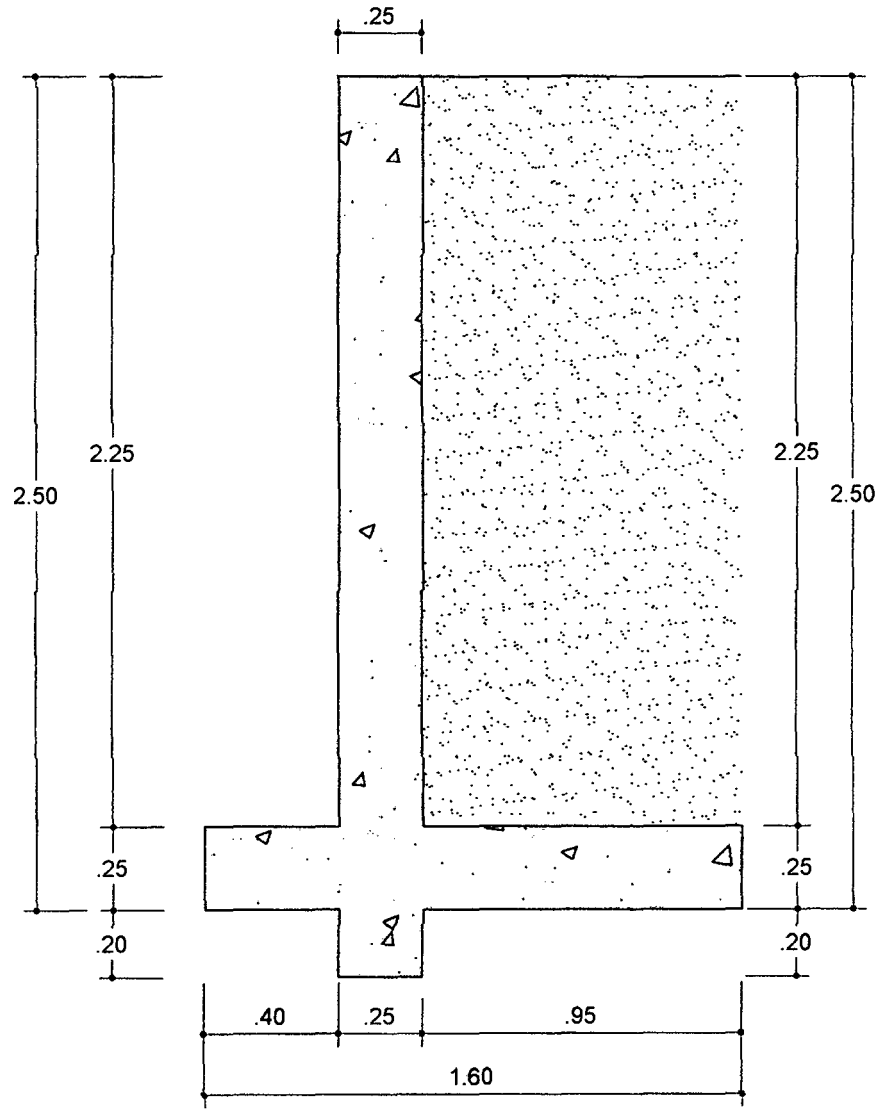
En la zapata, perpendicular al acero de refuerzo principal por flexión, se colocará horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicad por la norma AASHTO.

$A_{s\ ret\ y\ temp}$ = **2.65 cm2/ml** Usar: **Ø 3/8" @ 20.00 cm**

SECCIÓN TÍPICA DE MURO

H=2.50 M

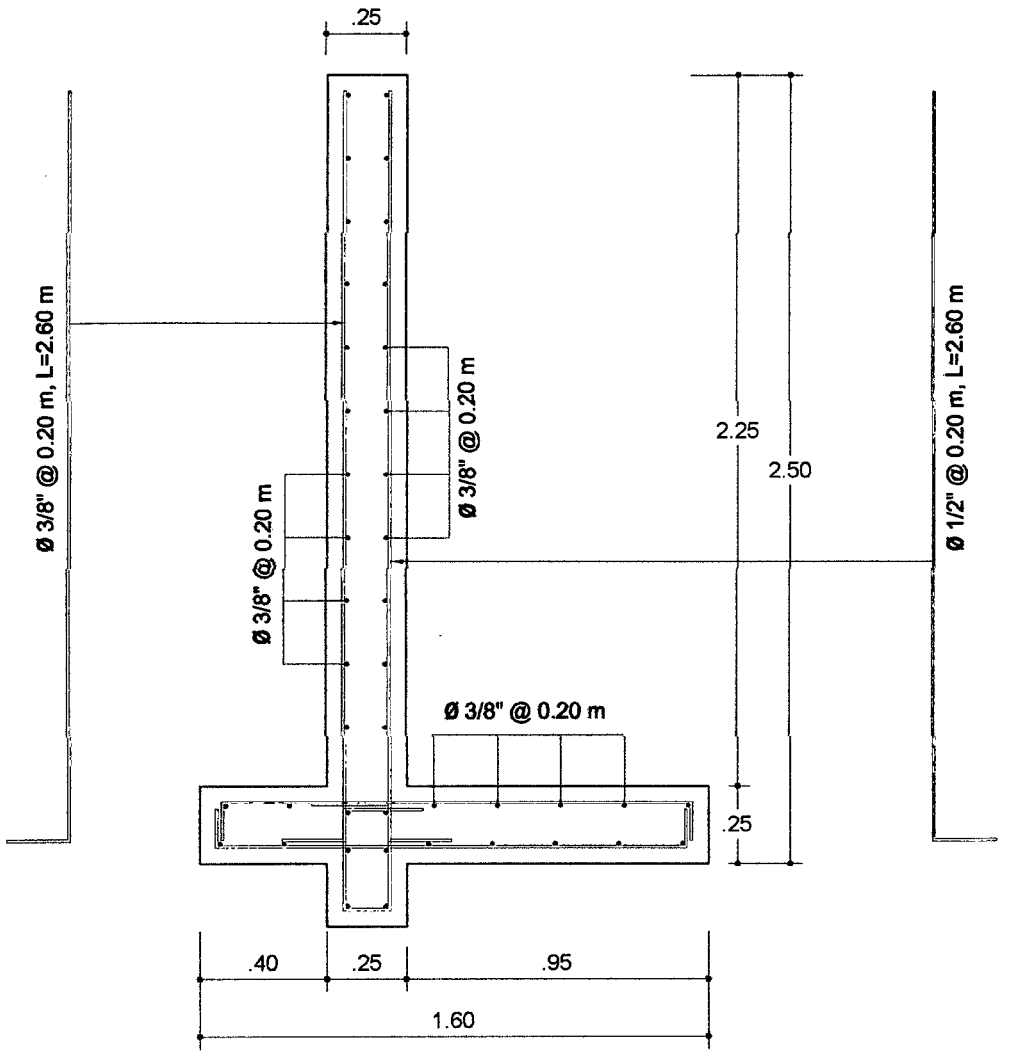
ESCALA: 1/25

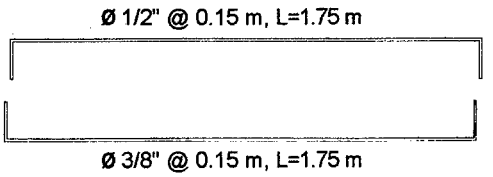


ARMADURA DEL MURO

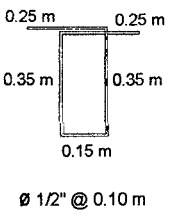
H=2.50 M

ESCALA: 1/25





ESTRIBO DE DENTELLON



Ø 1/2" @ 0.10 m

4.2. DISCUSIÓN

En base a nuestros resultados obtenidos anteriormente, se procede a realizar una comparación técnica, económica y constructiva, entre los muros de contención segmentada y muros de contención de concreto armado en estudio.

4.2.1. COMPARACIÓN TÉCNICA:

Con los resultados obtenidos por medio de los reportes de diseño del proyecto evaluado, las cuales se muestran arriba, se procederá a establecer una comparación técnica entre los dos tipos de muros de contención analizados. Para establecer la comparación técnica solamente se evaluó la **estabilidad externa** de los muros de contención.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, cada uno de los muros de contención fueron diseñados para diferentes alturas. Es por este motivo que tanto para la comparación técnica como económica se consideró solo 3 alturas, las cuales son muy iguales, o muy similares, en ambos tipos de muros de contención.

A continuación se describe el comportamiento de ambos tipos de muros para un análisis de estabilidad externa. El motivo por el cual se estudiará estos resultados, se debe a que este análisis es el que gobierna los diseños, es decir, con los resultados de este análisis se garantiza un correcto desempeño de cualquiera de los dos tipos de muros de contención para el caso estático.

ESTABILIDAD EXTERNA:

Los distintos factores de seguridad que aparecen en las tablas que se muestran a continuación, para cada tipo de muro de contención, no tienen fines comparativos sino más bien se presentan con un fin netamente informativo. Lo que realmente se intenta mostrar es que dichos factores de seguridad cumplen con los mínimos establecidos por las distintas normas.

A continuación mostramos cuadros de resumen del análisis de estabilidad externa de los muros de contención segmentada y los muros de contención de concreto armado para cada altura diseñada, y a partir de ello se realizarán los cuadros comparativos:

- **MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA**

Muro segmentada H=8.50m

***CUADRO Nº 13**: Resumen análisis de estabilidad externa*

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Global (FSg)	1.50	2.26
Deslizamiento (FSs)	1.50	2.15
Vuelco (FSo)	1.50	2.70
Capacidad de Carga (FSb)	2.00	4.46

Muro segmentada H=5.50m

***CUADRO Nº 14**: Resumen Análisis de Estabilidad Externa*

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Global (FSg)	1.50	2.22
Deslizamiento (FSs)	1.50	2.06
Vuelco (FSo)	1.50	2.51
Capacidad de Carga (FSb)	2.00	4.22

Muro segmentada H=2.50m

***CUADRO Nº 15**: Resumen Análisis de Estabilidad Externa*

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Global (FSg)	1.50	2.17
Deslizamiendo (FSs)	1.50	1.81
Vuelco (FSo)	1.50	2.10
Capacidad de Carga (FSb)	2.00	3.47

- **MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO**

Muro segmentada H=8.50m

CUADRO N° 16: *Resumen análisis de estabilidad externa*

CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Deslizamiento (FSd)	1.50	1.89
Vuelco (FSv)	1.50	3.81

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Deslizamiento (FSd)	1.40	1.41
Vuelco (FSv)	1.40	2.39

Muro segmentada H=5.50m

CUADRO N° 17: *Resumen análisis de estabilidad externa*

CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Deslizamiento (FSd)	1.50	1.82
Vuelco (FSv)	1.50	3.45

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Deslizamiento (FSd)	1.40	1.47
Vuelco (FSv)	1.40	2.49

Muro segmentada H=2.50m

CUADRO N° 18: *Resumen análisis de estabilidad externa*

CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Deslizamiento (FSd)	1.50	1.64
Vuelco (FSv)	1.50	2.63

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Factor de Seguridad	Valor Mínimo	Valor Calculado
Deslizamiento (FSd)	1.40	1.73
Vuelco (FSv)	1.40	2.70

a. CUADROS COMPARATIVOS

A continuación se muestran cuadros comparativos para analizar ambos tipos de muros de contención en estudio.

Se hizo la comparación entre el muro de contención segmentada y para los dos casos presentados para el muro de contención de concreto armado.

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

***CUADRO N° 19**: Factor de seguridad al deslizamiento por norma y del diseño, para cada altura de diseño (Caso 1).*

ALTURA (m)	MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA		MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO (Caso 1)	
	FACTOR DE SEGURIDAD		FACTOR DE SEGURIDAD	
	NORMA	DISEÑO	NORMA	DISEÑO
H = 8.5m	1.50	2.15	1.50	1.89
H = 5.5m	1.50	2.06	1.50	1.82
H = 2.5m	1.50	1.81	1.50	1.64

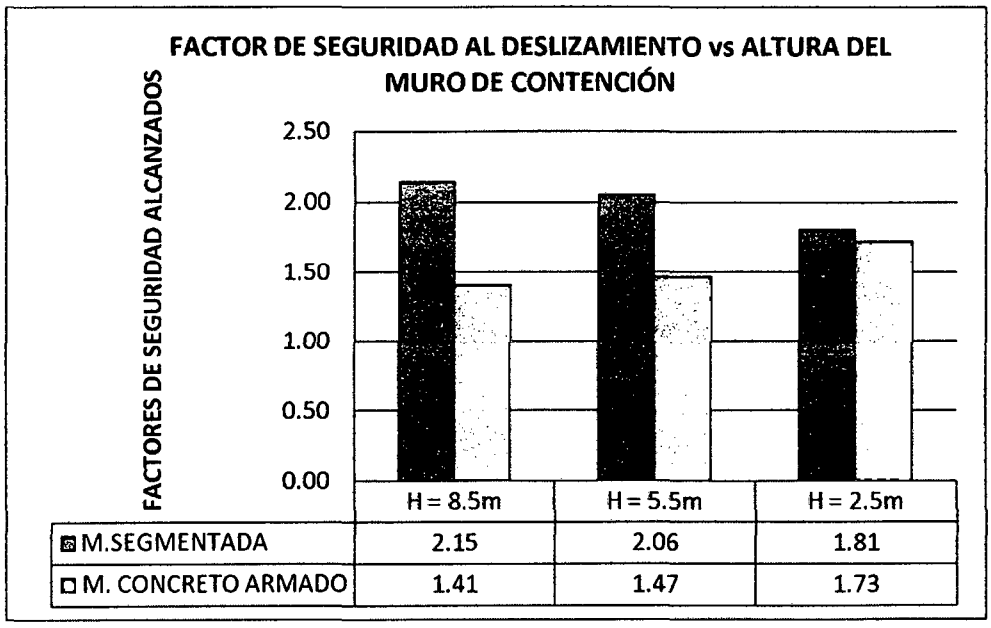


***GRÁFICO N° 01:** Factor de seguridad al deslizamiento vs altura de muro*

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

CUADRO N° 20: *Factor de seguridad al volcamiento por norma y del diseño, para cada altura de diseño (Caso 1).*

ALTURA (m)	MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA		MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO (Caso 1)	
	FACTOR DE SEGURIDAD		FACTOR DE SEGURIDAD	
	NORMA	DISEÑO	NORMA	DISEÑO
H = 8.5m	1.50	2.70	1.50	3.81
H = 5.5m	1.50	2.51	1.50	3.45
H = 2.5m	1.50	2.10	1.50	2.63

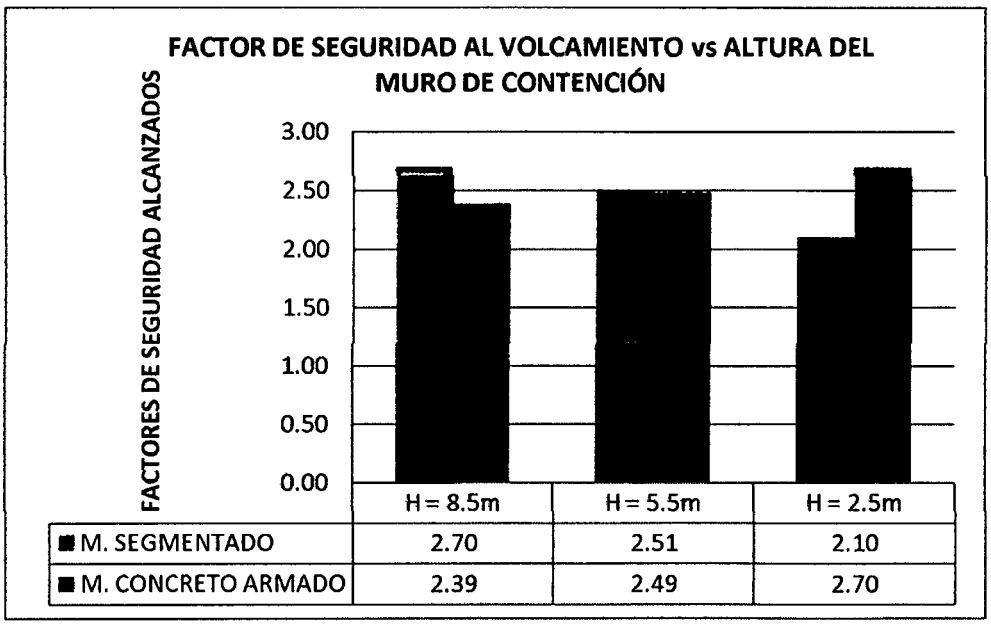


GRÁFICO N° 02: *Factor de seguridad al volcamiento vs altura de muro*

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

CUADRO N°21: *Factor de seguridad al deslizamiento por norma y del diseño, para cada altura de diseño (Caso 2).*

ALTURA (m)	MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA		MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO (Caso 2)	
	FACTOR DE SEGURIDAD		FACTOR DE SEGURIDAD	
	NORMA	DISEÑO	NORMA	DISEÑO
H = 8.5m	1.50	2.15	1.40	1.41
H = 5.5m	1.50	2.06	1.40	1.47
H = 2.5m	1.50	1.81	1.40	1.73

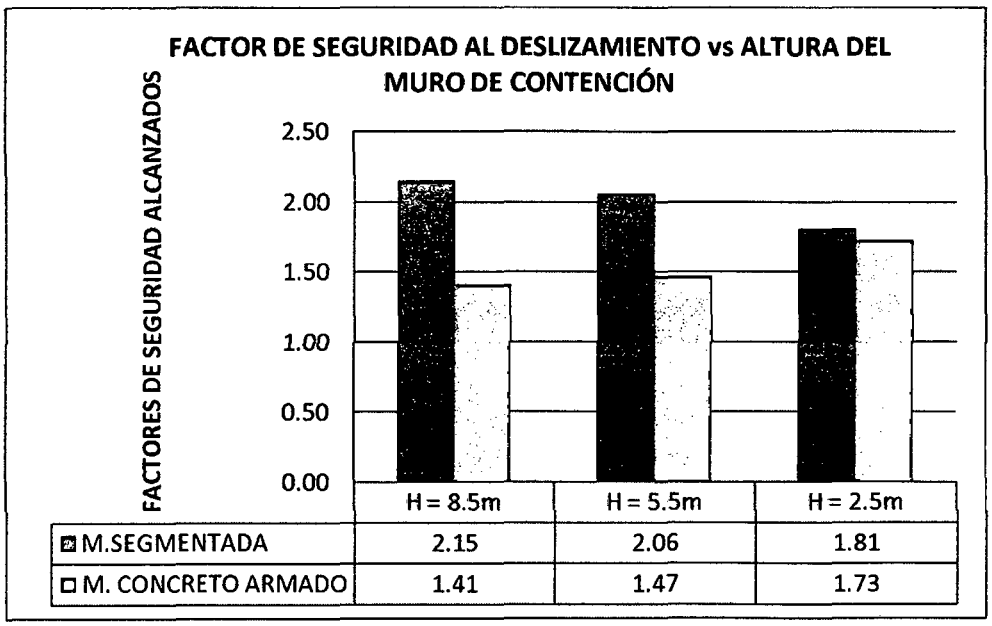


GRAFICO N° 03: *Factor de seguridad al deslizamiento vs altura de muro*

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

CUADRO N° 22 *Factor de seguridad al volcamiento por norma y del diseño, para cada altura de diseño.*

ALTURA (m)	MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA		MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO (Caso 2)	
	FACTOR DE SEGURIDAD		FACTOR DE SEGURIDAD	
	NORMA	DISEÑO	NORMA	DISEÑO
H = 8.5m	1.50	2.70	1.40	2.39
H = 5.5m	1.50	2.51	1.40	2.49
H = 2.5m	1.50	2.10	1.40	2.70

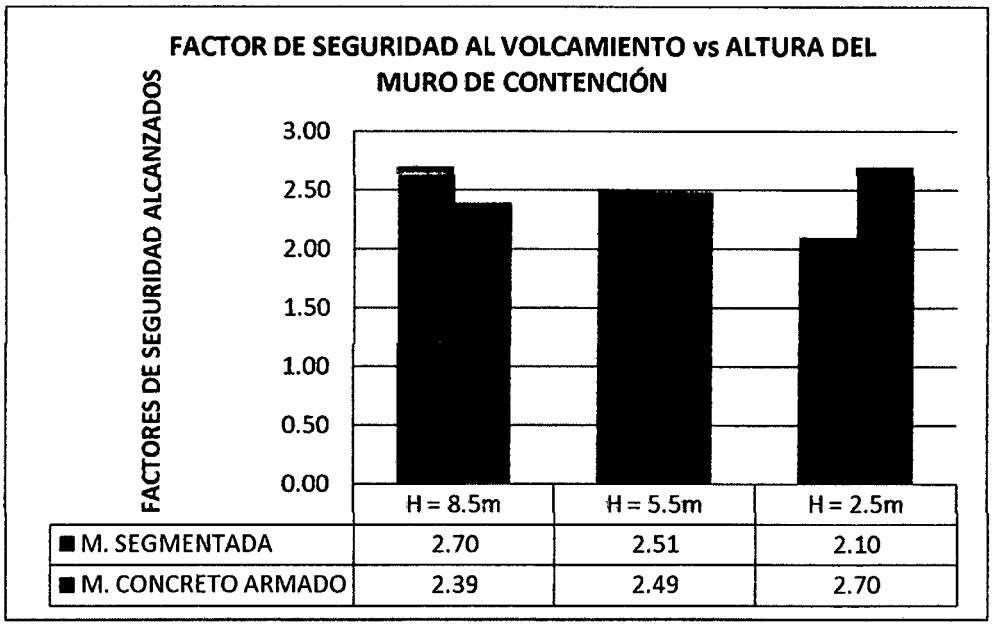


GRÁFICO N° 04: *Factor de seguridad al volcamiento vs altura de muro*

4.2.2. COMPARACIÓN ECONÓMICA

Con los resultados obtenidos por medio de los reportes de diseño del proyecto evaluado, el cual fue descrito anteriormente, se procedió a establecer una comparación económica de los dos muros de contención analizados, muros de contención segmentada y muros de contención de concreto armado. Para establecer la comparación económica se procedió a realizar el metrado de todos los componentes involucrados en la construcción de ambos muros, es decir, movimientos de tierras, elementos de refuerzo, encofrado y desencofrado, concreto. Así mismo se realizó el análisis de precios unitarios de todas las partidas involucradas en la construcción de cada uno de los muros de contención, considerando el precio de mano de obra establecido por la Municipalidad Provincial de Huancavelica y precios de materiales de nuestra localidad.

CRITERIOS DE COMPARACIÓN ECONÓMICA

Para poder realizar una comparación económica, bajo el criterio de costo por metro lineal de muro de contención, se tuvo en consideración los costos de los elementos o materiales necesarios para la construcción así como también los costos de instalación de cada uno de los muros de contención.

En los cuadros que se muestran a continuación se presentan los costos por metro lineal para cada una de las alturas de diseño, descritas anteriormente, para cada uno de los muros de contención.

CUADRO Nº 23: *Costo por metro lineal para muros de contención de concreto armado y muros de contención segmentada.*

ALTURA (m)	MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO	MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADO
	COSTO POR METRO LINEAL	COSTO POR METRO LINEAL
H = 8.5m	S/. 10,300.73	S/. 6,144.40
H = 5.5m	S/. 3,471.79	S/. 3,001.57
H = 2.5m	S/. 1,058.91	S/. 882.16

A continuación se muestra un gráfico en el cual se muestran los costos por metro lineal versus las alturas de diseño de cada uno de los muros de contención estudiados.

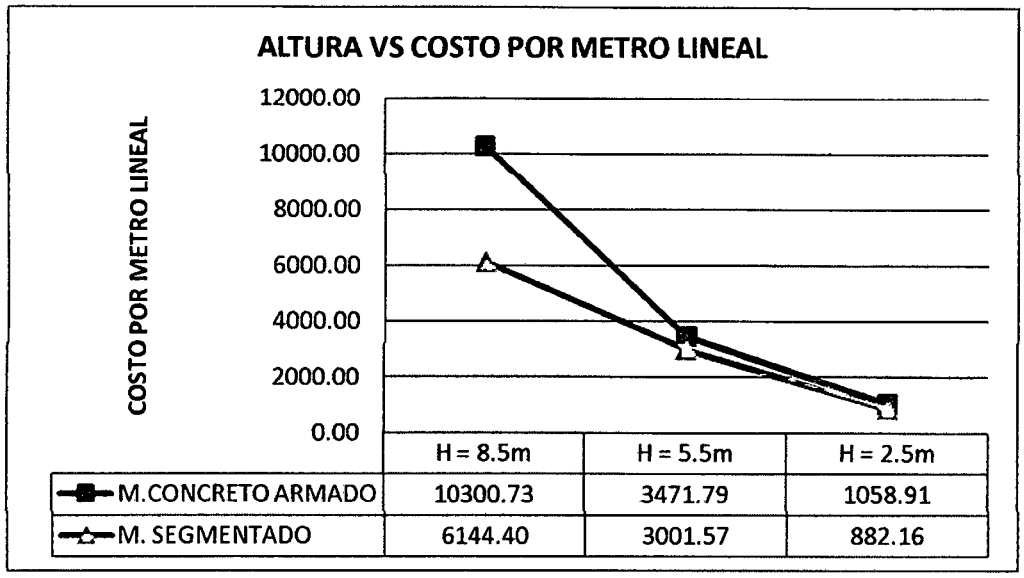


GRAFICO N° 05: *Altura vs costo por metro lineal para los muros de contención en estudio*

COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE AMBOS TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN EN PORCENTAJES

De acuerdo a los gráficos que se acaban de presentar, a continuación se establecerá la comparación económica en porcentajes de un muro de contención de concreto armado con respecto a un muro de contención segmentada.

CUADRO N° 24: *Comparación económica del muro de contención de concreto armado respecto al muro de contención segmentada.*

ALTURA (m)	MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO	MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA	Δ %
H = 8.5m	S/. 10,300.73	S/. 6,144.40	40.35%
H = 5.5m	S/. 3,471.79	S/. 3,001.57	13.54%
H = 2.5m	S/. 1,058.91	S/. 882.16	16.69%

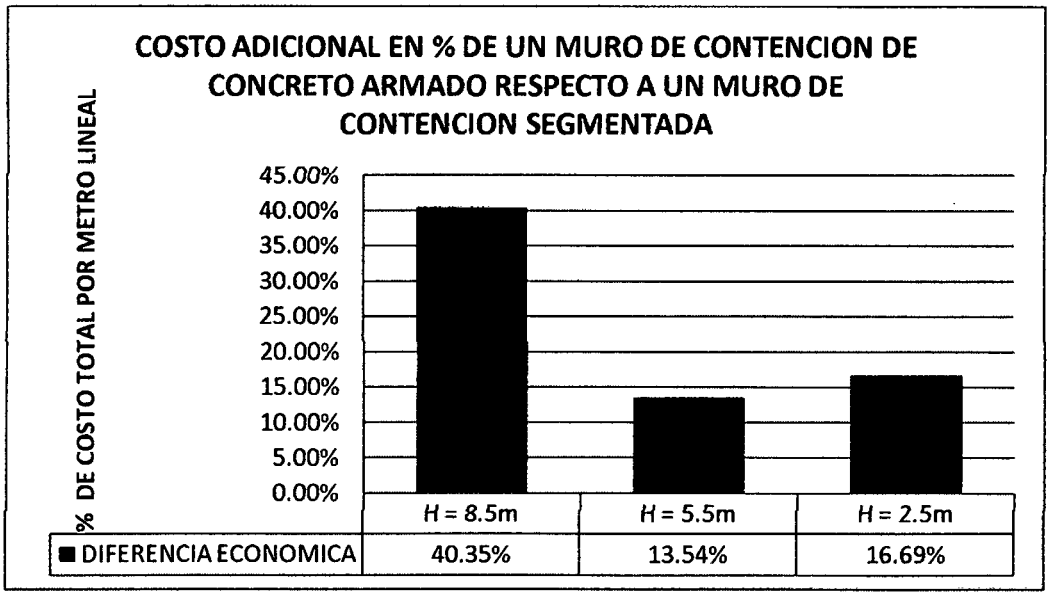


GRAFICO Nº 06: *Costo adicional de un Muro de Contención de Concreto Armado respecto a un Muro de Contención Segmentada.*

COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE AMBOS TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN EN REFERENCIA AL COSTO TOTAL DEL PROYECTO POLIDEPORTIVO.

Se hizo el cálculo respectivo, por medio del software de ingeniería S-10, considerando los precios de mano de obra propuesto por la Municipalidad Provincial de Huancavelica y los precios de los materiales y equipos de acuerdo a la zona. A continuación se muestra un cuadro comparativo:

CUADRO Nº 25: *Comparación económica total del proyecto, del muro de contención de concreto armado respecto al muro de contención segmentada.*

MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO	MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADO	Δ%
S/. 1015690.17	S/. 787,379.57	22.48%

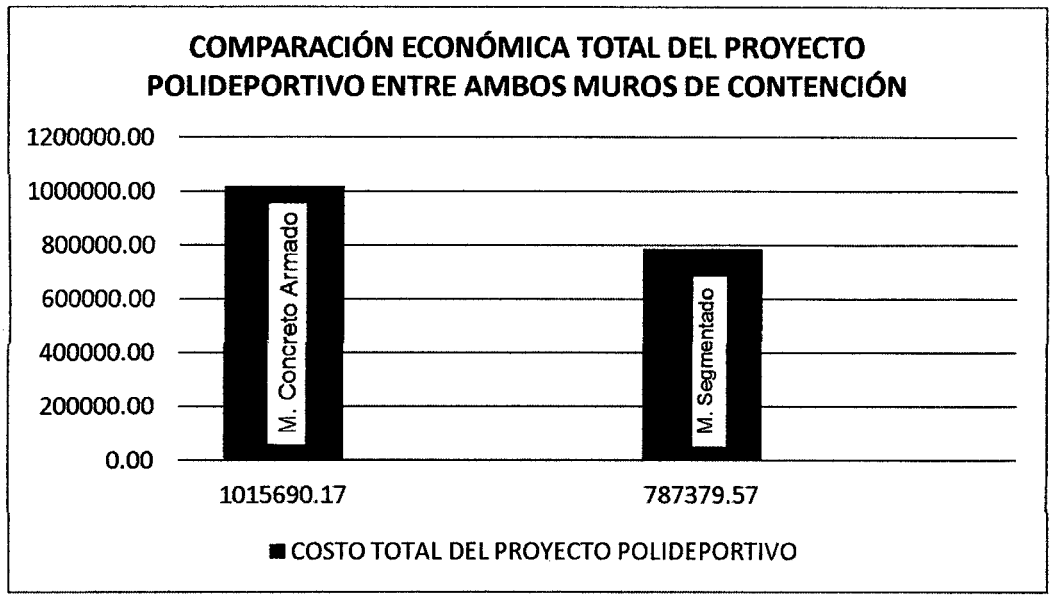


GRAFICO Nº 07: *Comparación económica total de proyecto polideportivo entre ambos muros de contención*

4.2.3. COMPARACIÓN CONSTRUCTIVA

4.2.3.1. PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTADA

a. MOVIMIENTO DE TIERRAS - EXCAVACIÓN

Una vez marcados los límites del cimiento, se procede a la extracción del material con maquinaria hasta una profundidad especificada en los planos para la ejecución de la construcción del muro de contención. Si los terrenos están compuestos por arcillas expansivas o suelos saturados, reemplace el material existente por una base granular y compactándose en capas.

Además se realizará la excavación necesaria para acomodar la longitud de geomalla diseñada.

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada
- Retroexcavadora
- Equipo de compactación
- Herramientas manuales

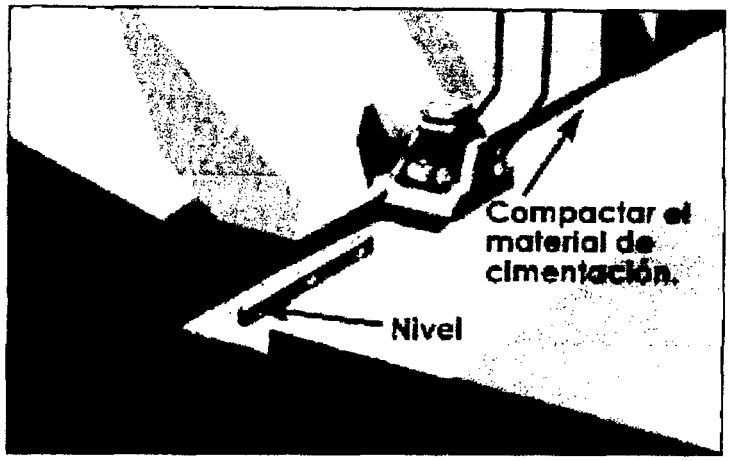


FIGURA Nº 71: Excavación para el cimiento del muro de contención segmentada

b. COLOCACIÓN DE LA HILADA BASE

Se comenzará la construcción del muro por la parte más baja. Colocando las piezas en forma correcta.

Los posibles fallos de nivelación y alineación en la hilada de replanteo se amplifican a medida que el muro va erigiéndose, una atención cuidadosa en la formación de la hilada de replanteo asegurará un muro acabado de calidad.

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificad y no calificada
- Bloque de concreto
- Herramientas manuales

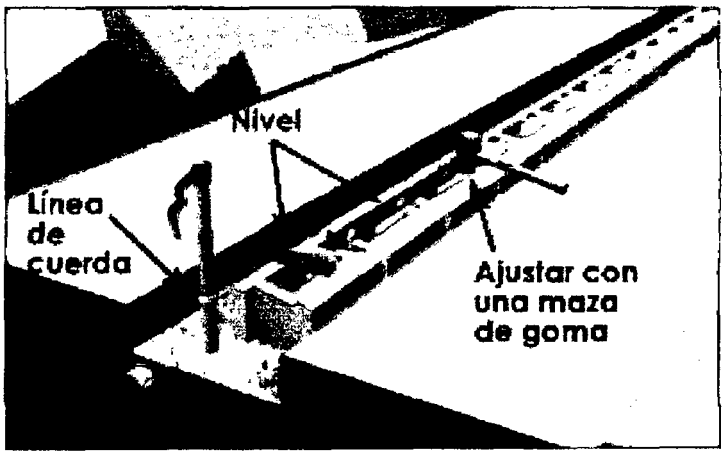


FIGURA Nº 72 Colocación de la hilada base

c. INSTALACIÓN DE LA GEOMALLA

Para realizar la colocación de las geomallas, primero deberá consultarse en los planos respectivos. La primera capa se coloca sobre la hilada base.

Se cortará la geomalla en las longitudes especificadas, luego se instalará la capa de geomalla colocando el borde cortado por detrás del bloque y desensorrolle la capa hacia la parte posterior de la zona de excavación.

Tensar la parte posterior de la malla para evitar que se formen embolsamientos, fijar al suelo antes de colocar la grava y el material de relleno adecuado.

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificad y no calificada
- Geomalla
- Herramientas manuales

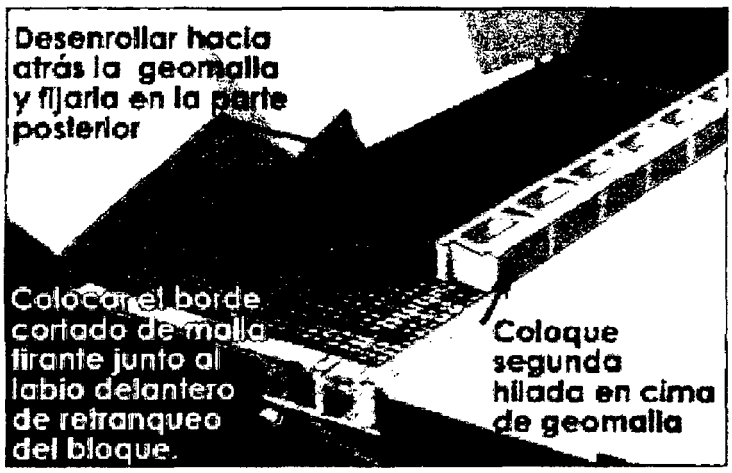


FIGURA Nº 73: Instalación de le Geomalla

d. RELLENAR Y COMPACTAR

Se colocará el material seleccionado en los huecos del bloque y por detrás del paramento. Todo el material de relleno debe ser correctamente compactado utilizando un compactador. Se compactará en espesores calculados que se especifican en los planos.

La compactación nunca se hará directamente sobre la geomalla.

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada
- Material de relleno seleccionado
- Equipo liviano y pesado de compactación

- Herramientas manuales

FIGURA Nº 74: Procedimiento de relleno y compactado por capas

FIGURA Nº 75: Procedimiento de relleno y compactado con equipo

e. ESTRUCTURA REFORZADA DEL MURO

Zona reforzada: La zona reforzada está localizada directamente detrás del paramento del bloque distinguiéndose dos aéreas, la zona de consolidación y la zona de compresión. Ambas zonas requieren compactarse.

Zona de consolidación: *Corresponde al primer 1m de relleno justo por detrás del* paramento de bloques. Solo está permitida la compactación con equipo liviano de en la zona de consolidación.

Zona de compresión: La zona de compresión se extiende entre la zona de consolidación y el talud de la excavación del terreno natural. En esta zona se utilizará un equipo pesado de compactación, atendiendo a no efectuar ningún frenazo brusco y definir correctamente los giros o cambios de dirección.

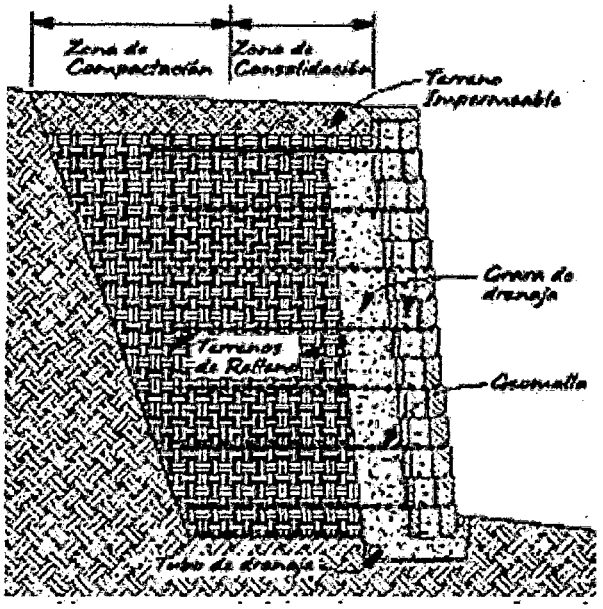


FIGURA Nº 76: Vista Transversal de as estructura reforzada del muro

4.2.3.2. PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO

a. MOVIMIENTO DE TIERRAS - EXCAVACIÓN PARA EL CIMIENTO

Una vez marcados los límites del cimiento, se procede a la extracción del material con maquinaria hasta una profundidad especificada en los planos para la ejecución de la construcción del muro de contención. Si los terrenos están compuestos por arcillas expansivas o suelos saturados, reemplace el material existente por una base granular y compactándose en capas.

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada
- Retroexcavadora
- Herramientas manuales

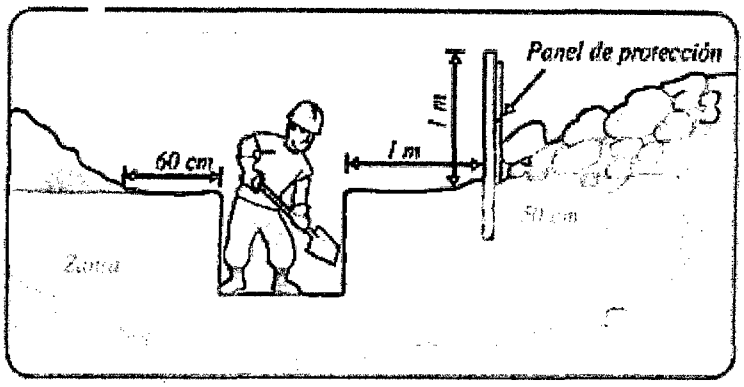


FIGURA Nº 77: *Excavación de la zapata*

b. ARMADURA DE ACERO

Terminada la excavación de la zanja, se preparará la armadura de acero que hará resistente y sólido al muro de contención. Esta armadura debe ser colocada antes del vaciado del cimiento.

Para confeccionar la armadura de acero de acuerdo a lo que se indican en los planos se debe contar con la cantidad de refuerzos horizontales y verticales, y considerar el largo de anclaje y de empalmes.

Luego del corte de las varillas, se procede al doblado y colocado de los refuerzos horizontales y verticales. Las longitudes de anclaje, así como de empalme para los diferentes diámetros de las varillas, se especifican en los planos.

El acero de refuerzo debe colocarse en su posición final luego de ser armado fuera de la zanja. Para impedir su movimiento al momento del vaciado del concreto se utilizan listones de madera así como templadores hechos de alambre, que van a ambos lados y se fijan a estacas, con la finalidad de que la armadura quede bien fija.

El refuerzo de acero debe colocarse sobre dados de concreto puestos en las zanjas, esto asegurará un recubrimiento adecuado para el acero.

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada
- Acero de refuerzo corrugado
- Alambre Nº 16
- Herramientas manuales

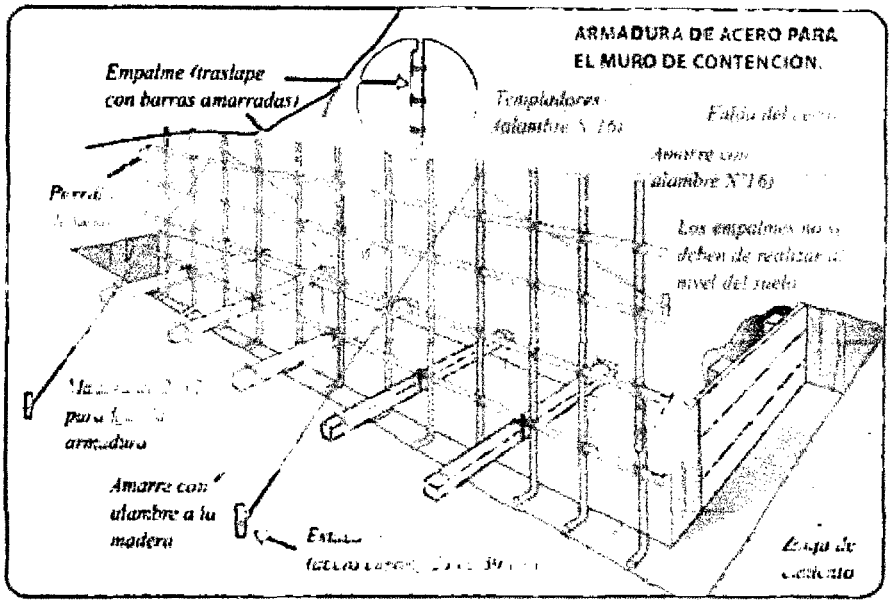


FIGURA N° 78: *Armadura de acero para el muro*

c. VACIADO DEL CIMIENTO (ZAPATA)

Para el llenado del cimiento, primero debe vaciarse una capa de concreto (solado), y luego para la ejecución en sí será necesario usar una mezcladora para una mejor combinación de los materiales. Y para evitar que queden vacíos o aire atrapado dentro de la mezcla al momento de vaciar el concreto, es conveniente usar una vibradora

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada
- Cemento.
- Agregados.
- Agua.
- Mezcladora.
- Vibradora.
- Herramientas manuales.

FIGURA N° 79: Vaciado de zapata

d. ENCOFRADO DEL MURO DE CONTENCIÓN

El encofrado del muro debe estar siempre vertical, lo que se puede verificar con el uso de una plomada. Además debe ser lo suficientemente resistente para soportar la presión lateral del concreto durante el vaciado

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada.
- Maderas, tablas.
- Clavos.
- Herramientas manuales.

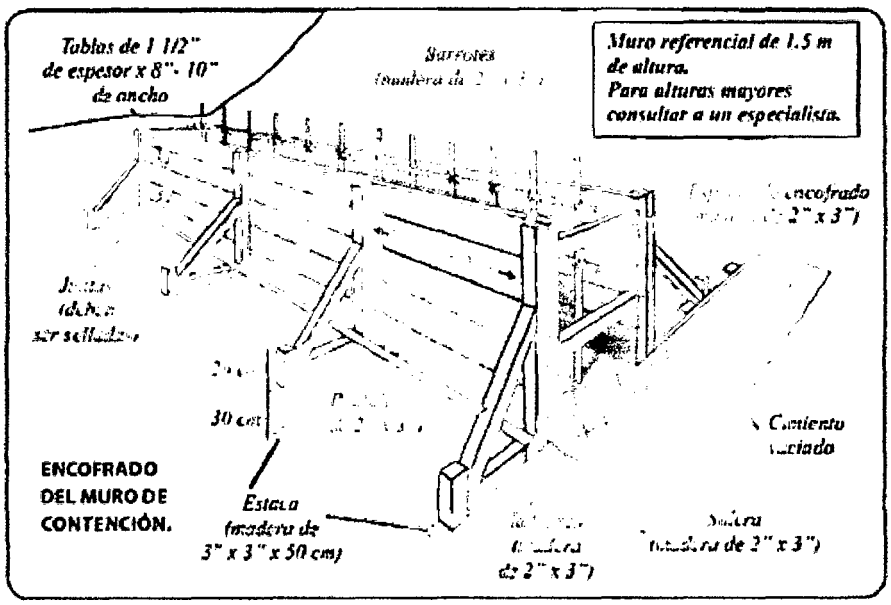


FIGURA N° 80: Encofrado del muro de contención

e. VACIADO DEL CONCRETO EN EL MURO DE CONTENCIÓN

Para la ejecución de esta partida será necesario usar una mezcladora para una mejor combinación de los materiales. Y para evitar que queden vacíos o aire atrapado dentro de la mezcla al momento de vaciar el concreto, es conveniente usar una vibradora.

Al vaciar la mezcla, se debe evitar que esta golpee las tablas del encofrado, para que no se formen vacíos o cangrejeras en el muro de contención.

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada.
- Cemento Portland.
- Agregados.
- Agua.
- Mezcladora.
- Vibradora.
- Herramientas manuales.

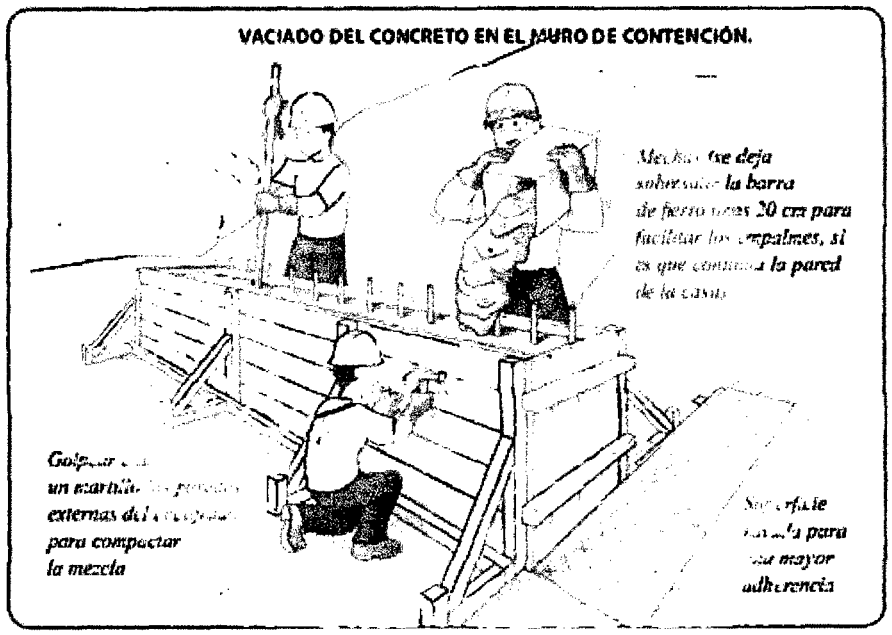


FIGURA N° 81: *Vaciado de la pantalla del muro de contención*

f. DESENCOFRADO DEL MURO DE CONTENCIÓN

Los distintos elementos que constituyen el encofrado, se retirarán sin producir sacudidas ni choques en la estructura.

No se realizará el desencofrado hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar los esfuerzos a los que van a estar sometidos durante y después del desencofrado.

Una vez retirado el desencofrado, es importante proceder con el curado, por lo menos durante 07 días. También se debe inspeccionar la superficie, verificando que nbo se hayan producido cangrejeras, y el caso que se haya producido, estas deben ser rellenadas y selladas inmediatamente con una mezcla rica en cemento.

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada
- Herramientas manuales.

g. RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO

Cuando el muro de contención ya está listo para recibir las fuerzas y pesos que se le aplicarán, se procede a rellenar por capas debidamente compactadas con material seleccionado (gravas bien graduadas sin presencia de finos).

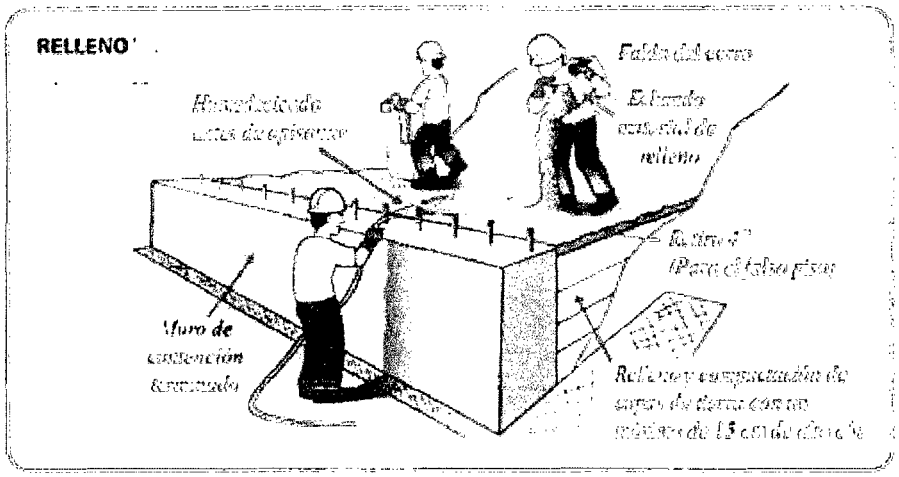


FIGURA Nº 82: *Relleno con material seleccionado en la parte posterior del muro.*

Insumos requeridos:

- Mano de obra calificada y no calificada.
- Equipo liviano y pesado de compactación.
- Material seleccionado.
- Herramientas manuales.

CONCLUSIONES

De acuerdo a lo desarrollado en la comparación de muros de contención de concreto armado y muros de contención segmentada y de acuerdo a los resultados obtenidos en los reportes de diseño, podemos concluir en lo siguiente:

- La alternativa más óptima tanta técnica, económica y constructiva para la estabilidad de taludes en el proyecto Polideportivo Callqui Chico es el **Muro de Contención Segmentada.**
- En base a los cuadros comparativos en la parte económica podemos afirmar que a medida que la altura del muro de contención armada va creciendo, se hace más costosa frente a un muro de contención segmentada.
- Entonces se puede afirmar que el muro de contención de concreto armado es más costosa en un **22.48%,** frente a la construcción con muros de contención segmentada, *en base al costo total del proyecto.*
- Los muros de contención segmentada, utilizan procedimientos de construcción rápidos, simples y no requieren de gran de cantidad de personal y equipos para la construcción.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda a la Municipalidad Provincial de Huancavelica, la utilización del **Muro de Contención Segmentada** en la construcción del Proyecto Polideportivo Callqui Chico.
- A las entidades públicas y privadas, que habiendo realizado este estudio, se les recomienda tomar como referencia para la aplicación de estas nuevas soluciones de construcción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- JARA MORI, Gonzalo Andrés. **Estudio de la Aplicabilidad de Materiales Compuestos al Diseño de Estructuras de Contención de Tierras y su Interacción con el Terreno, para su empleo en Obras de Infraestructura Viaria** [Tesis Doctoral]. Madrid: Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, 2008.
- TORRES BELANDRIA, Rafael Ángel. **Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado**. Mérida – Venezuela: Segunda Impresión adaptada a la Norma Venezolana 1753 – 2006, 2008.
- FORTE (Proveedor de soluciones para contención de tierras con hormigón prefabricado), **Muros de Contención.** Alicante – España: Cat. gen. muros, 2009.
- ROJAS MARTÍNEZ, Susana. **Diseños de Muros de Contención Sector la Aguada Comuna de Corral** [Tesis]. Valdivia- Chile: Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles. 2009.
- FRATELLI, María Graciela. **Suelos Fundaciones y Muros**. Caracas - Venezuela: Edición para todo el mundo, 1996.
- MACCAFERRI, **Obras de Contención**. *Brasil*: Revista *MACCAFERRI, 2010*
- Manual del Diseño de Puentes MTC, 2003

ANEXOS

PANEL FOTOGRÁFICO

PANEL FOTOGRÁFICO

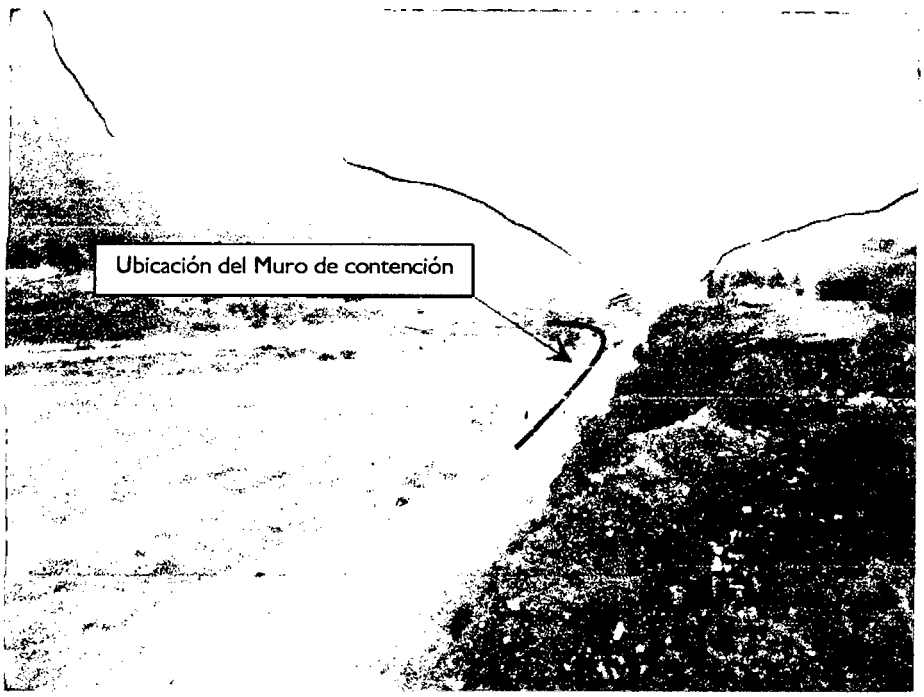


Foto 01: *Ubicación del muro de contención para el pase vehicular del Polideportivo Vista 01.*

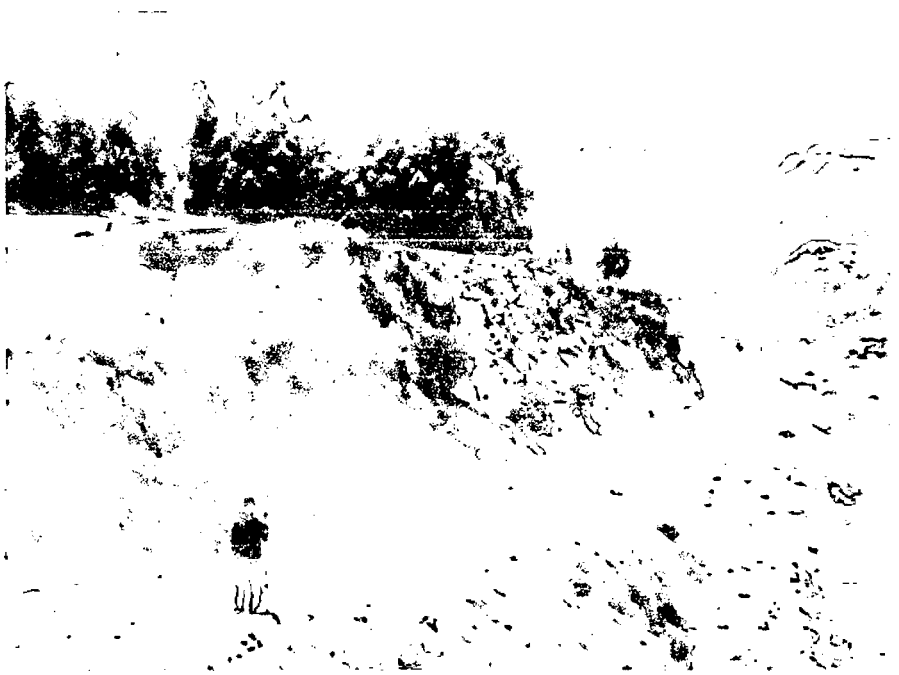


Foto 02: *Realizando el levantamiento topográfico.*

Foto 03: *Vista de la topografía del terreno.*

Foto 04: *realizando las calicatas para el estudio de suelo.*

Foto 05: *Integrantes del Proyecto de Investigación*

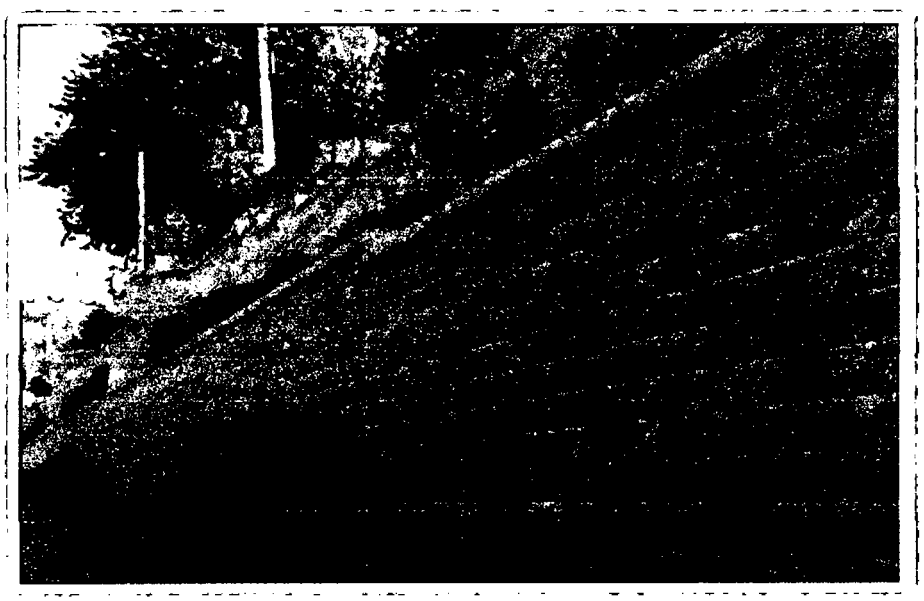


Foto 06: *Muro de Contención Segmentada (MCS).*

ESTUDIO DE SUELOS

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

INFORME TECNICO

SOLICITANTE:

Tesistas:
- **RAMOS GOMEZ JUAN JOSE**
- **CAYETANO MULATO JOSE LUIS**

HUANCAVELICA

2013

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

Tesistas:

- **RAMOS GOMEZ JUAN JOSE**
- **CAYETANO MULATO JOSE LUIS**

INDICE

1. GENERALIDADES
   1.1. Objetivo
   1.2. Normatividad
   1.3. Ubicación
2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO
   2.1.- Geologia
      2.1.1. Geologia Regional
      2.1.2. Geologia Local
   2.2.- Sismicidad
3.0. INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA
   3.1. Exploraciones
   3.2. Muestreo
   3.3. Registro De Exploraciones
4.0. ENSAYOS DE LABORATORIO
   4.1. Ensayos Estandar
   4.2. Ensayos Especiales
   4.3. Clasificación De Suelos
5.0. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO
6.0. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
7.0. CAPACIDAD PORTANTE
   7.1. Capacidad De Carga
   7.1. Diseño Por Seguridad Global
   7.1. Parametros De Obras De Sostenimiento.
8.0. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

Tesistas:

- **RAMOS GOMEZ JUAN JOSE**
- **CAYETANO MULATO JOSE LUIS**

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO

El objetivo del presente estudio de mecánica de suelos, es establecer las características geotécnicas del suelo donde se cimentará la edificación proyectada.

Para tal efecto, se ha efectuado una investigación geotécnica que incluye trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir la estratigrafía, características físicas y mecánicas de los suelos predominantes, sus propiedades de resistencia y estimación de asentamientos, del mismo modo se analizó la agresividad del suelo al concreto de la cimentación.

1.2. NORMATIVIDAD

El Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación se ha efectuado en concordancia con la Norma Técnica E-050 "Suelos y Cimentaciones" del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.3. UBICACIÓN

DISTRITO	: HUANCAVELICA
PROVINCIA	: HUANCAVELICA
DEPARTAMENTO	: HUANCAVELICA

2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

2.1 GEOLOGIA

2.1.1 GEOLOGIA REGIONAL

Aspectos geomorfologicos

Los rasgos geomorfologicos presentes en el area de estudio y alrededores han sido modelados por eventos de geodinamica interna y externa . Las unidades geomorfologicas existentes son clasificadas como Valles - Quebradas y Estribaciones de la Coordillera Occidental.

Aspectos Litoestratigraficos.

La secuencia litoestratigrafica, esta dada por la ocurrencia de afloramientos y depositos no consolidados con edades que se inician en el Cretaceo Inferior, hasta la actualidad.

Morfogenesis y Procesos Geodinamicos

La configuracion del relieve en la region esta subordinada a procesos morfogeneticos que han ocurrido en el pàsado geologico.

2.1.2 Geologia Local

Aspectos Geomorfologicos

El area de estudio se encuentra en el cauce de quebradas antiguas

Aspectos Litoestratigraficos

El area en estudio esta asociada a depositos aluviales de quebradas

2.2 SISMICIDAD

En general, la zona de estudio se halla en una región de mediana actividad sísmica, donde se puede esperar la ocurrencia de sismos de intensidad media durante la vida útil de la edificación proyectada.

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana, subducción que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son en general tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen.

Como los sismos de la región se originan en las fricciones corticales debidas a la subducción de la placa oceánica bajo la continental, resulta que a igualdad de condiciones los sismos resultan más intensos en las regiones costeras, decreciendo generalmente hacia la sierra y selva, donde la subducción y fricción cortical es paulatinamente más profunda. Las zonas alejadas del oriente amazónico, sufren de pocos eventos sísmicos precisamente por la gran profundidad en que se produce la subducción bajo esta región, en comparación a lo que ocurre bajo la costa

Según los mapas de zonificación sísmica y mapa de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones , el proyecto se encuentra comprendido en la Zona 2.

En la Figura N°3, se presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú realizado por Alva et al (1984), el cuál se basó en Mapas de Isosistas de Sismos Peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos recientes. En la Figura N°4, se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica considerando por la norma Técnica E-030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Construcciones.
Los parámetros sísmicos a usarse son:

PARAMETRO	VALOR
Factor de zona (Z)	2
Factor de ampliación de ondas sísmicas (S)	1.4
Período de vibración predominandte (Tp)	0.6 seg.

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

56

Ver Mapas adjuntos.

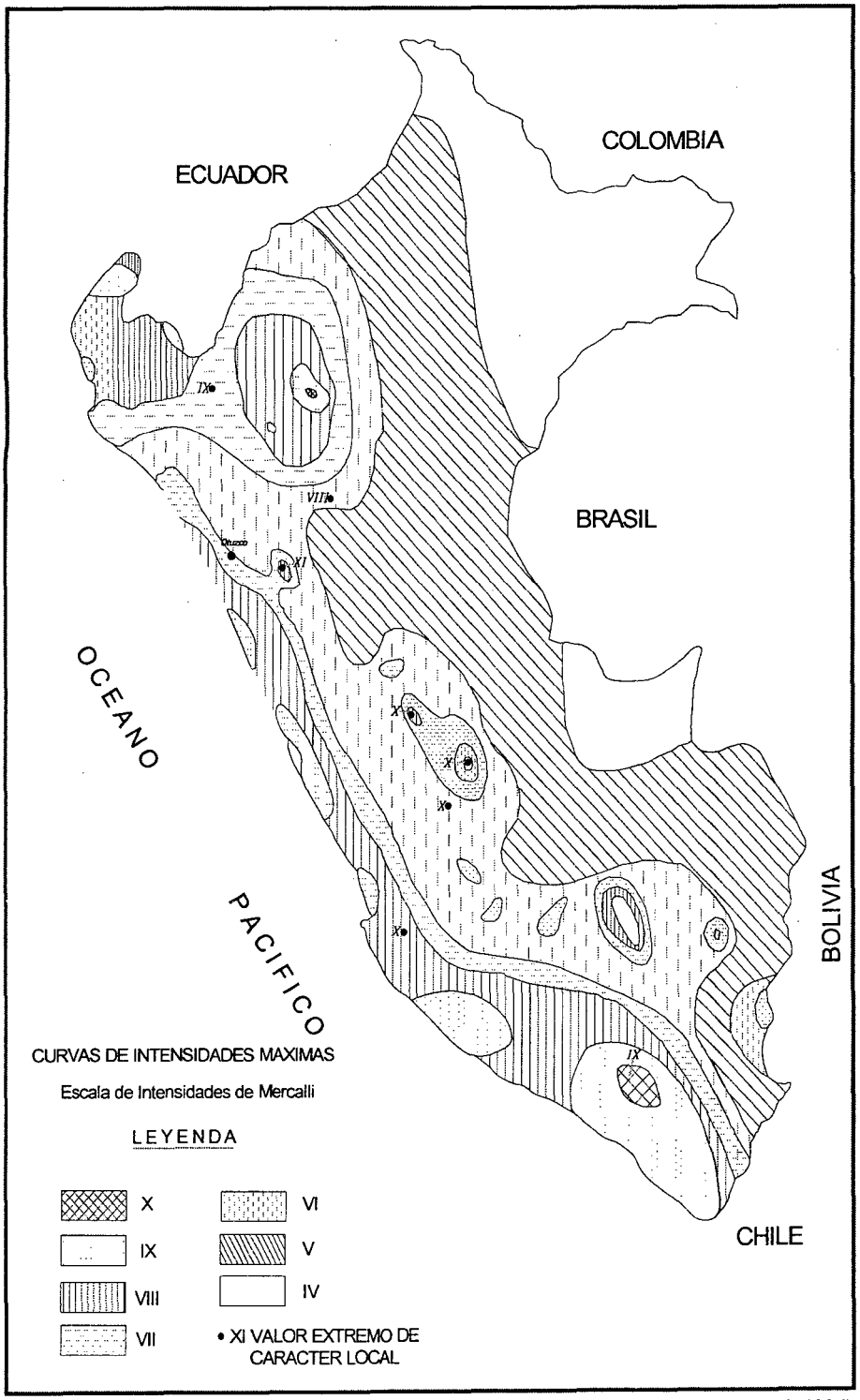


Figura N°3: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984)

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

55

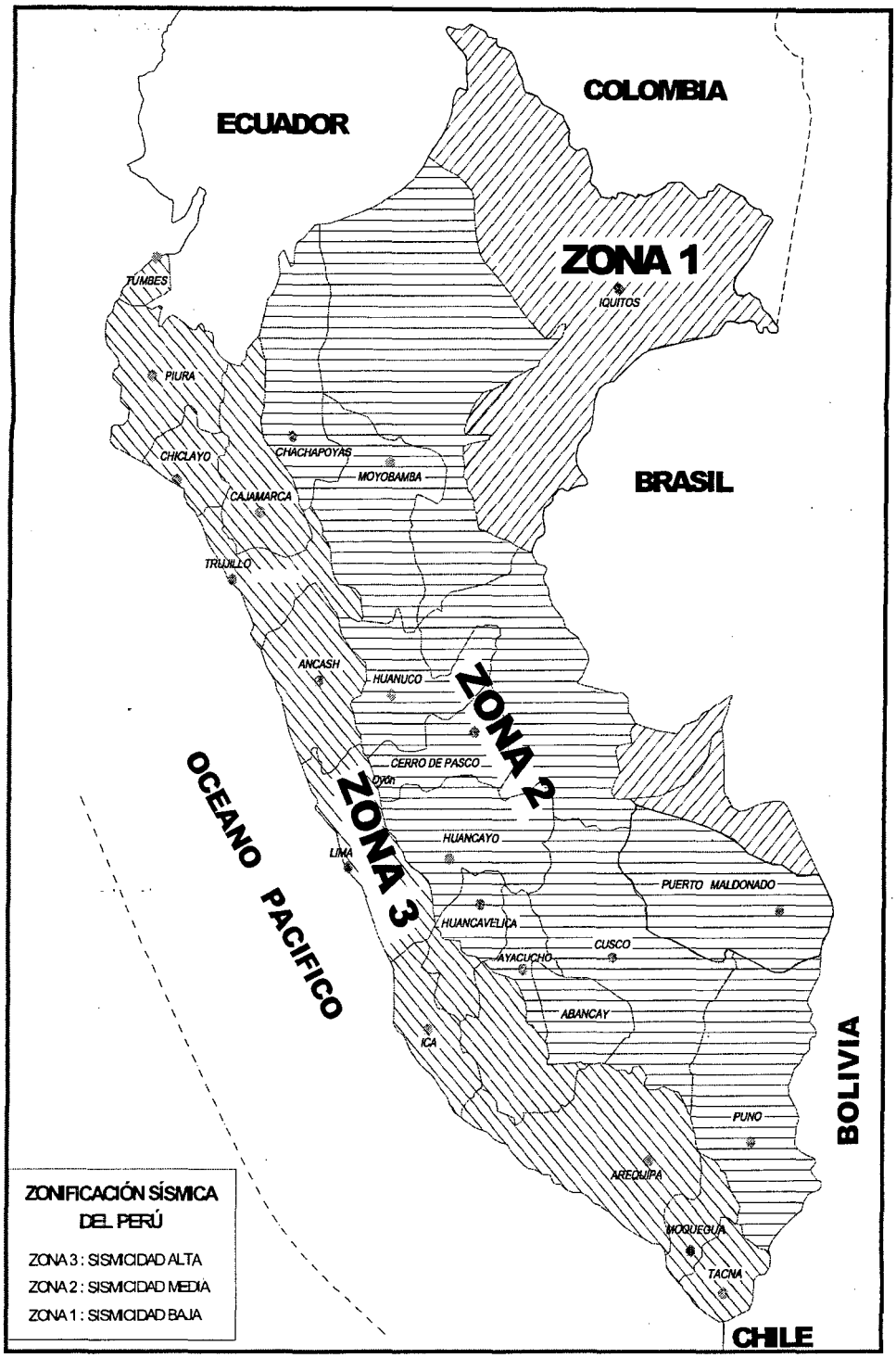


Figura N°4: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Edificaciones o Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. (2003).

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

3.- INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA

3.1. EXPLORACIONES

La exploración del subsuelo se realizó mediante 02 excavacion a cielo abierto ó calicata, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir todo el terreno en estudio. La profundidad máxima explorada fue de 1.50 m.

3.2. MUESTREO DISTURBADO

Se extrajeron muestras disturbadas representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos estándar.

3.3. REGISTRO DE EXPLORACIONES

Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de cada una de las exploraciones, anotándose las características de los suelos tales como espesor, color, humedad, compacidad, etc.

Cada una de las calicatas exploradas, presentan un Registro de Excavación. Se presenta el resumen de los materiales encontrados en las calicatas exploradas.

Se indica las profundidades y se describen los materiales predominantes en cada una de las exploraciones. Sin embargo se puede concluir que los suelos a 1.50 mts son del tipo: Gravas Arenosas..

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio N° 01 de Mecánica de Suelos de la Empresa KLAFER, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78938
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

fueron los siguientes:

4.1. ENSAYOS ESTANDAR

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Límite Líquido ASTM D-4318
- Límite Plástico ASTM D-4318

4.2. ENSAYOS ESPECIALES

- Corte Directo ASTM D-3080
- Humedad ASTM D-2216

4.3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos representativos ensayados se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En el cuadro siguiente se presenta la clasificación de los materiales:

POZO	C-1	C-2
PROF.(m)	1.50	1.50
Retiene N°4	43.6	63.4
Pasa malla N°200	17.5	21.0
Límite Líquido (%)	16.95	32.50
Indice Plástico (%)	6.38	7.35
Densidad máx-mín (kg/cm^3)	-	-
CLASIFICACIÓN SUCS	-	-

CUADRO N°1: CLASIFICACIÓN DE SUELOS

5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

La estratigrafía se definió mediante la interpretación de los registros estratigráficos de las

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78996
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

JR MANUEL FUENTES 154 EL TAMBO HUANCAYO
AV LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCAVELICA
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
RUC. 20568403038, 964264372 CEL 984912223, RPM #984912223

exploraciones efectuadas, las cuales se muestran en el "Perfil Estratigráfico" estableciéndose la siguiente conformación del subsuelo:

POZO	CLASIFICACION	CARARTERISTICAS
C-1		
C-2		

6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y la estratigrafía del subsuelo, se evaluó la capacidad portante, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

El material presente en la zona activa de cimentación, está conformado por Gravas arenosas, se efectuo dos ensayos de corte directo en laboratorio, obteniéndose los siguientes parámetros de resistencia:

	C-1	c-2
Angulo de fricción interna, ϕ	33.00	35.0
Cohesión, C (kg/cm^2)	0.0	0.0

7. CAPACIDAD PORTANTE

7.1 CAPACIDAD DE CARGA

El ingeniero estructural verificará las cargas transmitidas al terreno por unidad de área. En el presente, se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga, en la cual se ha

Ing. Civil MARINA PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

determinado características geométricas asumidas.

Si bien es cierto, la expresión que determina la capacidad admisible, estará afectada por un factor de seguridad de acuerdo a las recomendaciones de diseño empleados en el país (léase como qadm = qult / FS), en el cálculo se han empleado factores de seguridad que responden a cada uno de los parámetros que participan en el desarrollo de los cálculos.

Si luego se desea efectuar el análisis dinámico, se recomienda emplear la metodología por Estado Límite, en el cual los parámetros de resistencia son minorados y las cargas actuantes mayoradas.

7.2 DISEÑO POR SEGURIDAD GLOBAL

Los diseños por este método se basan en las recomendaciones de Terzaghi y los aportes de Vesic, que integran, además de los factores de carga, los factores de influencia para la forma. El método determina una capacidad última del terreno y luego halla la capacidad admisible dividiéndola entre un factor de seguridad igual a 4, como promedio.
Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los casos, de presencia de suelos friccionantes. Terzaghi, propone un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo que posteriormente Vesic (1973), proporciona algunas ideas sobre la capacidad portante, considerando un factor adicional, ocasionado por los efectos de la forma de la cimentación, tal como se muestra.

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q W_q S_q + 0.5\gamma_2 B N_\gamma W_\gamma S_\gamma$$

Donde:

qult	=	Capacidad última de carga
γ	=	Peso Volumetrico.
B	=	Ancho o diámetro de la cimentación
Df	=	Profundidad de cimentación
Nc , Nq , Nγ	=	Factores de carga

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Sc , Sq , Sγ	=	Factores de forma
Wq, Wγ	=	Factores por nivel freático

Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante Ø del suelo y de la geometría de la cimentación.

Para la evaluación de la capacidad portante tenemos los datos brindados por el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Empresa KLAFER:

Ver : CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE .

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentra comprendido entre :

	C-1
CAPACIDAD PORTANTE	1.55 kg/cm2 a 0.80 mts de profun 2.22 kg/cm2 a 1.20 mts de profun
	C-2
CAPACIDAD PORTANTE	1.57 kg/cm2 a 0.80 mts de profun 2.13 kg/cm2 a 1.20 mts de profun

valores que varian deacuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia.

7.3. PARAMETROS DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO

La evaluación de la estabilidad del talud se deberá referir a la zona de relleno en cuya parte alta se procederá al corte, dejando paredes expuestas de material deleznable. En caso sean las

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

necesidades del proyecto y al requerimiento de ganar terreno a desnivel, se tendrá que emplear un muro de contención, diseñado adecuadamente según el proyecto integral.

Los empujes de tierra, presentada por la distribución de cargas geostáticas como de cargas inducidas (estructuras), propiciarán empujes que generan inestabilidad del talud y a partir del cual se permitirá el diseño de la estructura de contención.

Sobre la base de los datos del estudio, tanto en campo como en laboratorio y de la estructura, los empujes, activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades, serán calculados teniendo en cuenta el suelo friccionante y las ecuaciones propuestas por Rankine.

Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo Gravas arenosas. En promedio estas muestras presentan pesos unitarios bajos así como la capacidad de soporte baja de acuerdo a su compacidad.

De ser necesario se podrá estimar los empujes por el método de Rankine, para lo cual el diseño de la estructura de contención se basarán en los empujes activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades que serán calculados teniendo en cuenta los coeficientes de presiones laterales según:

$$k_a = tg^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right) \qquad k_p = tg^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

Donde, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo, luego obtenemos los coeficientes de presión lateral activo y pasivo, respectivamente.

CUADRO N°2: EMPUJES ACTIVOS Y PASIVOS

PARÁMETRO	C-1	C-2
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (φ)	33.00	35.0

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente Informe Técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y corresponde al estudio de mecánica de suelos para el proyecto.
- Los cálculos realizados son basados en una altura de 1.20 y 1.50 mts,
- El terreno no presenta napa freatica a la fecha de excavacion .
- Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo Gravas limosas y arcillosas, En promedio estas muestras presentan pesos unitarios bajos, así como la capacidad de soporte baja de acuerdo a su compacidad.

- Se calculó la capacidad de carga admisible, para diferentes geometrias y profundidades de manera que sea el ingeniero a cargo de los diseños quien defina una profundidad de cimentación adecuada para los diseños de la estructura proyectada; teniendo en cuenta que los materiales a mayor profundidad van ganado propiedades de resistencia debido a su compacidad.

-

CALICATA 01.

0.80 mts de profun la capacidad portante es 1.55 kg/cm2
1.20 mts de profun la capacidad portante es 2.22 kg/cm2

CALICATA 02.

0.80 mts de profun la capacidad portante es 1.57 kg/cm2
1.20 mts de profun la capacidad portante es 2.13 kg/cm2

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas, solo son válidos para la zona investigada y no garantiza a otros proyectos que lo tomen como referencia.
- Deberan tomarse en cuenta los empujes producto de los cortes realizados en el suelo de fundación.

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

- **ANALISIS GRANULOMETRICO**
- **LIMITES DE CONSISTENCIA**
- **PERFIL ESTRATIGRAFICO**

SOLICITANTE:

Tesistas:
- **RAMOS GOMEZ JUAN JOSE**
CAYETANO MULATO JOSE LUIS

HUANCAVELICA

TERRALAB S.A.C.
MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA
RUC 20568403038

45

SOLICITANTE : MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAVELICA.

PROYECTO : CREACIÓN DE SERVICIOS DE AREAS RECRETATIVAS Y PRACTICAS DEPORTIVAS EN EL SECTOR DE CALLQUI CHICO.

CALLQUI CHICO.

UBICACIÓN :

FECHA : SET. 2012.

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : **C-01**
Muestra : **M-01**
PROG : **-**
Prof. (m) : **1.5 mts.**

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

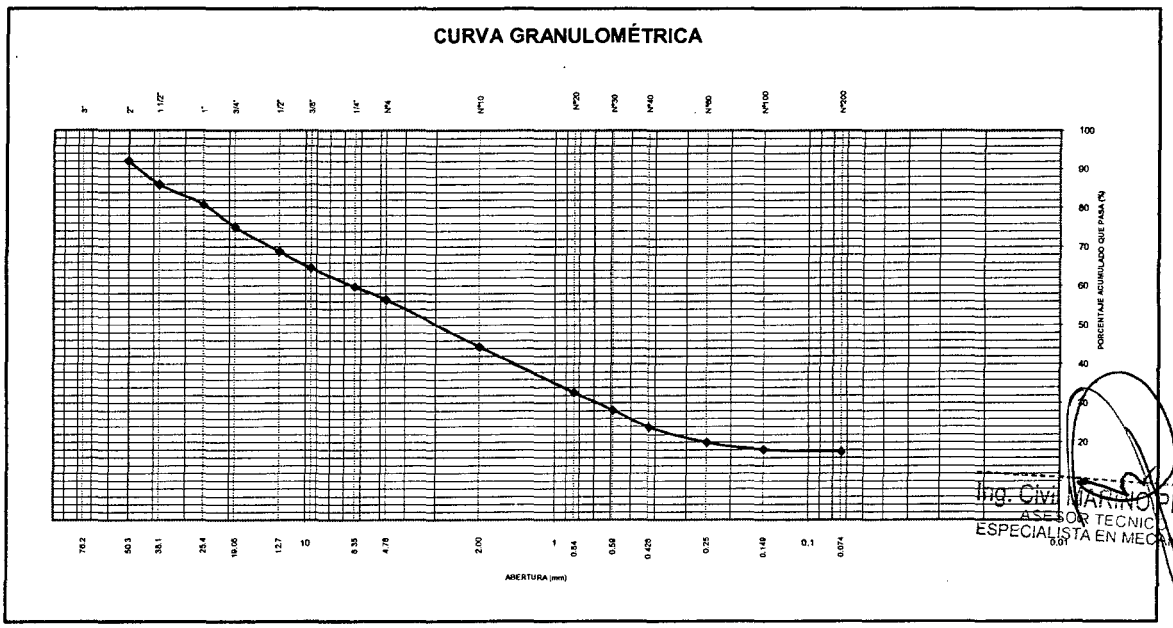
Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial	(%) Acumulado Rete	(%) Acumulado Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	8.0	8.0	92.0
1 1/2"	38.100	6.0	14.0	86.0
1"	25.400	5.2	19.3	80.7
3/4"	19.050	5.8	25.0	75.0
1/2"	12.700	6.2	31.2	68.8
3/8"	9.525	4.2	35.5	64.5
1/4"	6.350	4.9	40.3	59.7
Nº4	4.760	3.3	43.6	56.4
Nº10	2.000	12.0	55.7	44.3
Nº20	0.840	11.6	67.3	32.7
Nº30	0.590	4.5	71.8	28.2
Nº40	0.426	4.3	76.1	23.9
Nº60	0.250	4.0	80.1	19.9
Nº100	0.149	1.8	81.9	18.1
Nº200	0.074	0.6	82.5	17.5
- N°200		17.5		

% grava	:	43.6
% arena	:	38.8
% finos	:	17.5

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318		
LÍMITE LÍQUIDO (%)	:	16.95
LÍMITE PLÁSTICO (%)	:	10.57
ÍNDICE PLÁSTICO (%)	:	6.38

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : **GC**
Clasificación SUCS ASTM D-3282 : **A-2-4(0)**

CURVA GRANULOMÉTRICA



Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

JR MANUEL FUENTES 154 EL TAMBO HUANCAYO
AV LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCAVELICA
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
RUC. 20568403038, 964264372 CEL 984912223, RPM #984912223

TERRALAB S.A.C.
MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA
RUC 20568403038

PERFIL ESTRATIGRAFICO

CREACIÓN DE SERVICIOS DE AREAS RECRETATIVAS Y PRACTICAS DEPORTIVAS EN EL SECTOR DE

PROYECTO: **CALLQUI CHICO.**

UBICACIÓN: **CALLQUI CHICO.**

FECHA : **SET. 2012.**

SOLICITANTE: **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAVELICA.**

MUESTRA: **M-01**

CALICATA : **C-01**

PROGRESIVA: **-**

REALIZADO : **E.P.D.**

FECHA DE EXCAVACIÓN :

PROFUNDIDAD TOTAL (m) : **1.5 mts.**

PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : **N.P**

PROF. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compacidad / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS AASHTO	GRANULOMETRIA 0.075 < mm 4.750 mm mm LL LP HN Nº DE MUESTRA
0.05 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50		**Gravas arcillosas, mezcla gravo-areno-arcillosas**	**GC**	**M-01**

NO DETERMINADO

OBSERVACIONES

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

JR MANUEL FUENTES 154 EL TAMBO HUANCAYO
AV LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCAVELICA
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
RUC. 20568403038, 964264372 CEL 984912223, RPM #984912223

TERRALAB S.A.C.
MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA
RUC 20568403038

SOLICITANTE : RAMOS GOMEZ JUAN JOSE□- CAYETANO MULATO JOSE LUIS

PROYECTO : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

CALLQUI CHICO.

UBICACIÓN :

FECHA : SET 2012

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : **C-02**

Muestra : **M-01**

PROG : **-**

Prof. (m) : **1.50 mts.**

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial	(%) Acumulado Rete	(%) Acumulado Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	11.2	11.2	88.8
1"	25.400	12.0	23.2	76.8
3/4"	19.050	10.5	33.7	66.3
1/2"	12.700	6.8	40.5	59.5
3/8"	9.525	8.4	48.8	51.2
1/4"	6.350	3.6	52.5	47.5
N°4	4.760	11.0	63.4	36.6
N°10	2.000	6.5	69.9	30.1
N°20	0.840	2.0	71.9	28.1
N°30	0.590	1.8	73.8	26.2
N°40	0.426	2.1	75.8	24.2
N°60	0.250	1.6	77.4	22.6
N°100	0.149	0.8	78.2	21.8
N°200	0.074	0.8	79.0	21.0
- N°200		21.0		

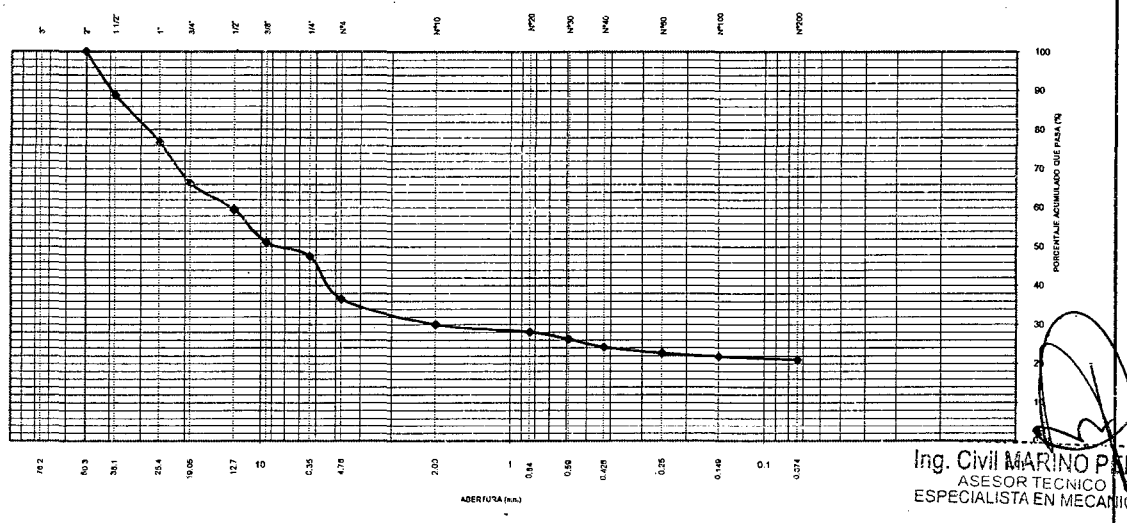
% grava	:	63.4
% arena	:	15.6
% finos	:	21.0

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318		
LÍMITE LÍQUIDO (%)	:	32.50
LÍMITE PLÁSTICO (%)	:	25.15
ÍNDICE PLÁSTICO (%)	:	7.35

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : **GM**

Clasificación SUCS ASTM D-3282 : **A-2-4(0)**

CURVA GRANULOMÉTRICA



Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

JR MANUEL FUENTES 154 EL TAMBO HUANCAYO
AV LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCAVELICA
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
RUC. 20568403038, 964264372 CEL 984912223, RPM #984912223

TERRALAB S.A.C.
MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA
RUC 20568403038

PERFIL ESTRATIGRAFICO

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

PROYECTO:

UBICACIÓN: **CALLQUI CHICO.**

FECHA : SET 2012

SOLICITANTE: RAMOS GOMEZ JUAN JOSE□- CAYETANO MULATO JOSE LUI

MUESTRA: **M-01**

CALICATA : **C-02**

PROGRESIVA: -

REALIZADO : E.P.D.

FECHA DE EXCAVACIÓN :

PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 1.50 mts.

PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : N.P

PROF. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; indice de plasticidad / compresibilidad; grado de compacidad / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS AASHTO	GRANULOMETRIA 0.075 < mm	4.750 mm	mm	L.L. % mm	I.P. %	H.N. %	Nº DE MUESTRA
0.05 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50		**Gravas limosas, mezcla grava- arena-limo**	**GM**							**M-01**

NO DETERMINADO

OBSERVACIONES

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

JR MANUEL FUENTES 154 EL TAMBO HUANCAYO
AV LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCAVELICA
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
RUC. 20568403038, 964264372 CEL 984912223, RPM #984912223

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

SOLICITANTE:

Tesistas:
- **RAMOS GOMEZ JUAN JOSE**
- **CAYETANO MULATO JOSE LUIS**

HUANCAVELICA

2013

40

INFORME N° -

SOLICITADO : TESISTAS: - RAMOS GOMEZ JUAN JOSE - CAYETANO MULATO JOSE LUIS

PROYECTO : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

UBICACIÓN : CALLQUI CHICO

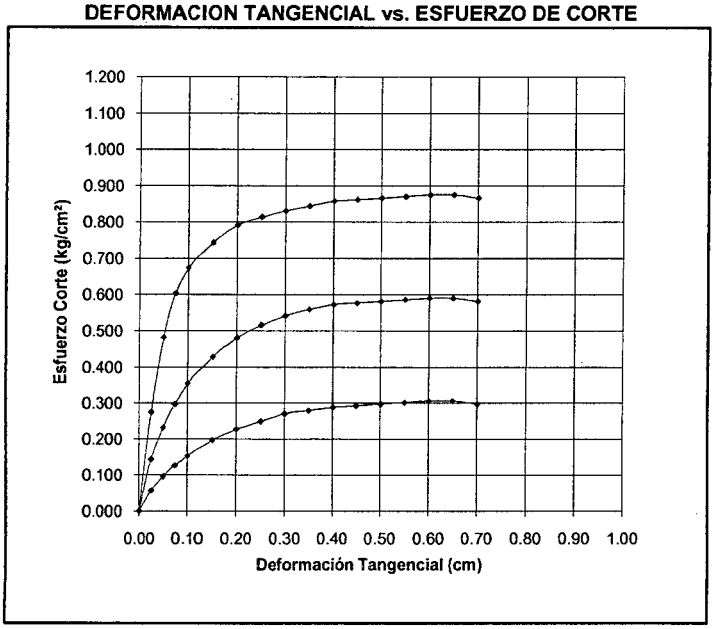
FECHA : SET 2012

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

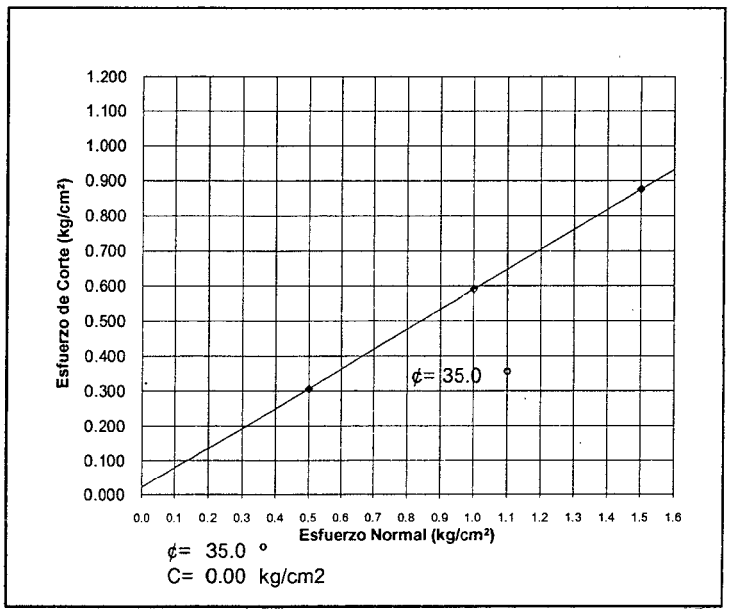
Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)

Muestra : M-1
Calicata : C-2
Prof.(m) : 1,50

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ϕ= 35.0 °
C= 0.00 kg/cm2

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Viene de informe N° : -

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO	:	Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra	:	M-1
CALICATA	:	C-2
Prof.(m)	:	1,50

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm3)	1.670	1.670	1.670
Densidad seca inicial (gr/cm3)	1.485	1.485	1.485
Cont. de humedad inicial (%)	12.5	12.5	12.5
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.672	1.629	1.604
Altura final de muestra (cm)	1.601	1.571	1.535
Densidad húmeda final (gr/cm3)	2.487	2.517	2.561
Densidad seca final (gr/cm3)	2.003	2.042	2.089
Cont. de humedad final (%)	24.1	23.3	22.6
Esfuerzo normal (kg/cm²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm²)	0.306	0.591	0.875

Angulo de friccion interna : **35.0 °**
Cohesion (Kg/cm²) : **0.00**

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

78

INFORME Nº -

SOLICITADO : TESISTAS; JUAN JOSE RAMOS GOMES , JOSE LUIS CAYETANO MULATO.

PROYECTO : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

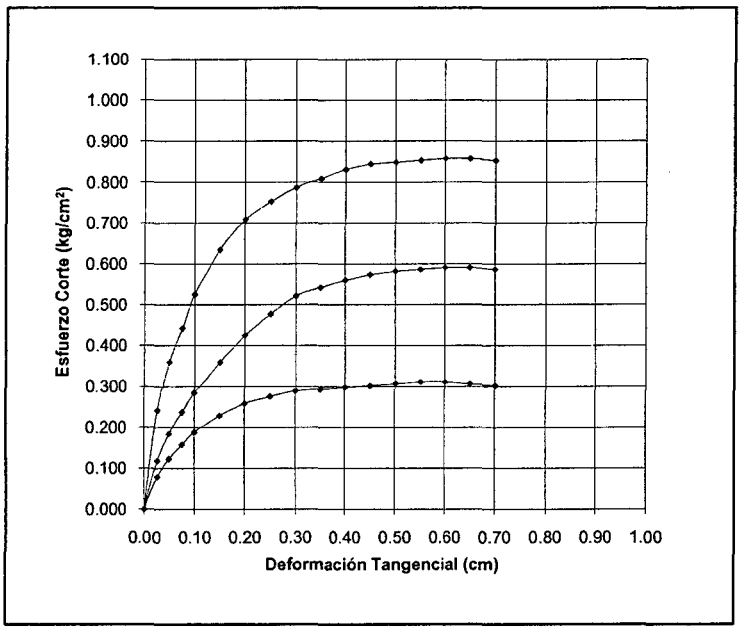
UBICACIÓN : CALLQUI CHICO.

FECHA : SET 2012.

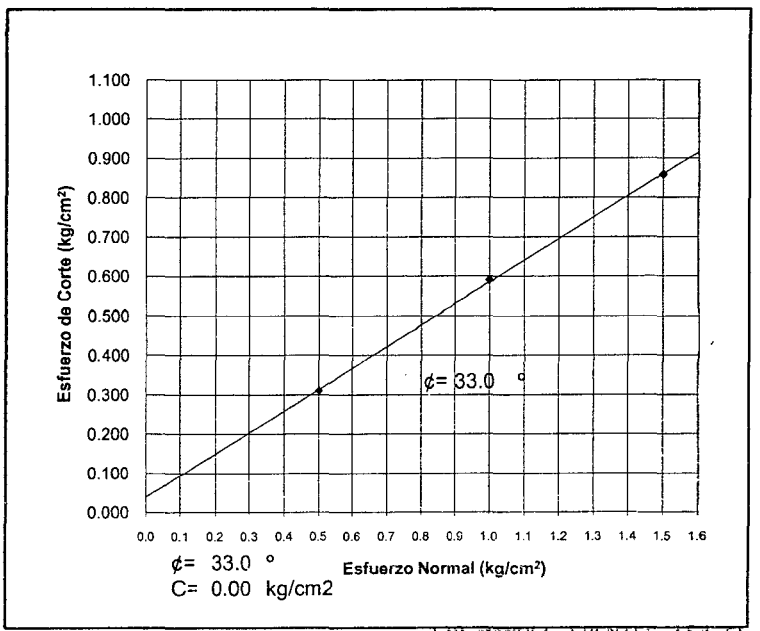
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-1
Prof.(m) : 1.50

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ϕ= 33.0 °
C= 0.00 kg/cm2

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Viene de informe N° :

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-1
Prof.(m) : 1.50

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm3)	1.700	1.700	1.700
Densidad seca inicial (gr/cm3)	1.610	1.610	1.610
Cont. de humedad inicial (%)	5.57	5.57	5.57
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.046	1.995	1.944
Altura final de muestra (cm)	1.970	1.944	1.893
Densidad húmeda final (gr/cm3)	2.383	2.398	2.447
Densidad seca final (gr/cm3)	1.766	1.789	1.837
Cont. de humedad final (%)	34.93	34.03	33.21
Esfuerzo normal (kg/cm²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm²)	0.311	0.591	0.858

Angulo de friccion interna : **33.0 °**
Cohesion (Kg/cm²) : **0.00**

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

SOLICITANTE:

Tesistas:
- **RAMOS GOMEZ JUAN JOSE**
CAYETANO MULATO JOSE LUIS

HUANCAVELICA

TERRALAB S.A.C.
MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA
RUC 20568403038

35

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: **CREACIÓN DE SERVICIOS DE AREAS RECRETATIVAS Y PRACTICAS DEPORTIVAS EN EL SECTOR DE CALLQUI CHICO.**

SOLICITANTE: **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAVELICA.**

CALICATA : **C-01**

MUESTRA : **CALLQUI CHICO.**

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	33	grados
Cohesión	0	kg/cm2
Peso unitario de sobrecarga	1.56	gr/cm3
Peso unitario del suelo de cimentación	1.56	gr/cm3
Relación Ancho/Largo (B/L)	1	**Forma:**
Ancho de la base o diámetro de cimentación	1	m
Profundidad de fondo de cimentación	1.5	m
Profundidad de desplante	1.5	m
Posición de nivel freático	50	m
Factor de seguridad	4	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GC	
Cimentación sugerida		
Cota de terreno	0	msnm

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	38.64
Nq:	26.09
Ny:	35.19

C. FACTORES DE FORMA:

Sc:	1.6752
Sq:	1.6494
Sy:	0.6

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F. W	W´	qult (kg/cm2)	qadm (kg/cm2)
0.8	-0.80	0.5	1	1	6.19	1.55
0.8	-0.80	1	1	1	7.02	1.75
0.8	-0.80	1.2	1	1	7.35	1.84
0.8	-0.80	1.5	1	1	7.84	1.96
1	-1.00	0.5	1	1	7.54	1.88
1	-1.00	1	1	1	8.36	2.09
1	-1.00	1.2	1	1	8.69	2.17
1	-1.00	1.5	1	1	9.18	2.30
1.2	-1.20	0.5	1	1	8.88	2.22
1.2	-1.20	1	1	1	9.70	2.43
1.2	-1.20	1.2	1	1	10.03	2.51
1.2	-1.20	1.5	1	1	10.53	2.63

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.55 kg/cm2 y 2.22 kg/cm2, valores que varian de acuerdo a la profundidad y geometria de la cimentacion ademas a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

JR MANUEL FUENTES 154 EL TAMBO HUANCAYO
AV LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCAVELICA
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
RUC. 20568403038, 964264372 CEL 984912223, RPM #984912223

TERRALAB S.A.C.
MECANICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA
RUC 20568403038

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: **"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"**

SOLICITANTE: **RAMOS GOMEZ JUAN JOSE - CAYETANO MULATO JOSE LUIS**

CALICATA : **C-02**

MUESTRA : **CALLQUI CHICO.**

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	35	grados
Cohesión	0	kg/cm2
Peso unitario de sobrecarga	1.57	gr/cm3
Peso unitario del suelo de cimentación	1.57	gr/cm3
Relación Ancho/Largo (B/L)	0.1	**Forma:**
Ancho de la base o diámetro de cimentación	1	m
Profundidad de fondo de cimentación	1.5	m
Profundidad de desplante	1.5	m
Posición de nivel freático	50	m
Factor de seguridad	4	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GM	
Cimentación sugerida		
Cota de terreno	0	msnm

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	46.12
Nq:	33.30
Ny:	48.03

C. FACTORES DE FORMA:

Sc:	1.0722
Sq:	1.07
Sy:	0.96

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F. W	W´	qult (kg/cm2)	qadm (kg/cm2)
0.8	-0.80	0.5	1	1	6.29	1.57
0.8	-0.80	1	1	1	8.09	2.02
0.8	-0.80	1.2	1	1	8.82	2.20
0.8	-0.80	1.5	1	1	9.90	2.48
1	-1.00	0.5	1	1	7.40	1.85
1	-1.00	1	1	1	9.21	2.30
1	-1.00	1.2	1	1	9.94	2.48
1	-1.00	1.5	1	1	11.02	2.76
1.2	-1.20	0.5	1	1	8.52	2.13
1.2	-1.20	1	1	1	10.33	2.58
1.2	-1.20	1.2	1	1	11.06	2.76
1.2	-1.20	1.5	1	1	12.14	3.04

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.57 kg/cm2 y2.13 kg/cm2, valores que varian de acuerdo a la profundidad y geometria de la cimentacion ademas a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

JR MANUEL FUENTES 154 EL TAMBO HUANCAYO
AV LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCAVELICA
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
RUC. 20568403038, 964264372 CEL 984912223, RPM #984912223

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

"DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCIÓN SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

ALBUM FOTOGRAFICO

SOLICITANTE:

Tesistas:
- **RAMOS GOMEZ JUAN JOSE**
- **CAYETANO MULATO JOSE LUIS**

HUANCAVELICA

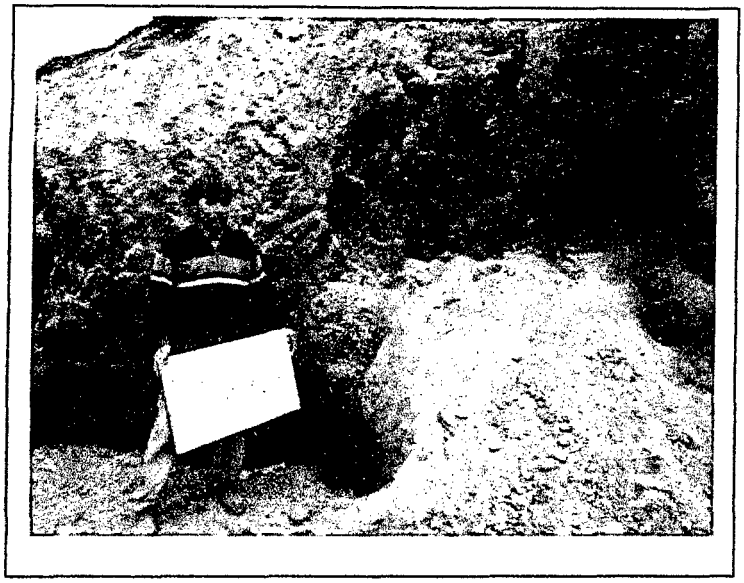


FOTO 11.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

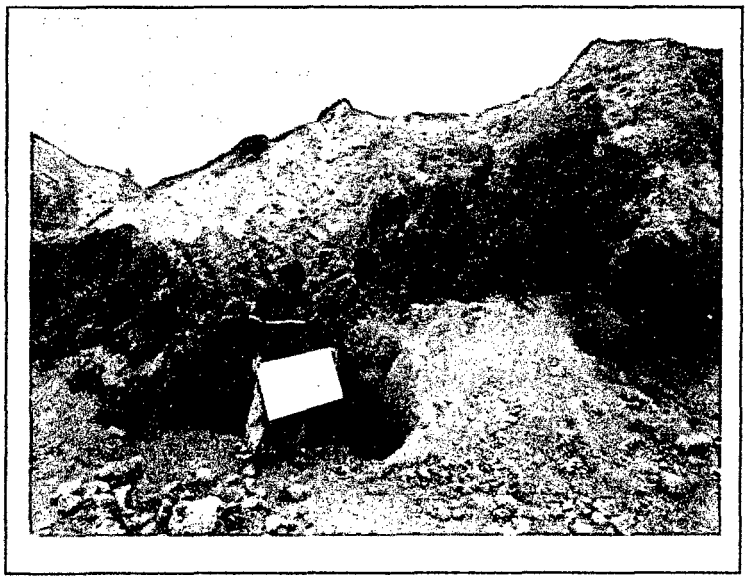


FOTO 12.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

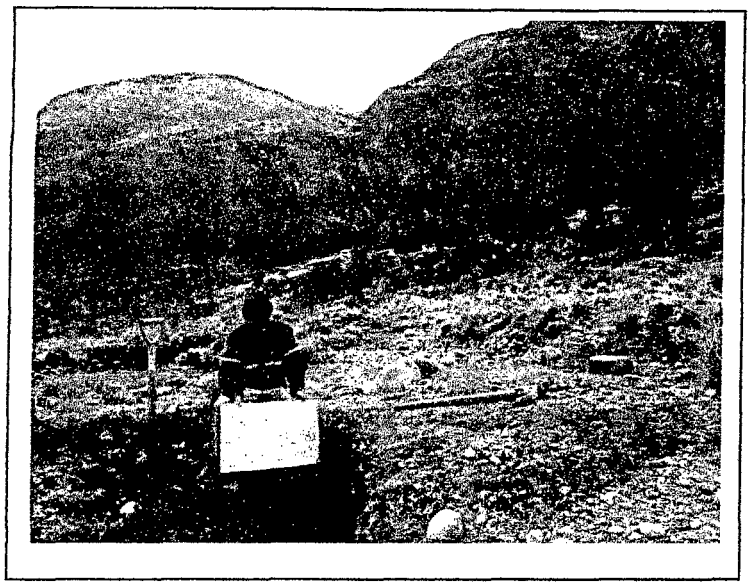


FOTO 09.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

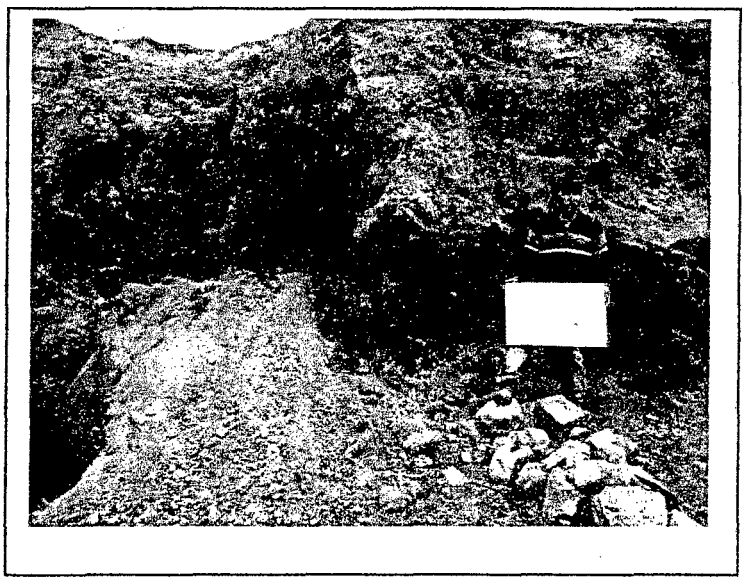


FOTO 10.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

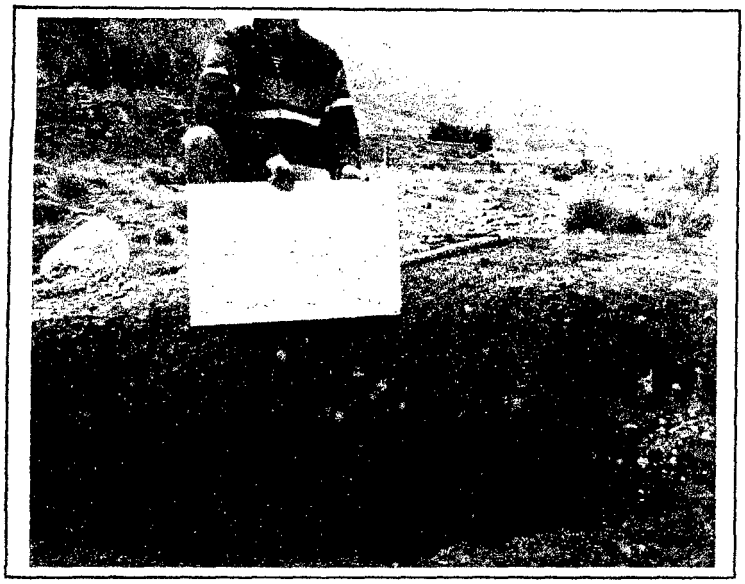


FOTO 07.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

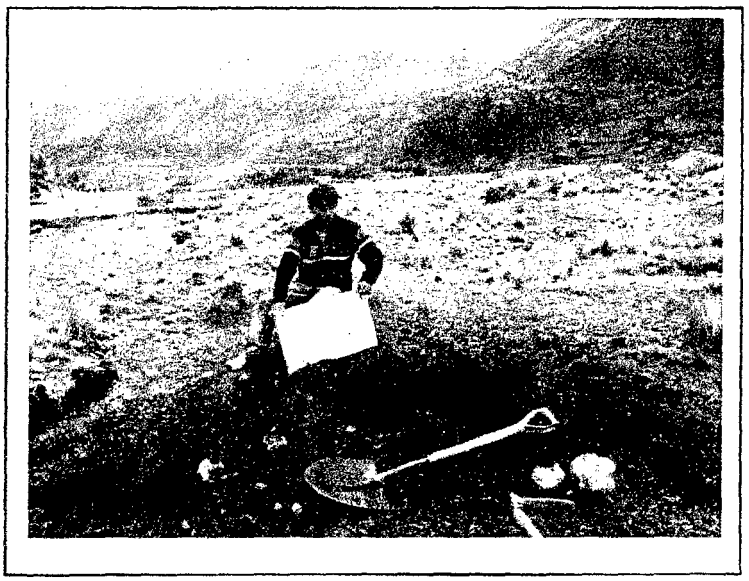


FOTO 08.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

FOTO 05.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

FOTO 06.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO CIP 76935
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

JR MANUEL FUENTES 154 EL TAMBO HUANCAYO
JR LOS CHANCAS 593 BARRIO SANTA ANA HUANCAVELICA
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOTECNIA E INGENIERIA.
R.U.C. 20568403038, 964264372 CEL 984912223, RPM #984912223

FOTO 03.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

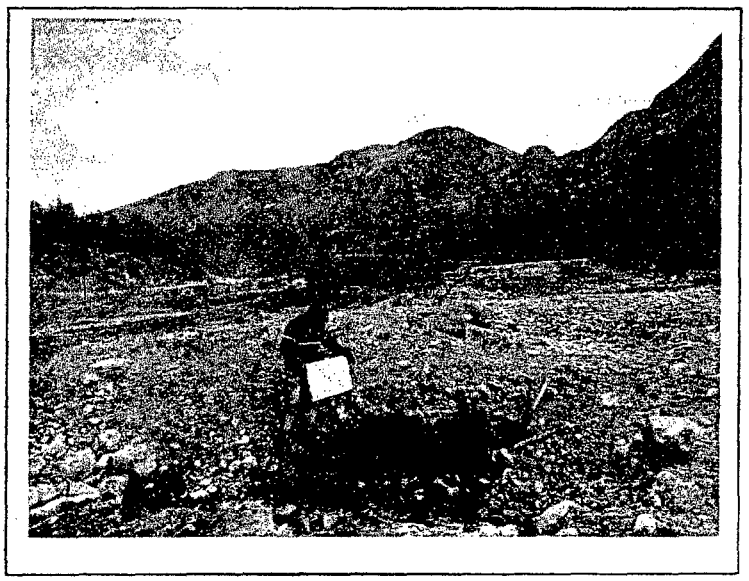


FOTO 04.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO.

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

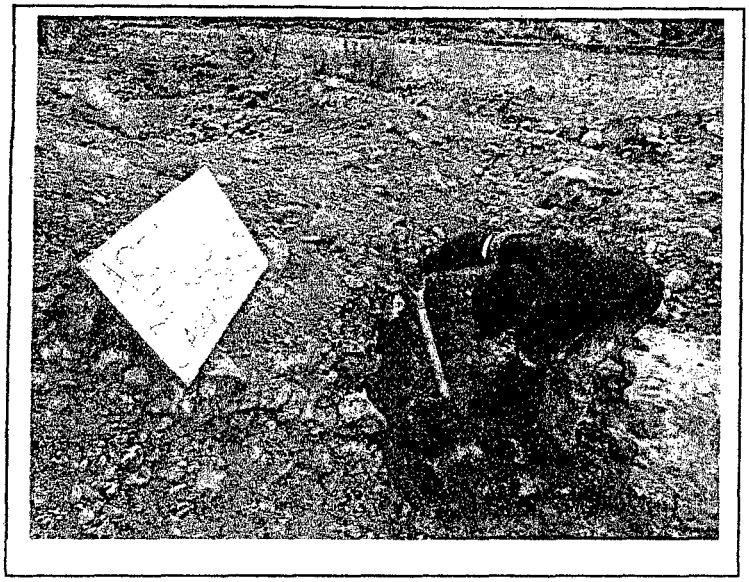


FOTO 01.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

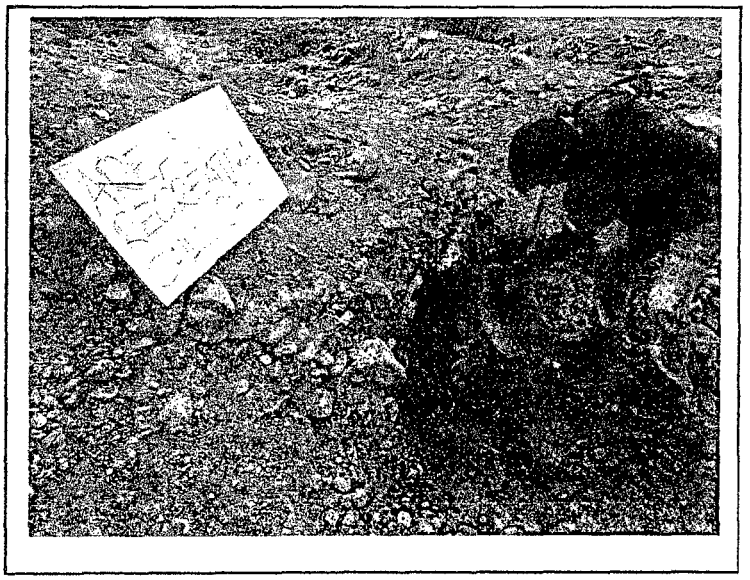


FOTO 02.- AREAS DEPORTIVAS CALLQUI CHICO

Ing. Civil MARINO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 74936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil MARCO PEÑA DUEÑAS
ASESOR TECNICO - CIP 78936
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

HOJA DE METRADOS

HOJA DE METRADOS

PROYECTO DE TESIS : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCION SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

FORMULA : MURO DE CONTENCION SEGMENTADA

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN	m3		CUADRO DE EXPLANACIONES				2,499.50
01.02	ELIMINACION O ADECUACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3						1,249.75
	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN		1.2	2,499.50	- 50% POR MATERIAL SELECCIONAD			1,249.75
02	MURO SEMENTADO - SISTEMA MACWALL							
02.01	BASE PARA MUROS MAC WALL	m3						120.00
	MUROS MAC WALL							
	Progresiva 0+000.00 - 0+160.00		1	160.00	1.50	0.50	120.00	
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3		CUADRO DE EXPLANACIONES			4,723.50	4,723.50
02.02	MURO SISTEMA MAC WALL	m2						980.00
	MUROS MAC WALL							
	Progresiva 0+000.00 - 0+060.00		1	60.00		8.00	480.00	
	Progresiva 0+060.00 - 0+160.00					Hpromedio		
	Varia de 8.00 a 2.00		1	100.00		5.00	500.00	
02.03	GEOSINTETICO MAC GRID WG 200	m2						7,595.40
	A cada 0.60 m. (Cada 03 bloques)							
	Progresiva 0+000.00 - 0+060.00		13	60.00	4.80		3,744.00	
	Progresiva 0+060.00 - 0+160.00						3,851.40	
	Capa 01 (h=0.40 m)		1		Area=	420.00		
	Capa 02 (h=1.00 m)		1		Area=	420.00		
	Capa 03 (h=1.60 m)		1		Area=	420.00		
	Capa 04 (h=2.20 m)		1		Area=	414.12		
	Capa 05 (h=2.80 m)		1		Area=	393.12		
	Capa 06 (h=3.40 m)		1		Area=	367.08		
	Capa 07 (h=4.00 m)		1		Area=	336.00		
	Capa 08 (h=4.60 m)		1		Area=	299.88		
	Capa 09 (h=5.20 m)		1		Area=	258.72		
	Capa 10 (h=5.80 m)		1		Area=	212.52		
	Capa 11 (h=6.40 m)		1		Area=	161.28		
	Capa 12 (h=7.00 m)		1		Area=	105.00		
	Capa 13 (h=7.60 m)		1		Area=	43.68		

METRADO POR METRO LINEAL DE MURO

PROYECTO DE TESIS : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCION SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

FORMULA : MURO DE CONTENCION SEGMENTADA

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
01	MURO SEMENTADO - SISTEMA MACWALL H = 8.50 M							
01.01	BASE PARA MUROS MAC WALL	m3						0.75
	Cimentación		1	1.00	1.50	0.50	0.75	
01.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3						40.03
	Suelo Reforzado			1.00	AreaCad =	40.03	40.03	
01.02	MURO SISTEMA MAC WALL	m2						8.00
	Muro		1	1.00		8.00	8.00	
01.03	GEOSINTETICO MAC GRID WG 200	m2						65.00
	A cada 0.60 m. (Cada 03 bloques)		13	1.00	5.00		65.00	
01	MURO SEMENTADO - SISTEMA MACWALL H = 5.50 M							
01.01	BASE PARA MUROS MAC WALL	m3						0.75
	Cimentación		1	1.00	1.50	0.50	0.75	
01.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3						16.05
	Suelo Reforzado			1.00	AreaCad =	16.05	16.05	
01.02	MURO SISTEMA MAC WALL	m2						5.00
	Muro		1	1.00		5.00	5.00	
01.03	GEOSINTETICO MAC GRID WG 200	m2						25.60
	A cada 0.60 m. (Cada 03 bloques)		8	1.00	3.20		25.60	
01	MURO SEMENTADO - SISTEMA MACWALL H = 2.50 M							
01.01	BASE PARA MUROS MAC WALL	m3						0.75
	Cimentación		1	1.00	1.50	0.50	0.75	
01.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3						2.80
	Suelo Reforzado			1.00	AreaCad =	2.80	2.80	
01.02	MURO SISTEMA MAC WALL	m2						2.00
	Muro		1	1.00		2.00	2.00	
01.03	GEOSINTETICO MAC GRID WG 200	m2						4.20
	A cada 0.60 m. (Cada 03 bloques)		3	1.00	1.40		4.20	

HOJA DE METRADOS

PROYECTO DE TESIS : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCION SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

FORMULA : MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN	m3	VER TABLA DE EXPLANACIONES					2,228.70
01.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	VER METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS					4,522.50
02	CONCRETO ARMADO EN MURO DE CONTENCION							
02.01	ZAPATAS + DENTELLON							
02.01.01	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 PARA ZAPATA	m3						585.03
	MURO H=8.50 m							
	CONCRETO EN DENTELLON	m3	1	85.00	0.85	1.00	72.25	
	CONCRETO EN ZAPATA	m3	1	85.00	5.40	0.85	390.15	
	MURO H=5.50 m							
	CONCRETO EN DENTELLON	m3	1	50.00	0.55	0.55	15.13	
	CONCRETO EN ZAPATA	m3	1	50.00	3.50	0.55	96.25	
	MURO H=2.50 m							
	CONCRETO EN DENTELLON	m3	1	25.00	0.25	0.20	1.25	
	CONCRETO EN ZAPATA	m3	1	25.00	1.60	0.25	10.00	
02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA							225.83
	MURO H=8.50 m							153.68
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2		5.40	0.85	9.18	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2	85.00		0.85	144.50	
	MURO H=5.50 m							58.85
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2		3.50	0.55	3.85	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2	50.00		0.55	55.00	
	MURO H=2.50 m							13.30
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2		1.60	0.25	0.80	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2	25.00		0.25	12.50	
02.01.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 EN ZAPATA	kg						33,544.14
	MURO H=8.50 m							26,099.25
	Acero de refuerzo en zapata	kg	1				26,099.25	
	MURO H=5.50 m							6,374.00
	Acero de refuerzo en zapata	kg	1				6,374.00	
	MURO H=2.50 m							1,070.89
	Acero de refuerzo en zapata	kg	1				1,070.89	
02.02	PANTALLA							
02.02.01	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 PARA PANTALLA	m3						494.76
	MURO H=8.50 m							
	CONCRETO EN PANTALLA	m3	1	85.00	area cad	4.42	375.70	
	MURO H=5.50 m							
	CONCRETO EN PANTALLA	m3	1	50.00	area cad	2.10	105.00	
	MURO H=2.50 m							
	CONCRETO EN PANTALLA	m3	1	25.00	0.25	2.25	14.06	
02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA	m2						1,910.20
	MURO H=8.50 m							1,302.20
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - EXTERIOR	m2	1	85.00		7.65	650.25	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - INTERIOR	m2	1	85.00		7.67	651.95	

HOJA DE METRADOS

PROYECTO DE TESIS : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCION SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

FORMULA : MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
	MURO H=5.50 m							495.50
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - EXTERIOR	m2	1	50.00		4.95	247.50	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - INTERIOR	m2	1	50.00		4.96	248.00	
	MURO H=2.50 m							112.50
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - EXTERIOR	m2	1	25.00		2.25	56.25	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - INTERIOR	m2	1	25.00		2.25	56.25	
02.02.03	**ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 PARA PANTALLA**	kg						**25,577.94**
	MURO H=8.50 m							21,164.22
	Acero de refuerzo en pantalla	kg	1				21,164.22	
	MURO H=5.50 m							3,490.82
	Acero de refuerzo en pantalla	kg	1				3,490.82	
	MURO H=2.50 m							922.90
	Acero de refuerzo en pantalla	kg	1				922.90	

HOJA DE METRADOS (Analisis para 1 m de ancho)

PROYECTO DE TESIS : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCION SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

FORMULA : MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
01	CONCRETO ARMADO EN MURO DE CONTENCION							
01.01	ZAPATAS + DENTELLON							
01.01.01	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 PARA ZAPATA	m3						8.12
	MURO H=8.50 m							5.44
	CONCRETO EN DENTELLON	m3	1	1.00	0.85	1.00	0.85	
	CONCRETO EN ZAPATA	m3	1	1.00	5.40	0.85	4.59	
	MURO H=5.50 m							2.23
	CONCRETO EN DENTELLON	m3	1	1.00	0.55	0.55	0.30	
	CONCRETO EN ZAPATA	m3	1	1.00	3.50	0.55	1.93	
	MURO H=2.50 m							0.45
	CONCRETO EN DENTELLON	m3	1	1.00	0.25	0.20	0.05	
	CONCRETO EN ZAPATA	m3	1	1.00	1.60	0.25	0.40	
01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA							17.13
	MURO H=8.50 m							10.88
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2		5.40	0.85	9.18	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2	1.00		0.85	1.70	
	MURO H=5.50 m							4.95
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2		3.50	0.55	3.85	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2	1.00		0.55	1.10	
	MURO H=2.50 m							1.30
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2		1.60	0.25	0.80	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATA	m2	2	1.00		0.25	0.50	
01.01.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 EN ZAPATA	kg						785.29
	MURO H=8.50 m							614.10
	Acero de refuerzo en zapata	kg	1				614.10	
	MURO H=5.50 m							127.48
	Acero de refuerzo en zapata	kg	1				127.48	
	MURO H=2.50 m							43.71
	Acero de refuerzo en zapata	kg	1				43.71	
01.02	PANTALLA							
01.02.01	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 PARA PANTALLA	m3						7.08
	MURO H=8.50 m							
	CONCRETO EN PANTALLA	m3	1	1.00	area cad	4.42	4.42	
	MURO H=5.50 m							
	CONCRETO EN PANTALLA	m3	1	1.00	area cad	2.10	2.10	
	MURO H=2.50 m							
	CONCRETO EN PANTALLA	m3	1	1.00	0.25	2.25	0.56	
01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA	m2						29.73
	MURO H=8.50 m							15.32
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - EXTERIOR	m2	1	1.00		7.65	7.65	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - INTERIOR	m2	1	1.00		7.67	7.67	
	MURO H=5.50 m							9.91
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - EXTERIOR	m2	1	1.00		4.95	4.95	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - INTERIOR	m2	1	1.00		4.96	4.96	

HOJA DE METRADOS (Analisis para 1 m de ancho)

PROYECTO DE TESIS : "DISEÑO Y EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE MUROS DE CONTENCION SEGMENTADA Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, EN EL PROYECTO POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA"

FORMULA : MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
	MURO H=2.50 m							4.50
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - EXTERIOR	m2	1	1.00		2.25	2.25	
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA - INTERIOR	m2	1	1.00		2.25	2.25	
01.02.03	**ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2 PARA PANTALLA**	kg						**527.03**
	MURO H=8.50 m							423.86
	Acero de refuerzo en pantalla	kg	1				423.86	
	MURO H=5.50 m							70.62
	Acero de refuerzo en pantalla	kg	1				70.62	
	MURO H=2.50 m							32.55
	Acero de refuerzo en pantalla	kg	1				32.55	

HOJA DE PRESUPUESTO

Presupuesto

Presupuesto	0495011	MURO DE CONTENCION POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA
Subpresupuesto	001	ALTERNATIVA 1: MURO DE CONTENCION SEGMENTADA
Cliente	UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA	Costo al 28/01/2013
Lugar	HUANCAVELICA - HUANCAVELICA - HUANCAVELICA	

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**50,989.80**
01.01	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN	m3	2,499.50	10.86	27,144.57
01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,249.75	19.08	23,845.23
02	**MURO DE CONTENCION SEGMENTADA**				**736,389.77**
02.01	BASE PARA MURO MAC WALL	m3	120.00	58.69	7,042.80
01.03	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	4,723.50	75.60	357,096.60
02.02	MUROS SISTEMA MAC WALL	m2	980.00	288.47	282,700.60
02.03	GEOSINTETICO MAC GRID WG 200	m2	7,595.40	11.79	89,549.77
	COSTO DIRECTO				**787,379.57**

SON : SETECIENTOS OCHENTISIETE MIL TRESCIENTOS SETENTINUEVE Y 57/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto	0495011	MURO DE CONTENCION POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA	
Subpresupuesto	002	ALTERNATIVA 2: MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO - TIPO VOLADIZO	
Cliente	UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA		Costo al 28/01/2013
Lugar	HUANCAVELICA - HUANCAVELICA - HUANCAVELICA		

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**174,531.58**
01.01	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN	m3	2,228.70	10.86	24,203.68
01.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	4,522.50	33.24	150,327.90
02	**CONCRETO ARMADO**				**841,158.59**
02.01	**ZAPATAS**				**413,404.97**
02.01.01	CONCRETO f'c = 210 kg/cm2 PARA ZAPATA	m3	585.03	420.95	246,268.38
02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATA	m2	225.83	43.46	9,814.57
02.01.03	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN ZAPATA	kg	33,544.14	4.69	157,322.02
02.02	**PANTALLA**				**427,753.62**
02.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA PANTALLA	m3	494.76	445.51	220,420.53
02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA	m2	1,910.20	45.74	87,372.55
02.02.03	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN PANTALLA	kg	25,577.94	4.69	119,960.54
	Costo Directo				**1,015,690.17**

SON : UN MILLON QUINCE MIL SEISCIENTOS NOVENTA Y 17/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 0495011 MURO DE CONTENCION POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA
Subpresupuesto 003 MURO SE CONTENCION SEGMENTADA
Cliente UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA Costo al 28/01/2013
Lugar HUANCAVELICA - HUANCAVELICA - HUANCAVELICA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**MURO H=8.50 M POR METRO LINEAL**				**6,144.40**
01.02	**MURO DE CONTENCION SEGMENTADA**				**6,144.40**
01.02.01	BASE PARA MURO MAC WALL	m3	0.75	58.69	44.02
01.02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	40.03	75.60	3,026.27
01.02.03	MUROS SISTEMA MAC WALL	m2	8.00	288.47	2,307.76
01.02.04	GEOSINTETICO MAC GRID WG 200	m2	65.00	11.79	766.35
02	**MURO H=5.50 M POR METRO LINEAL**				**3,001.57**
02.02	**MURO DE CONTENCION SEGMENTADA**				**3,001.57**
02.02.01	BASE PARA MURO MAC WALL	m3	0.75	58.69	44.02
02.02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	16.05	75.60	1,213.38
02.02.03	MUROS SISTEMA MAC WALL	m2	5.00	288.47	1,442.35
02.02.04	GEOSINTETICO MAC GRID WG 200	m2	25.60	11.79	301.82
03	**MURO H=2.50 M POR METRO LINEAL**				**882.16**
03.02	**MURO DE CONTENCION SEGMENTADA**				**882.16**
03.02.01	BASE PARA MURO MAC WALL	m3	0.75	58.69	44.02
03.02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	2.80	75.60	211.68
03.02.03	MUROS SISTEMA MAC WALL	m2	2.00	288.47	576.94
03.02.04	GEOSINTETICO MAC GRID WG 200	m2	4.20	11.79	49.52
	Costo Directo				**10,028.13**

SON : DIEZ MIL VEINTIOCHO Y 13/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 0495011 MURO DE CONTENCION POLIDEPORTIVO CALLQUI CHICO - HUANCAVELICA
Subpresupuesto 004 MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO - TIPO VOLADIZO
Cliente UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA Costo al 28/01/2013
Lugar HUANCAVELICA - HUANCAVELICA - HUANCAVELICA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**MURO H=8.50 M POR METRO LINEAL**				**10,300.73**
01.02	**CONCRETO ARMADO**				**10,300.73**
01.02.01	**ZAPATAS**				**5,642.94**
01.02.01.01	CONCRETO f'c = 210 kg/cm2 PARA ZAPATA	m3	5.44	420.95	2,289.97
01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATA	m2	10.88	43.46	472.84
01.02.01.03	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN ZAPATA	kg	614.10	4.69	2,880.13
01.02.02	**PANTALLA**				**4,657.79**
01.02.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA PANTALLA	m3	4.42	445.51	1,969.15
01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA	m2	15.32	45.74	700.74
01.02.02.03	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN PANTALLA	kg	423.86	4.69	1,987.90
02	**MURO H=5.50 M POR METRO LINEAL**				**3,471.79**
02.02	**CONCRETO ARMADO**				**3,471.79**
02.02.01	**ZAPATAS**				**1,751.73**
02.02.01.01	CONCRETO f'c = 210 kg/cm2 PARA ZAPATA	m3	2.23	420.95	938.72
02.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATA	m2	4.95	43.46	215.13
02.02.01.03	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN ZAPATA	kg	127.48	4.69	597.88
02.02.02	**PANTALLA**				**1,720.06**
02.02.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA PANTALLA	m3	2.10	445.51	935.57
02.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA	m2	9.91	45.74	453.28
02.02.02.03	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN PANTALLA	kg	70.62	4.69	331.21
03	**MURO H=2.50 M POR METRO LINEAL**				**1,058.91**
03.02	**CONCRETO ARMADO**				**1,058.91**
03.02.01	**ZAPATAS**				**450.93**
03.02.01.01	CONCRETO f'c = 210 kg/cm2 PARA ZAPATA	m3	0.45	420.95	189.43
03.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATA	m2	1.30	43.46	56.50
03.02.01.03	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN ZAPATA	kg	43.71	4.69	205.00
03.02.02	**PANTALLA**				**607.98**
03.02.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA PANTALLA	m3	0.56	445.51	249.49
03.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PANTALLA	m2	4.50	45.74	205.83
03.02.02.03	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN PANTALLA	kg	32.55	4.69	152.66
	Costo Directo				**14,831.43**

SON : CATORCE MIL OCHOCIENTOS TRENTIUNO Y 43/100 NUEVOS SOLES

PLANOS