



UNIVERSIDAD
**SAN IGNACIO
DE LOYOLA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS DE
SOSTENIMIENTO EN ZONAS DE RELLENO NO
CONTROLADO**

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

LESLY SILVANA ALVARADO MERLO

KATHERINE LUCERO DUEÑAS VARA

Asesor:

Jorge Luis Cárdenas Guillén

Lima - Perú

2019

JURADO DE LA SUSTENTACION ORAL

.....

Presidente

.....

Jurado 1

.....

Jurado 2

Entregado el:

Aprobado por:

.....

Graduando 1

.....

Asesor de Tesis

.....

Graduando 2

UNIVERSIDAD SAN IGNACIO DE LOYOLA
FACULTAD DE INGENIERIA

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo, Katherine Lucero Dueñas Vara, identificada con DNI N° 48064486 Bachiller del Programa Académico de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad San Ignacio de Loyola, presento mi tesis titulada: “Análisis Comparativo de Sistemas de Sostenimiento en Zonas de Relleno No Controlado”.

Declaro en honor a la verdad, que el trabajo de tesis es de mi autoría; que los datos, los resultados y su análisis e interpretación, constituyen mi aporte. Todas las referencias han sido debidamente consultadas y reconocidas en la investigación.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad u ocultamiento de la información aportada. Por todas las afirmaciones, ratifico lo expresado, a través de mi firma correspondiente.

Lima, 29 de agosto de 2019

.....
Katherine Lucero Dueñas Vara
DNI N° 48064486

UNIVERSIDAD SAN IGNACIO DE LOYOLA
FACULTAD DE INGENIERIA

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo, Lesly Silvana Alvarado Merlo, identificada con DNI N° 71269249. Bachiller del Programa Académico de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad San Ignacio de Loyola, presento mi tesis titulada: “Análisis Comparativo de Sistemas de Sostenimiento en Zonas de Relleno No Controlado”.

Declaro en honor a la verdad, que el trabajo de tesis es de mi autoría; que los datos, los resultados y su análisis e interpretación, constituyen mi aporte. Todas las referencias han sido debidamente consultadas y reconocidas en la investigación.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad u ocultamiento de la información aportada. Por todas las afirmaciones, ratifico lo expresado, a través de mi firma correspondiente.

Lima, 29 de Agosto de 2019

.....

Lesly Silvana Alvarado Merlo

DNI N° 71269249

EPÍGRAFE

La vida no es fácil para ninguno de nosotros. ¿Y qué más da? Debemos tener perseverancia y sobre todo confianza en nosotros mismos. Debemos creer que se nos ha bendecido con algo y que ese algo debemos aprovecharlo

Marie Curie

Índice de contenidos

Capítulo I: Introducción	1
1.1. Problema de investigación	3
1.1.1. Identificación del Problema.....	3
1.1.2. Formulación del problema	5
1.1.3. Justificación del Problema	5
1.1.4. Objetivos	6
1.1.5. Hipótesis.....	7
Capítulo II: Marco Referencial	8
2.1. Antecedentes.	8
2.1.1. Antecedentes Internacionales.	8
2.1.2. Antecedentes Nacionales	9
2.2. Estado del Arte	10
2.3. Marco Teórico.....	11
2.3.1. Definición.....	11
2.3.2. Clasificación	11
2.3.3. Diseño de Muros	14
2.3.4. Procedimiento constructivo.....	21
2.3.5. Software de diseño:.....	28
Capítulo III: Marco metodológico	30
3.1. Metodología	30
3.2. Variables.....	31
3.2.1. Dependientes	31
3.2.2. Independientes.....	32
3.3. Población y muestra.....	33
3.4. Unidad de análisis	34
3.5. Instrumentos y técnicas.....	34
Capítulo IV: Procedimientos y Método de Análisis	36
4.1. Procedimientos.....	36
4.1.1 Muro empotrado	36
4.1.2 Muro anclado	41
4.2. Método de análisis	45
Capítulo V: Resultados	46
5.1. Muros Diafragma	46
5.1.1 Empotramiento:.....	46
5.1.2 Espesor:	49

5.2. Muros anclados:	54
5.2.1 Resultados del Análisis de Estabilidad:	54
Capítulo VI: Conclusiones.....	57
Capítulo VII: Recomendaciones	58
Referencias	59

Índice de tablas

Tabla 1: Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes	1
Tabla 2: Criterios de Estabilidad de Taludes en términos del Factor de Seguridad	20
Tabla 3: Propósito de los ensayos de suelos.....	35
Tabla 4: Parámetros a utilizar para el modelamiento de muros	37
Tabla 5: Coordenadas de la geometría del muro A y sus cargas.....	39
Tabla 6: Coordenadas de la geometría del muro B y sus cargas.....	40
Tabla 7: Parámetros de los muros.....	41
Tabla 8:Coordenadas de la geometría para el muro A.....	41
Tabla 9: Coordenadas de la geometría para el muro B	42
Tabla 10: Resultados obtenidos con Geo5 para el muro A	46
Tabla 11: Resultados obtenidos en Geo5 para el muro B	48
Tabla 12: Resultados para el muro A en PLAXIS 2D	49
Tabla 13: Resultados para el muro B en PLAXIS 2D	52
Tabla 14: Tabla de condición de estabilidad (estático) respecto a la Fuerza del bulbo y el factor de seguridad del Muro A.....	54
Tabla 15: Tabla de condición de estabilidad (estático) respecto a la Fuerza del bulbo y el factor de seguridad del Muro B.	55
Tabla 16 :Tabla de condición de estabilidad (pseudo - estático) respecto a la Fuerza del bulbo y el factor de seguridad del Muro A.	55
Tabla 17: Tabla de condición de estabilidad (pseudo - estático) respecto a la Fuerza del bulbo y el factor de seguridad del Muro B.	55
Tabla 18: Longitudes de los anclajes para el muro A:	56
Tabla 20: Longitudes de los anclajes para el muro B	56

Índice de figuras

Figura N° 1: Mapa de suelos de Lima	3
Figura N° 2: Perfil del terreno – Peaje 1 del Proyecto Línea Amarilla	4
Figura N° 3: Clasificación de Muros Pantalla a) Muro Pantalla sin Apoyo, b) Muro Pantalla anclado o apoyado	12
Figura N° 4 : Esquema referencial del muro diafragma.....	13
Figura N° 5: Partes de un anclaje.....	13
Figura N° 6: Relación entre empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo.....	15
Figura N° 7: Representación de la presión lateral de tierra sobre un muro de retención para suelos normales o suelos granulares que utiliza con frecuencia para determinar el coeficiente de empuje de reposo.	15
Figura N° 8: Representación del cálculo de presión de tierra con sobrecarga uniformemente distribuida.....	18
Figura N° 9: Criterio simplificado para diagramas de empujes debido a sobrecargas, (a) peso propio del terreno, (b) Sobrecarga uniforme distribuida, (c) sobrecarga Lineal s, suelo cohesivo, (d) Sobrecarga lineal s, suelo no cohesivo	19
Figura N° 10: Criterio simplificado para diafragmas de empujes debido a sobrecargas, (e)Sobrecarga distribuida s, suelo cohesivo, (f) Sobrecarga distribuida s, suelo no cohesivo.....	20
Figura N° 11: Malla típica para el análisis de un talud vertical por elementos finitos	18
Figura N° 12: Mapa de Aceleraciones Máximas	21
Figura N° 13: Proceso constructivo de un panel del muro diafragma	23
Figura N° 14: Movimiento de tierra para habilitar área para la perforación de anclajes	24
Figura N° 15: Perforación de anclajes mediante el uso de equipo neumático	25
Figura N° 16: Armado para recibir concreto	26
Figura N° 17: Lanzado de concreto	26
Figura N° 18: Tensado de anclajes	28
Figura N° 19: Esquema de empotramiento y espesor de muro.....	31
Figura N° 20: Proyecto Línea Amarilla	33
Figura N° 21: Peaje 1 – Proyecto Línea Amarilla.....	33
Figura N° 22: Perfil Estratigráfico - Planta Perfil Longitudinal	36
Figura N° 23: Perfil Estratigráfico - Longitudinal	36

Figura N° 24: Esquema de cargas	38
Figura N° 25: Esquema de la geometría del muro A y sus cargas.....	39
Figura N° 26: Esquema de la geometría del muro B y sus cargas.....	40
Figura N° 27: Esquema de la geometría del terreno para el muro A	42
Figura N° 28: Esquema de la geometría del muro B	42
Figura N° 29: Muro A con 2 anclajes.....	43
Figura N° 30: Muro B con 3 anclajes.....	43
Figura N° 31: Adherencia para arenas y gravas	45
Figura N° 32: Geometría de la estructura del muro A.....	46
Figura N° 33: Diagrama de Momentos del muro A	47
Figura N° 34: Diagrama de Fuerzas Cortantes del muro A	47
Figura N° 35: Geometría de la estructura del muro B.....	48
Figura N° 36: Diagrama de Momentos del muro B	48
Figura N° 37: Diagrama de fuerzas cortantes del muro B	49

Índice de gráficos

Gráfico N° 1: Desplazamiento horizontal para el muro A	50
Gráfico N° 2: Desplazamiento vertical para el muro A.....	50
Gráfico N° 3: Desplazamiento total para el muro A	51
Gráfico N° 4: Desplazamiento horizontal para el muro B	52
Gráfico N° 5: Desplazamiento Vertical del muro B	53
Gráfico N° 6: Desplazamiento total del muro B.....	53

Dedicatoria

La presente tesis está dedicada a Dios, por acompañarnos en todo momento, a nuestras familias, a nuestros padres por ser los pilares de nuestra formación como profesionales, a nuestros hermanos por apoyarnos en todo momento, por sus consejos, sus valores, pero más que nada, por su amor.

Agradecimientos

Ante todo, a Dios, por estar siempre con nosotras, por ser nuestra guía, por darnos las fuerzas para seguir y culminar nuestra carrera y la tesis.

A nuestros padres, por enseñarnos a perseverar y luchar para conseguir nuestras metas, por motivarnos a ser mejores personas, por enseñarnos valores, por brindarnos siempre su apoyo, comprensión y amor.

A nuestro Asesor de tesis, Dr. Jorge Luis Cárdenas Guillén, por guiarnos y apoyarnos en la realización de la presente tesis, por brindarnos su conocimiento, y por impulsar el desarrollo de nuestra formación profesional.

A nuestros amigos, por haber compartido gratos momentos y por apoyarnos mutuamente.

Resumen

La presente tesis denominada “Análisis Comparativo de Sistemas de Sostenimiento en Zonas de Relleno No Controlado” tuvo como objetivo identificar el sistema de sostenimiento más adecuado en excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes en el distrito de Rímac.

La investigación es de paradigma positivista, enfoque cuantitativo y diseño no experimental. La muestra del estudio estuvo conformada por la zona del Peaje 1 del Proyecto Línea Amarilla, para lo cual utilizamos los informes de los estudios de suelos y geotécnicos con la finalidad de poder diseñar dos propuestas de muros (muro A y muro B) para cada tipo de sistema de sostenimiento y posteriormente ser comparado.

Los resultados obtenidos para los muros empotrados, se puede observar que el desplazamiento máximo, luego de la excavación, en la parte superior de los muros pantallas es inferior a 7.00 mm para el muro A y 25.00 mm para el muro B. Lo cual se considera como tope para evitar problemas de subsidencias en las edificaciones colindantes, estos desplazamientos deberán ser medidos durante la construcción.

Los resultados para los muros anclados indican que, para este perfil de suelo las longitudes de los bulbos tanto para el muro A, como para el muro B son muy pequeñas;

El presente estudio en base a los diseños propuestos se determinó que el mejor sistema de sostenimiento para zonas de relleno no controlado, son los muros tipo diafragma, debido a que se puede realizar excavaciones a mayor profundidad y además que no desestabiliza el terreno a su alrededor, minimizando los asentamientos de construcciones vecinas.

Palabras clave: sistemas de sostenimiento, empotramiento, espesor

Abstract

This thesis entitled "Comparative Analysis of Sustaining Systems in Non-Controlled Landfill Areas" have the objective identify the most adequate support system in excavations in areas of uncontrolled landfill with adjacent dwellings.

Research is applied, positivist paradigm, quantitative approach and non-experimental design. The sample of the study consisted of the area of Toll 1 of the Yellow Line Project, for which we used the reports of soil and geotechnical studies in order to design two proposals of walls (wall A and wall B) for each type of support system and later be compared.

The results obtained for the diaphragm walls, it can be seen that the maximum displacement, after excavation, at the top of the walls is less than 7.00 mm for wall A and 25.00 mm for wall B. Which is considered as a stop to avoid problems of subsidence in the adjacent buildings, these displacements must be measured during construction.

The results for the anchored walls indicate that, for this soil profile, the lengths of the bulbs for wall A and wall B are very small.

The present study based on the proposed designs determined that the best support system for areas of uncontrolled filling, are diaphragm-type walls, because it can be excavated at greater depth and does not destabilize the land around it, minimizing the settlements of neighboring constructions.

Capítulo I: Introducción

El estudio de la conducta y estabilidad de los taludes desarrollados por el conglomerados en la ciudad de Lima, da como resultado un conjunto de respuestas, las cuales es importante analizar y comprobar, ya que en nuestra ciudad se realizan excavaciones profundas en la ejecución de proyectos de gran envergadura provocando que sea necesario construir estructuras de contención de tierras, llamados actualmente en la ingeniería como muros pantalla, cuyo fin es evitar desplazamientos indeseados del terreno.

Considerando que actualmente existe controversia sobre qué tipo de muro usar en la ejecución de este tipo de construcciones, especialmente en donde existe la presencia de relleno no controlados y viviendas adyacentes como es en la ribera de los ríos, esta situación se encontró en la ejecución del Peaje 1 en el Proyecto de Línea Amarilla, el cual se ubica entre los distritos de Cercado de Lima y Rímac, en el departamento de Lima, Perú.

El objetivo de la presente tesis es poder identificar el sistema de sostenimiento más adecuado en excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes, para ello se propone utilizar muros diafragma, los cuales compararemos con los muros anclados.

La tesis contiene 7 capítulos: En el capítulo 1- Introducción, se identificará, formulará y justificará el Problema de Investigación y se establecerá los objetivos e hipótesis. En el capítulo 2, Marco referencial en el cual se presenta los antecedentes de la investigación y el marco teórico tales como su definición, clasificación, diseño, procedimiento constructivo y software de diseño para cada tipo de sistema de sostenimiento. En el capítulo 3 se determina la metodología de la investigación, se presenta las variables dependientes (empotramiento y espesor) e independientes (peso específico, cohesión y fricción), se identifica la población y la muestra, se define la unidad de análisis y se determina los instrumentos y técnicas utilizadas en la investigación. En el capítulo 4 se explica el procedimiento y método de análisis que se realizó para el diseño de los muros. En el capítulo 5 se presenta los resultados obtenidos para ambos tipos de muros.

Finalmente, el capítulo 6 se muestra las conclusiones donde se concluye que los muros diafragma son mejores que los muros anclados debido a que se puede realizar excavaciones a mayor profundidad y además que no desestabiliza el terreno a su alrededor, minimizando los asentamientos de construcciones vecinas. y en el capítulo 7 se da a conocer las recomendaciones.

1.1. Problema de investigación

1.1.1. Identificación del Problema

En los distritos pertenecientes a la ciudad de Lima; tales como el Rímac, Miraflores y San Isidro, poseen suelos de material granular grueso que se pueden clasificar como conglomerado de canto rodado como las gravas, arenas y limos íntimamente mezclados. Estos tipos de suelos son altamente resistentes, poco deformables y presentan problemas de estabilidad de taludes solo en grandes excavaciones o en los acantilados.

En los distritos como la Molina, Comas, Chorrillos y Barranco, existen material limoso o limo arcillosos y arcillas; mientras que, en el lado sur de Lima, encontramos suelos conformados por arenas sueltas o semicompactas especialmente donde se hallan los asentamientos humanos. Por otro lado, en la ribera del río Rímac encontramos rellenos de basura y desechos, y en la provincia del Callao suelos arcillosos blandos y fango marino. (Carrillo Gil, 1989) (Véase Figura N° 1)

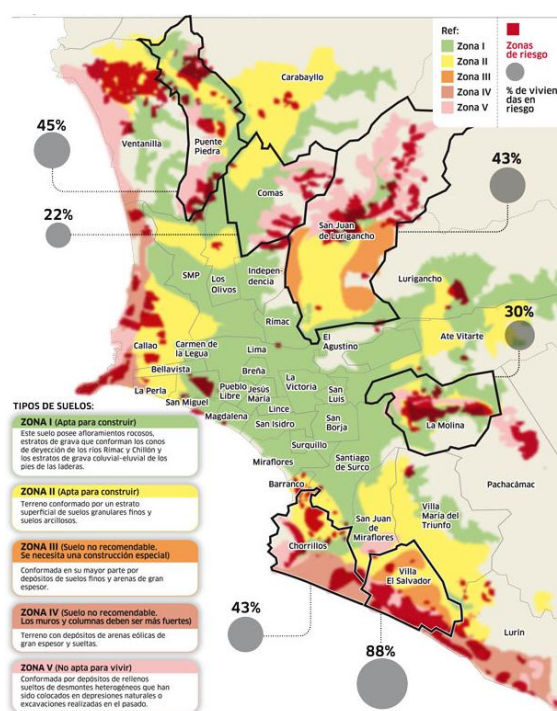


Figura N° 1: Mapa de suelos de Lima

Fuente: Ministerio del Ambiente, 2012

El estudio de la conducta y estabilidad de los taludes en la ciudad de Lima, da como resultado un conjunto de respuestas, las cuales son importantes analizar y comprobar, ya que en nuestra ciudad se realizan excavaciones profundas en la ejecución de proyectos de gran envergadura provocando que sea necesario construir estructuras de contención de tierras, llamados actualmente en la ingeniería como muros pantalla, cuyo fin es evitar desplazamientos indeseados del terreno.

Además, considerando que actualmente existe controversia sobre qué tipo de muro usar en la ejecución de este tipo de construcciones, especialmente en donde existe la presencia de relleno no controlados y viviendas adyacentes como es en la ribera de los ríos; esta situación se encontró en la ejecución del Peaje 1 en el Proyecto de Línea Amarilla, el cual se ubica entre los distritos de Cercado de Lima y Rímac, en el departamento de Lima, Perú. (Véase Figura N° 2)

Para esto, realizaremos dos propuestas de diseño de dos tipos de muro en el Peaje 1 del proyecto Línea Amarilla.



Figura N° 2: Perfil del terreno – Peaje 1 del Proyecto Línea Amarilla

Fuente: LANSAC, 2015

1.1.2. Formulación del problema

Con respecto a lo mencionado líneas arriba podemos formular el siguiente problema:

Problema General

- ¿Cuál sería el sistema de contención más adecuado para evitar deslizamientos y asentamientos en excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes en el Peaje 1 del proyecto Línea Amarilla?

Problemas específicos

- ¿El muro diafragma sería el sistema de contención más adecuado para evitar deslizamientos y asentamientos en excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes en el Peaje 1 del proyecto Línea Amarilla?
- ¿El muro anclado sería el sistema de contención más adecuado para evitar deslizamientos y asentamientos en excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes en el Peaje 1 del proyecto Línea Amarilla?

1.1.3. Justificación del Problema

Esta investigación está orientada en poder encontrar el mejor sistema de sostenimiento para excavaciones profundas en rellenos no controlados con viviendas adyacentes, esta idea surge al haber observado que existieron problemas en la etapa de excavación del Peaje 1 del Proyecto de Línea Amarilla, según trazo, este afectaba a las viviendas adyacentes al cauce del río Rímac.

Justificación Teórica

Uno de los objetivos de la ingeniería civil es tener construcciones que sean perfectamente funcionales durante su vida útil por lo que esta investigación

permitirá poder tener mayor conocimiento sobre el tipo de sostenimiento a realizar ante situaciones de rellenos no controlados.

Justificación Práctica

Un mejor sistema de sostenimiento es un beneficio para la población; también tendrá un aporte económico ya que el diseño correcto de un sistema de sostenimiento optimizará tiempo y recursos (mano de obra, materiales, herramientas y maquinarias).

Justificación Social

El adecuado sistema de sostenimiento evitará problemas de accidentes en la población, como hundimientos de terreno y/o volteos de los muros.

1.1.4. Objetivos

Objetivo General

- Identificar el sistema de sostenimiento más adecuado en excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes en el Peaje 1 del proyecto Línea Amarilla.

Objetivos específicos

- Determinar el diseño de los muros diafragma para excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes en el Peaje 1 del proyecto Línea Amarilla.
- Determinar el diseño de los muros anclados para excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes en el Peaje 1 del proyecto Línea Amarilla.

1.1.5. Hipótesis

Nuestras hipótesis de trabajo se relacionan al problema plasmado, dividiéndose en hipótesis principales y específicas.

Hipótesis Principal

Los muros diafragma son el sistema de sostenimiento más adecuado para excavaciones en zonas de relleno no controlado con viviendas adyacentes en el Peaje 1 del proyecto Línea Amarilla.

Hipótesis específicas

- H1: El método de equilibrio límite es mejor para el diseño de muros diafragma.
- H2: El método de elementos finitos es mejor para el diseño de muros diafragma.

Capítulo II: Marco Referencial

2.1. Antecedentes.

2.1.1. Antecedentes Internacionales.

Carola Ximena Sanhuesa Plaza, 2008, Ingeniera civil de la Universidad Politécnica de Madrid, ubicada en Madrid, España, realizó la tesis Doctoral “Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid”, teniendo como objetivo primordial determinar los factores de diseño para la construcción de pantallas continuas en Madrid, que se adapten adecuadamente al comportamiento de las obras realizadas en Madrid, y como una de sus conclusiones se obtuvo que, las teorías que se utilizó para el cálculo de muros pantalla, la de Rankine proporcionó mejores resultados que la de Coulomb. (Sanhuesa Plaza, 2008)

David Eric Mozó Vergara, 2012, Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile, realizó el estudio para optar al título de ingeniero civil “Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos”, teniendo como objetivo principal estimar el comportamiento de muros pantalla que se puedan construir en zonas céntricas de Concepción donde las aguas subterráneas se encuentren a poca profundidad y predominen suelos que se clasifican como arenas, emplazadas en depósitos fluviales del río Bío-Bío, y como una de sus conclusiones se obtuvo que, en la base del muro pantalla y en la salida del flujo a la excavación, los gradientes hidráulicos máximos son mayores para un comportamiento anisotrópico de la arena Bío-Bío, por lo tanto este fenómeno se debe tener en cuenta a la hora de realizar excavaciones profundas. A medida que aumenta la excavación aumentan también los gradientes hidráulicos máximos, por lo tanto, para un comportamiento anisotrópico de la arena la profundidad de excavación es directamente proporcional a los gradientes hidráulicos máximos. (Mozó Vergara, Análisis y Diseño de muros pantalla en suelos arenosos, 2012)

Carolina Andrea Camargo García, Alba Lucía Gonzales Escamilla, 2011, Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander, Colombia, realizaron la Tesis de Grado “Modelamiento de Problemas de Estructuras de Contención lateral mediante el programa de elementos finitos”, teniendo como objetivo principal realizar una guía utilizando programas de elementos finitos que ayuden en el

modelamiento de problemas sobre estructuras de contención lateral, como una de sus conclusiones se obtuvo que el manual permite reducir el tiempo de resolución de modelamiento de problemas de estructuras de contención lateral, teniendo en cuenta que la exactitud de los resultados brindados por el programa dependen de la precisión de los estudios geotécnicos al igual que los ensayos realizados en laboratorio. (Camargo García & Alba Lucía , 2011)

Carlos Loscertales Lansac, 2008, Ingeniería de caminos, canales y puertos, Estructuras y geotecnia de la Universidad Politécnica de Cataluña, España, realizó la tesina “Análisis Comparativo del Cálculo de Muros Pantalla en el Diseño de Sótanos de Edificios”, teniendo como objetivo principal realizar una comparación entre los elementos finitos y los modelos basados en el coeficiente de balasto (principales métodos de cálculo de desplazamientos horizontales de muro pantalla); se obtiene como una de sus conclusiones es que los métodos de cálculo de elementos finitos es completo y complejo en comparación a los modelos basados en el coeficiente de Balasto, llegando a ser tedioso para los casos en donde el tiempo sean cortos; se deberá tomar decisiones sobre la naturaleza de las excavaciones, factores que determinen y la conducta del terreno, etc. (Loscertales Lansac, 2008)

2.1.2. Antecedentes Nacionales

José Joao Rengifo Reátegui, 2015, Ingeniería civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, realizó la tesis “Muros anclados en arenas, análisis y comparación de técnicas de anclajes”, cuyo objetivo principal es poder realizar el diseño geotécnico de forma que sea fácil de entender y minuciosa de los distintos tipos de anclajes para muros de sostenimiento en suelos arenosos y analizar los resultados en proyectos de tres sótanos (profundidad de 9 metros), obteniéndose que es importante los estudios previos de mecánica de suelos para el reconocimiento in situ y sus propiedades, que servirán para el cálculo al realizar el diseño y modelamiento y también las fuerzas de anclaje para mantener estables los taludes. (Rengifo Reategui, 2015)

2.2. Estado del Arte

Actualmente existe mucha preocupación debido a que han ocurrido muchos accidentes por inadecuados diseños de sistemas de sostenimiento; lo cual ha generado una demanda de mejora en estos sistemas.

Por lo cual, los constructores han incurrido en tecnología que permita realizar diseños óptimos dependiendo de los sistemas de sostenimiento escogidos.

Un ejemplo de esta tecnología, son los softwares; tales como: GEO5 que está diseñado para resolver diferentes problemas geotécnicos, desde los más básicos (verificación de cimentaciones, muros, estabilidad de taludes), hasta programas altamente especializados (análisis de los túneles, daños debido a la construcción de un túnel, estabilidad de roca). Cada programa GEO5 resuelve un tipo definido de estructura, por lo que el cliente puede adquirir sólo aquellos que necesita. (Fine civil engineering software, 2017)

Otro programa que se puede utilizar es Plaxis, el cual es una herramienta de ingeniería civil ampliamente extendida a nivel mundial para el cálculo de problemas relacionados con la ingeniería del terreno y la geotecnia. Mediante el empleo de esta herramienta el ingeniero comienza a dominar este software, puede ir lejos en el entendimiento, asimilación y concreción de fenómenos fundamentales de la ingeniería que explican, por ejemplo, porque generalmente se entierran a una determinada profundidad unas tuberías, cual es el comportamiento de los elementos cuando están enterrados, como se sostienen los taludes que se alzan por encima de nuestras cabezas, el efecto de la consolidación con el tiempo, la distribución de tensiones y asentos para toda tipología cimentaciones, los efectos de los flujos de agua, etc. Los fenómenos mencionados y otros muchos más son de una trascendencia fundamental para nuestras construcciones en tanto en cuanto apoyan sobre el terreno (o están contenidas en él). (Colegio de ingenieros técnicos de obras públicas, 2013)

2.3. Marco Teórico.

En esta sección, explicaremos la definición, clasificación, y los pasos a seguir para el diseño de los muros pantalla.

2.3.1. Definición.

Se define como muros pantallas continuas de hormigón a los muros contruidos mediante la excavación en el suelo de zanjas profundas en las que primero se introduce la armadura del muro y posteriormente el hormigón, para constituir una estructura geoméricamente continua, empleando lodos bentoníticos como protección de la excavación para evitar el desprendimiento de las paredes de esta en caso de que sea necesario. (Mozó Vergara, Análisis y Diseño de muros pantalla en suelos arenosos, 2012)

Inicialmente la función de los muros pantalla era resistir el empuje del suelo, poder impermeabilizar alguna excavación, y poder aguantar las fuerzas verticales que le transmita otros elementos estructurales, quiere decir es parte de la construcción y de una solución eficaz para restringir los movimientos del terreno y disminuir los daños de las construcciones cercanas a excavaciones. Los muros pantalla trabajan a flexión resistiendo los empujes producidos por el suelo teniendo un control sobre su deformación. Su estabilidad se debe a la profundidad del empotramiento en el terreno, sin embargo, en algunas situaciones debe emplearse elementos de apoyo (anclajes, puntales, losas, etc.) para estabilizarse, o para disminuir los movimientos horizontales y/o verticales del terreno (Sanhuesa Plaza, 2008)

2.3.2. Clasificación

Las pantallas de hormigón armado tienen diferentes clasificaciones de acuerdo con la envergadura del proyecto y a la calidad de suelo, estas pueden ser pantallas apoyadas o ancladas y pantallas sin apoyo, en las primeras la permanencia se debe principalmente a una o varios anclajes que permiten limitar las deformaciones de la pantalla, alcanzando grandes alturas de excavación y con la ventaja de poder reducir el empotramiento de la pantalla. Mientras que en las pantallas sin apoyo es importante la flexibilidad que puede tener la pantalla y la

profundidad de empotramiento para la determinación del empuje pasivo. (Véase Figura N° 3)

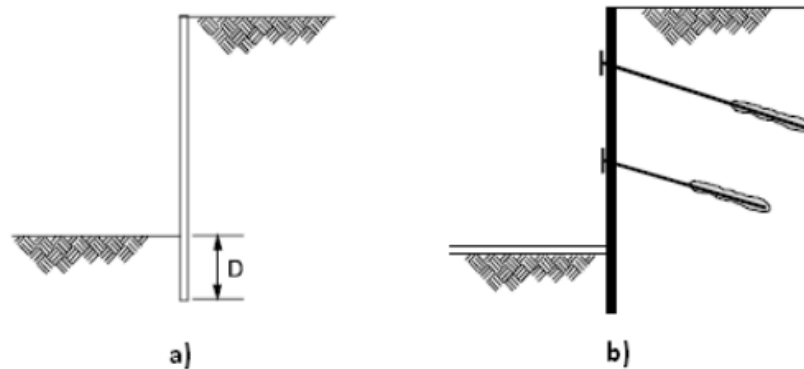


Figura N° 3: Clasificación de Muros Pantalla a) Muro Pantalla sin Apoyo, b) Muro Pantalla anclado o apoyado

Fuente: FHWA,1999

Muro pantalla tipo diafragma

Los Muros pantalla tipo diafragma son pantallas de concreto armado las cuales se vacían en sitio y son empleados como parte de un sistema de contención en excavaciones, estas estructuras tienen una longitud importante que se analizan estructuralmente como un estado plano.

Para conseguir un comportamiento grupal de los paneles de la pantalla se construye en la parte superior una viga, la cual llamaremos “viga de amarre”; su función es evitar que los paneles se desacoplen en su plano durante el proceso de excavación y vida útil de la estructura. (Véase Figura N°4)

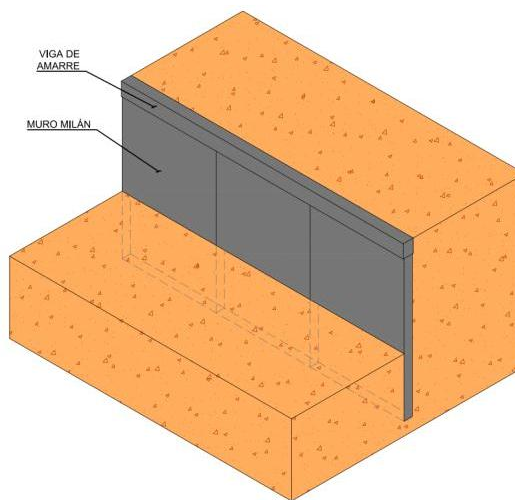


Figura N° 4 : Esquema referencial del muro diafragma

Fuente: LANSAC, 2015

Muros anclados

Sistema constructivo de muros de retención con anclajes activos y pasivos utilizados para el refuerzo de cortes en excavaciones o la estabilidad de taludes. Los anclajes son usados para restringir el deslizamiento de la masa de suelo que pueda causar daños a estructuras próximas. El anclaje resiste la carga de tensión por intermedio de la fricción entre la lechada de inyección del anclaje y el terreno.

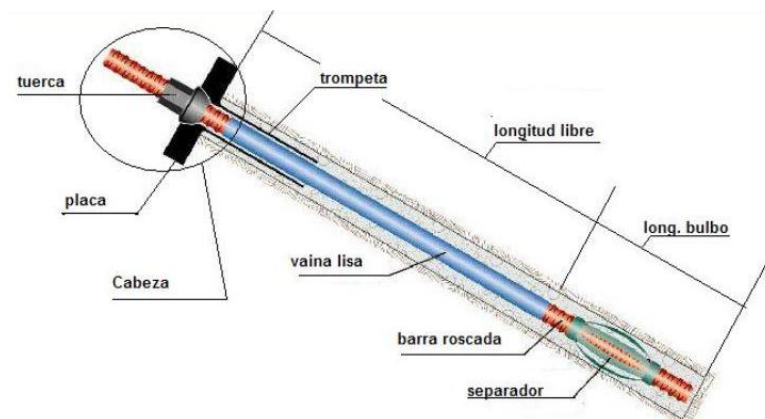


Figura N° 5: Partes de un anclaje

Fuente: Indigo Construcciones, 2019

Los anclajes varían en largo dependiendo tanto de la estratigrafía del lugar y su entorno geológico, como de la geometría y cargas a las que se ven sometidos, normalmente pueden ser de 30 a 70 toneladas.

Los muros con anclajes logran su estabilidad por medio de cables capaces de resistir las fuerzas que actúan contra el muro, tales como: las sobrecargas, el agua y el empuje del suelo. Estas fuerzas atraviesan por los anclajes llegando detrás del área activa del suelo, en donde este se adhiere y se sujeta a través de un ducto.

2.3.3. Diseño de Muros

Acciones para considerar en muros pantallas

Dentro de las acciones que se deben considerar en muros pantallas se encuentran las sobre cargas debidas a la presencia de edificaciones próximas, posibles acopios de materiales y vehículos.

El total de acciones a considerar se puede resumir en:

- Empujes activos
- Empujes pasivos
- Empuje horizontal debido al nivel freático
- Empuje horizontal debido a sobrecargas

I. Los empujes de tierra

La presión del terreno sobre el muro depende de la deformabilidad de éste. Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la proporción y las tipologías de deformabilidad del muro, las propiedades del terreno, las circunstancias de fricción del suelo - muro, el drenaje y del enfoque del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras transforma generosamente entre el cambio activo y el pasivo estribando de la deformabilidad del muro, En la Figura N° 6 se presenta un esquema de la correspondencia entre empuje del terreno y los movimientos ineludibles para su desarrollo, se deduce que el brío sobre la pantalla depende esencialmente de la imperfección y que de todos los valores posibles del coeficiente de empuje solamente K_a y K_p pertenecen a estados límite en rotura.

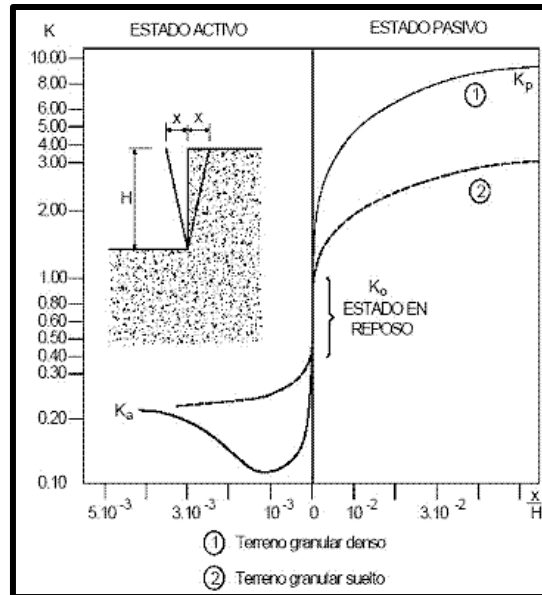


Figura N° 6: Relación entre empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo

Fuente: Manual de mecánica del suelo y cimentaciones, 2011

En la figura N° 7 se observa cómo actúa la presión lateral de tierra sobre un muro de retención de altura “H”.

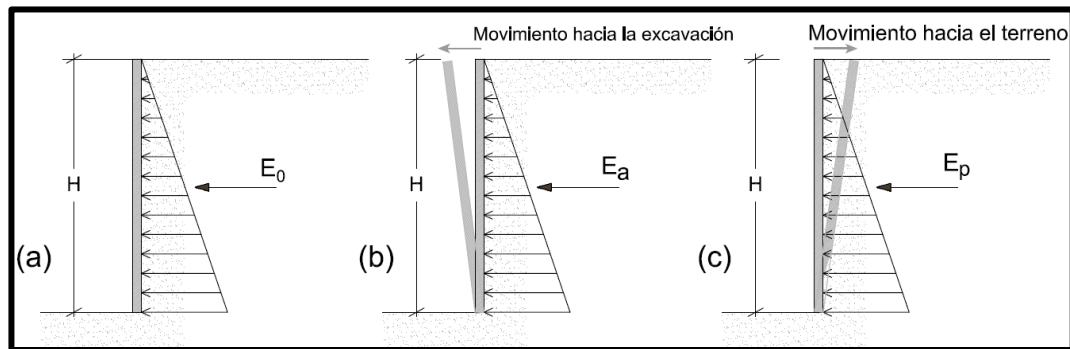


Figura N° 7: Representación de la presión lateral de tierra sobre un muro de retención para suelos normales o suelos granulares que utiliza con frecuencia para determinar el coeficiente de empuje de reposo.

Fuente: Manuel De León Quezada, 2014

$$K_o = 1 - \tan^2 \varphi \quad (\text{Ec. 1.1})$$

$$E_o = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \right) K_o \quad (\text{Ec. 1.2})$$

- a. Empuje activo: Como se muestra en la Figura N°7 b, representa una pantalla que no es infinitamente rígida y que puede ceder ante el empuje de tierra E_a , que se aplica en el tercio inferior de la altura del muro.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \right) K_a \quad (\text{Ec. 1.3})$$

El coeficiente de empuje activo K_a , se puede establecer con la teoría de Coulomb o Rankine. La teoría de Coulomb se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

- ✓ El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado.
- ✓ La superficie de falla es plana
- ✓ Φ es el ángulo de fricción interna del suelo, en el plano de falla la fricción interna es distribuida uniformemente.
- ✓ La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.

El coeficiente K_a según Coulomb es:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

ψ = Angulo de la cara interna del muro con la horizontal.

β = Angulo de relleno con la horizontal.

δ = Angulo de fricción suelo muro.

Siguiendo las recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse como:

$$\delta = \frac{2}{3} \phi \quad (\text{Ec. 1.5})$$

Si la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), la ecuación 1.4 se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta) \cdot \cos(\beta)}} \right]^2} \quad (\text{Ec. 1.6})$$

Finalmente, si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas ($\delta=0^\circ$), la ecuación se reduce a:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Ec. 1.7})$$

El coeficiente K_a según Rankine es:

$$K_a = \frac{\cos^2\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos^2\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (\text{Ec. 1.8})$$

Si en la ecuación 1.8, la inclinación del terreno es nula ($\beta=0^\circ$), se obtiene una ecuación similar a la de Coulomb (ecuación 1.7) para el caso particular que ($\delta=\beta=0^\circ$; ($\psi=90^\circ$), ambas teorías coinciden:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Ec. 1.9})$$

Para que la hipótesis de un muro sin fricción se cumpla el muro debe tener paredes muy lisas (casi nunca ocurre), sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables considerando al factor de seguridad. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo δ es pequeña y suele ignorarse en la práctica.

- b. Empuje pasivo: Como se observa en la Figura N°7 c, el muro empuja al suelo generando una reacción denominada como empuje pasivo de tierra E_p , si la fuerza es suficientemente grande habrá rotura tras el impulso de la cuña de empuje hacia arriba.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2\right) K_p \quad (\text{Ec. 1.10})$$

K_p es el coeficiente de presión pasiva, el cual se puede determinar con la siguiente expresión adecuando la ecuación de Coulomb:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{Ec. 1.11})$$

Cuando se ignoran los ángulos (δ), en la (ecuación 1.11) se obtiene el coeficiente k_p según Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Ec. 1.12})$$

II. Efecto de las sobrecargas

La presión lateral en un sistema de sostenimiento por efecto de las sobrecargas se manifiesta de diferente modo e intensidad. A continuación, se da a conocer los tipos de sobrecargas:

- **Sobrecarga uniformemente repartida en una superficie extensa:** el cálculo de la presión de tierras, a menudo, se efectúa sustituyendo la sobrecarga por una altura determinada de tierras. (Véase Figura N°8):

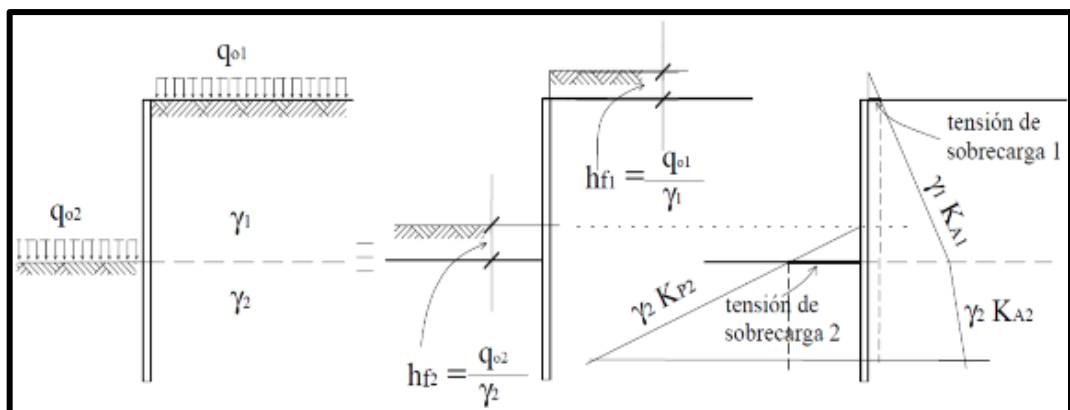


Figura N° 8: Representación del cálculo de presión de tierra con sobrecarga uniformemente distribuida.

Fuente: Gonzales, 2011

- **Sobrecarga aplicada en un área limitada:** Por ejemplo, la debida a un carril de autopista o cualquier carretera o zapatas de cimentación corridas que en un determinado tramo vayan paralelas a la estructura de contención.
- **Sobrecarga lineal:** Por ejemplo, cimentación en faja de un muro o pared estrecha que corra paralela a la estructura de retención (caso bastante similar al anterior).
- **Sobrecarga puntual:** similar a la que produce una zapata circular o cuadrada, suficientemente pequeña como para poder considerar la carga, prácticamente, concentrada en un punto.

En casos de sobrecargas moderadas, habituales de edificación, como simplificación se podrán adoptar los criterios de las Figuras N° 9 y N° 10, superponiendo los empujes debidos al terreno y los debidos a la sobrecarga.

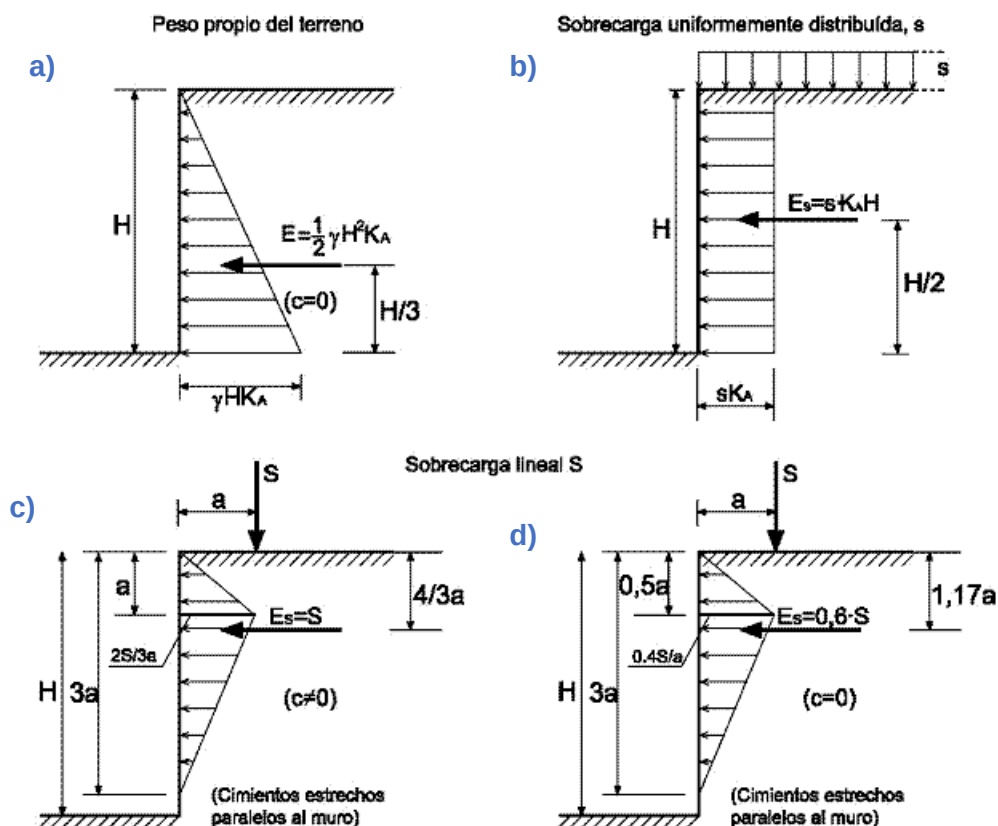


Figura N° 9: Criterio simplificado para diagramas de empujes debido a sobrecargas, (a) peso propio del terreno, (b) Sobrecarga uniforme distribuida, (c) sobrecarga Lineal s , suelo cohesivo, (d) Sobrecarga lineal s , suelo no cohesivo

Fuente: CTE, 2008

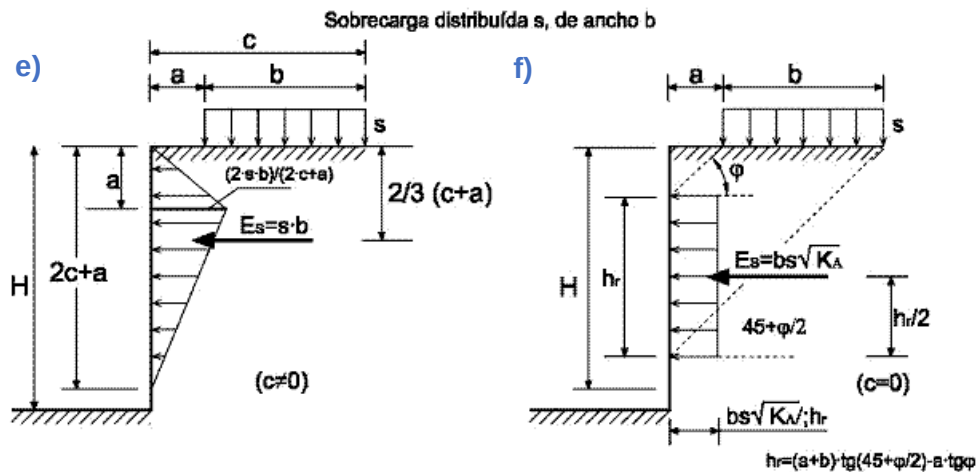


Figura N° 10: Criterio simplificado para diafragmas de empujes debido a sobrecargas, (e) Sobrecarga distribuida s , suelo cohesivo, (f) Sobrecarga distribuida s , suelo no cohesivo

Fuente: CTE, 2008

Métodos de Análisis

Para el diseño de taludes en suelo o roca existen gran cantidad de métodos de análisis, los cuales pueden agruparse en dos categorías:

I. Método de Equilibrio Límite:

A lo largo del tiempo se han desarrollado diferentes métodos para estudiar la estabilización de los taludes, estos métodos son generalmente usados en diseños para proyectos de excavaciones y terraplenes, debido a su rapidez, exactitud y sencillez, si son adecuadamente analizados. Para este fin los métodos de equilibrio límite consideran un área de falla fragmentada en rebanadas que interactúan entre sí, haciendo un estudio en dos dimensiones, apoyándose en la condición de deformación plana para finalmente lograr el factor de seguridad global (Da Costa, 2004). La Tabla 1, muestra los métodos de análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite frecuentemente usados.

Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes			
Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie
Bloques o cuñas	Cuñas o tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1958)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$)
Ordinario o de Fellenius (Fellenius, 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú simplificado (Janbú, 1968)	Cualquier Forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Modificado U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier Forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier Forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier Forma	Momentos y Fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier Forma	Momentos y Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, se asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier Forma	Momentos y Fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Tabla 1: Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes

Fuente: "Propuesta Metodológica para la Evaluación de Estabilización de Taludes y Terraplene en Proyectos de Carreteras," por M. Romero, 2011

II. Método de los elementos finitos:

Este método ideado por (Ray W. & Richard J., 1967), tal como lo indica (Romero Chojolan, 2011), fundamentalmente divide al suelo en unidades discretas llamada elementos finitos, los cuales se interconectan en sus nodos y bordes predefinidos. Asimismo, presenta una formulación que muestra los resultados como esfuerzos y desplazamientos en sus puntos nodales y la condición de rotura se obtiene progresivamente, de tal manera que todos los elementos fallan al mismo tiempo. Los modelos están constituidos por mallas que por lo general tienen elementos de dimensiones uniformes con anchos y alturas iguales.

A diferencia del equilibrio límite, el cual considera que el suelo tiene una conducta rígido - plástico, en elementos finitos, el suelo tiene un comportamiento elasto-plástico, en el que se pueden definir las relaciones tenso deformacionales que guían la conducta hasta llegar a la falla y en todo momento se conocen la distribución de tensiones y las deformaciones.

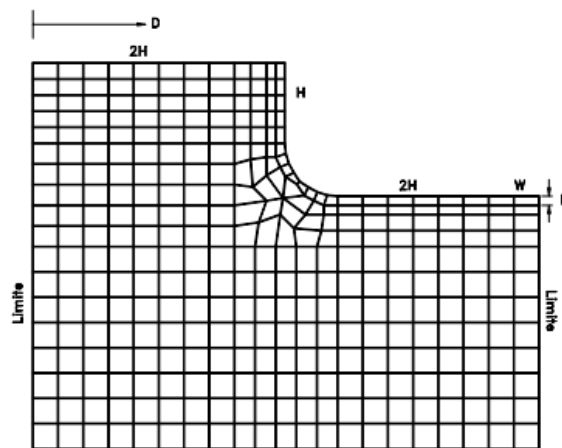


Figura N° 11: Malla típica para el análisis de un talud vertical por elementos finitos

Fuente: "Seismic response of steep natural slopes" por (Ashford & Sitar , 1994)

A continuación se muestra los métodos de análisis de estabilidad de taludes por elementos finitos frecuentemente usados:

Modelo constitutivo Mohr – Coulomb

“El modelo lineal elástico perfectamente plástico Mohr-Coulomb involucra cinco parámetros de entrada, es decir E y ν para la elasticidad del suelo; ϕ y c para la plasticidad del suelo y ψ como ángulo de dilatación. Este modelo de Mohr-Coulomb representa una aproximación de "primer orden" del comportamiento del suelo o de la roca. Es recomendable usar este modelo para un primer análisis del problema considerado. Para cada capa, se estima una rigidez promedio constante o una rigidez que aumenta linealmente con la profundidad. Debido a esta rigidez constante, los cálculos tienden a ser relativamente rápidos y se obtiene una primera estimación de las deformaciones.”

Modelo constitutivo Hardening Soil

El modelo de Hardening Soil es un modelo avanzado para la simulación del comportamiento del suelo. En cuanto al modelo de Mohr-Coulomb, los estados limitantes de tensión se describen por medio del ángulo de fricción ϕ , la cohesión, c y el ángulo de dilatación, ψ . Sin embargo, la rigidez del suelo se describe con mayor precisión al usar tres rigideces de entrada diferentes; la rigidez de carga triaxial, E_{50} , la rigidez de descarga triaxial, E_{ur} , y el edómetro cargando rigidez, E_{oed} . Como valores medios para varios tipos de suelo, $E_{ur} \approx 3 E_{50}$ y $E_{oed} \approx E_{50}$ se sugieren como ajustes por defecto. Pero tanto los suelos muy suaves como los muy rígidos tienden a dar otras proporciones de E_{oed} / E_{50} , los cuales pueden ser ingresados por el usuario. En contraste con el modelo de Mohr-Coulomb, el modelo de Hardening Soil también tiene en cuenta la dependencia de la tensión de los módulos de rigidez.

Esto significa que todas las rigideces aumentan con la presión. Por lo tanto, las tres rigideces de entrada se relacionan con una tensión de referencia, generalmente se toma 100 kPa (1 bar). Además de los parámetros del modelo mencionados anteriormente, las condiciones iniciales del suelo, como la pre-consolidación, desempeñan un papel esencial en la mayoría de los problemas de deformación del suelo. Esto se puede tener en cuenta en la generación de tensión inicial.

Factor de Seguridad

El factor de seguridad representa la condición de equilibrio, el cual cuantifica las condiciones de resistencia que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. El factor de seguridad es el coeficiente mínimo de todos los coeficientes de seguridad asociados a todas las superficies de deslizamiento posibles.

Criterios de Estabilidad Considerados

Los factores de seguridad mínimos requeridos para satisfacer las condiciones estáticas y pseudo-estáticas utilizadas en análisis de estabilidad de taludes se lista en la Tabla 2.

Descripción	Criterio
Factor de seguridad estático mínimo	1.50
Factor de seguridad pseudo-estático mínimo	1.25

Tabla 2: Criterios de Estabilidad de Taludes en términos del Factor de Seguridad

Fuente: Norma Técnica Peruana E050 Suelos y Cimentaciones

Condiciones Sísmicas de Análisis

Las condiciones de carga sísmica fueron simuladas usando un método pseudo-estático, lo cual es comúnmente usado para aplicar cargas sísmicas equivalentes en estructuras de tierra. Los análisis pseudo-estáticos conservativamente modelan los eventos sísmicos, como una aceleración constante y en una misma dirección, es decir, un pulso infinitamente largo. Además, es habitual para los ingenieros geotécnicos tomar solo una fracción de la máxima aceleración pico previsto cuando se modelan eventos sísmicos usando análisis pseudo-estáticos.

En este caso, los análisis pseudo-estáticos fueron efectuados utilizando un coeficiente sísmico de 0.27, el cual representa el 50% de la aceleración máxima del terreno (PGA, por sus siglas en inglés) del evento sísmico con un tiempo de retorno de 475 años, consistente con el criterio de Hynes y Franklin (Hynes-Griffin & Franklin, 1984)

La excavación se puede realizar con cucharas bivalvas en terrenos manejables, sin embargo, se puede necesitar máquinas perforadoras en terrenos difíciles o a grandes profundidades.

- 3) Situar en los extremos del panel, el o los tubos-junta o tubos de encofrado que mayormente son de sección circular y sirve para conseguir una buena junta de vaciado.
- 4) Al finalizar la excavación, se debe limpiar el fondo, y colocar la armadura previamente montada, bajándola con la misma máquina de excavar, o bien mediante una grúa.
- 5) La trinchera se encuentra lista para el vaciado del panel de concreto que se hará a través de un conducto (tremie) que llega hasta el fondo y que durante toda la operación debe permanecer siempre introducida en la masa de concreto. De esta forma el concreto va rellenando la excavación, desplazando al mismo tiempo el lodo que es evacuado hacia un depósito de almacenamiento y tratamiento o transferido directamente hacia otra trinchera en fase de excavación.
- 6) Extraer los tubos-junta, antes de que el concreto se endurezca completamente.

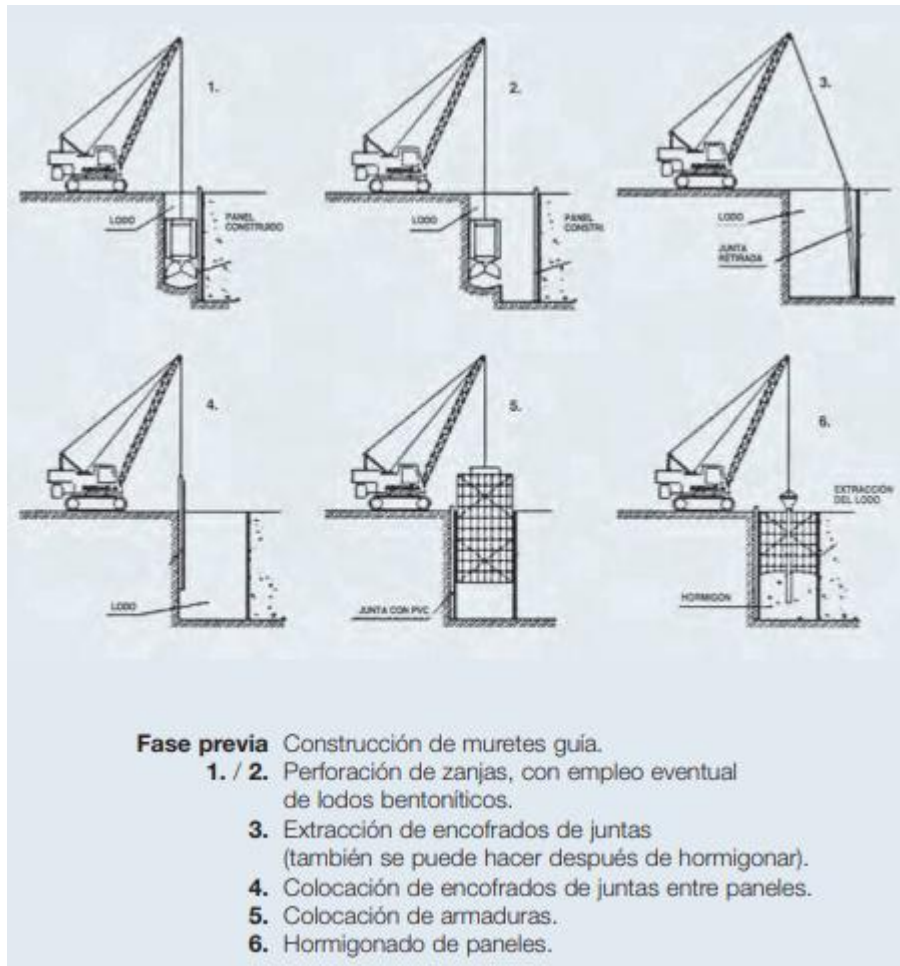


Figura N° 13: Proceso constructivo de un panel del muro diafragma

Fuente: Guía técnica de seguridad AETESS, 2009

Método constructivo de muros anclados:

La construcción de un muro anclado consiste en lo siguiente:

- 1) Movimiento de tierra o excavación
- 2) Perforación e inyección
- 3) Elaboración y lanzamiento de concreto
- 4) Tensado de anclaje

1) *Movimiento de Tierra o Excavación:*

Se inicia con el movimiento de tierra preliminar.



Figura N° 14: Movimiento de tierra para habilitar área para la perforación de anclajes

Fuente: (Geofortis, 2005)

2) *Perforación de anclajes:*

En general se aplican los siguientes métodos:

- ✓ Perforación a rotación: en el cual la tubería solamente rota y se le empuja hacia adentro del taladro para ejercer presión. Esta tubería de perforación puede ser hueca por dentro o sólida, como lo es en el caso de barrenas continuas. La tubería se utiliza cuando se implementan fluidos en la perforación, ya sea aire o agua, para lubricar y ayudar a la erosión.
- ✓ Perforación a rotopercusión: este tipo de perforación se utiliza para suelos muy duros o rocas, utilizando un martillo de fondo neumático. La tubería que se implementa es del tipo hueca en su interior para darle paso al aire que acciona el martillo de fondo. Los martillos de fondo tienen en su punta una cabeza que golpea duramente el suelo rompiéndolo y la rotación que se le ejerce a la tubería ayuda a fragmentar el material.

Al encontrarse perforados los anclajes se inicia con la inyección de estos hasta alcanzar la presión adecuada. Esta presión se aproxima a 130psi. (Geofortis, 2005)



Figura N° 15: Perforación de anclajes mediante el uso de equipo neumático

Fuente: (Geofortis, 2005)

3) *Elaboración y Lanzado de Concreto:*

La elaboración de los paños de concreto debe calcularse de tal manera que inicie 3 días después de iniciada la perforación. Esto se debe a que una vez inyectados los anclajes los mismos necesitan de 7 días para que alcancen la resistencia necesaria para ser tensados. En cambio, el concreto reforzado necesita 3 días para ser sometidos a carga sin fracturarse; es por ello que para que la operación sea fluida hay que dejar un lapso de 3 a 4 días entre una operación y otra.



Figura N° 16: Armado para recibir concreto

Fuente: (Geofortis, 2005)



Figura N° 17: Lanzado de concreto

Fuente: (Geofortis, 2005)

4) *Tensado de Anclajes:*

Una vez que la inyección de los anclajes cumple con los 7 (siete) días, puede procederse con la tensión de estos, siempre y cuando se respete el lapso de

curado el cual es de 3 días. La carga de tensión del diseño, oscila entre 20 y 40 toneladas. Una vez tensado los anclajes se procede a excavar para poder iniciar nuevamente los procedimientos para el siguiente nivel y de esta manera secuencial hasta llegar al nivel de zapata. El anclaje propuesto es activo. Este anclaje está conformado por una zona libre y zona de bulbo. A continuación, se describe el proceso de construcción de cada anclaje.

4.1 Preparación de anclajes:

- ✓ Corte de los torones según la longitud de diseño de cada anclaje + 1.0 metros para tensado.
- ✓ Como segunda protección contra la corrosión, se colocará de poliducto de ½" en cada uno de los torones en la zona de longitud libre.
- ✓ Tubería para inyección.
- ✓ Tubería PVC 2.5" para la longitud libre.
- ✓ Tubería corrugada de 3" para longitud de bulbo.
- ✓ Separadores y centralizadores

4.2 Anclajes:

- ✓ Perforación a rotación o rotopercusión en 4.5" de diámetro.
- ✓ Equipamiento de la perforación con el anclaje.
- ✓ Inyección.
- ✓ Preparación de mezcla con relación de agua cemento de 1:1.
- ✓ Inyección del obturador de la zona de bulbo hasta alcanzar 12 bar de presión.

4.3 Tensado:

- ✓ Colocación de placa
- ✓ Colocación de cabeza de anclaje y cuñas
- ✓ Tensado de anclajes.
- ✓ Se deberá tensar y en cada escala de tensado se calculará la deformación del anclaje. CA es la carga para alinear el gato y estirar los cables. CD es la carga de diseño del anclaje.

- “CA”
- 0.25 “CD”
- 0.50 “CD”
- 0.75 “CD”
- 1.00 “CD”

Por último, se grafica la curva de Tensado para cada anclaje.



Figura N° 18: Tensado de anclajes

Fuente: (Geofortis, 2005)

2.3.5 Software de diseño:

Plaxis:

El programa Plaxis 2D aplica el método de los Elementos finitos, teniendo como finalidad analizar estabilidades y deformaciones de problemas geotécnicos, graficando una sección para luego discretizar una malla de elementos finitos, establecer las condiciones iniciales y realizar cálculos.

GEO5:

El programa es utilizado para esbozo de estructuras de contención, resuelve problemas geotécnicos por métodos analíticos tradicionales y elementos finitos. Además, calcula longitudes de empotramiento, fuerzas internas y momentos flectores.

SLIDE:

El programa computacional SLIDE realiza la iteración a través de varias superficies de falla para determinar la superficie con el mínimo factor de seguridad, definido como la superficie crítica.

Capítulo III: Marco metodológico

3.1. Metodología

Método

La metodología de esta tesis es no experimental. Como dice Hernandez en su libro de la metodología de la investigación: “La investigación no experimental es aquella que se realiza sin manipular deliberadamente variables. Es decir, es investigación donde no hacemos variar intencionalmente las variables independientes. Lo que hacemos en la investigación no experimental es observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos” (Hernández, 2014)

Paradigma:

Esta investigación se basa en el paradigma positivista, el cual busca un conocimiento sistemático, comprobable y comparable, medible y replicable, además afirma que solo son objeto de estudio los fenómenos observables. (Martinez Godinez, 2013)

Enfoque:

El enfoque de esta tesis es cuantitativo. Consiste en analizar objetivamente la realidad, usando la recolección de datos, con la finalidad de analizar la certeza de la hipótesis planteada en base a la teoría previamente revisada. (Hernández, 2014)

3.2. Variables

Para obras de contención, las variables básicas de diseño son la altura, la longitud de empotramiento, junto con las características de resistencia y rigidez del elemento estructural y de los eventuales anclajes. En ese sentido daremos a conocer las variables a tomar en cuenta:

3.2.1 Dependientes

- Empotramiento (E): Es un tipo de unión entre un cuerpo resistente y un cuerpo al cuál se le impedirá la posibilidad de movimiento.
- Espesor (e): Es el grosor o ancho de un elemento.

Ambas variables se muestran en la Figura N° 19.

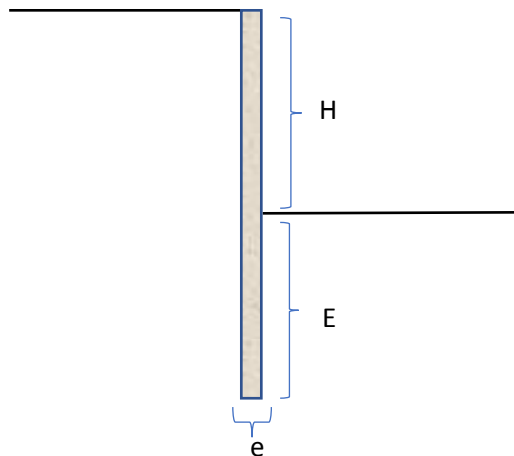


Figura N° 19: Esquema de empotramiento y espesor de muro

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Independientes

- Parámetros Geotécnicos:

- 1. *Angulo de Fricción:*** Es la resistencia al deslizamiento entre la fricción que hay entre las superficies de contacto de las partículas y de su densidad. Los suelos granulares, especialmente si son angulares, tienen fricciones internas altas; en cambio, los suelos finos las tienen bajas. Los valores varían de casi 0° para arcillas plásticas, hasta 45° o más, para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares. Generalmente, el ángulo ϕ para arenas es alrededor de 30°.
- 2. *Cohesión:*** Es la atracción entre partículas. Puede variar según el tipo de suelo y el contenido de humedad. La cohesión tiene por unidad de medida kg/cm².
- 3. *Peso específico:*** Está definido como el cociente entre la densidad del suelo y la densidad del agua a una temperatura determinada. Los pesos se expresan en gramos y los volúmenes en centímetros cúbicos. Un centímetro cúbico de agua a la temperatura de 4 °C pesa 1 gramo. Se puede referir el peso unitario de una sustancia porosa a su estado como seca saturada, parcialmente saturada e inmersa. (Medina Davila, Barra Rivera, & Guzmán Meza, 2008).

3.3. Población y muestra

3.3.1 Población:

Nuestra área de estudio es parte del proyecto de Línea Amarilla, esta sería nuestra población (Véase Figura N°20)



Figura N° 20: Proyecto Línea Amarilla
Fuente: Elaboración propia – Google Earth, 2019

3.3.2 Muestra

Nuestra muestra será el Peaje 1 del Proyecto Línea Amarilla (Véase Figura N°21), se contempla la construcción de un sistema de contención a base de muros diafragma. Los muros tienen una longitud aproximada de 513ml y altura libre máxima de 7.00m.



Figura N° 21: Peaje 1 – Proyecto Línea Amarilla
Fuente: Elaboración propia – Google Earth, 2019

3.4. Unidad de análisis

Para la presente investigación, la unidad de análisis serán los sistemas de sostenimiento (muros diafragma y muros anclados).

A cada sistema de sostenimiento se le propondrá un diseño, para poder compararlos entre sí, y poder saber cuál es el más adecuado para la zona con relleno no controlado.

3.5. Instrumentos y técnicas

3.5.1 Instrumentos:

Para la recolección de datos de esta investigación, utilizaremos los informes de los estudios de suelos y geotécnicos; tales como:

- Excavación de Calicatas
- Análisis Granulométrico por Tamizado
- Contenido de Humedad
- Límite Líquido
- Límite Plástico
- Índice Plástico
- Compactación Proctor Modificado
- CBR
- Clasificación de Suelos por el Método SUCS y AASHTO
- Ensayo de Refracción Sísmica
- Ensayo Medición de Ondas de Superficie en Arreglos Multicanales – MASW

A partir de estos ensayos se puede obtener las propiedades físicas y mecánicas del terreno natural y la estructura de la sub-rasante sobre la cual se apoyará el pavimento, tal y como se muestra en la tabla N°4.

ITEM	ENSAYO	PROPOSITO
1	Análisis Granulométrico por tamizado	Determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo
2	Contenido de Humedad	Indica la cantidad de agua que la muestra contiene
3	Limite Líquido	Hallar el contenido de agua entre los estados Líquido y Plástico
4	Limite Plástico	Hallar el contenido de agua entre los estados Plásticos y Semi Sólido
5	Índice Plástico	Hallar el contenido de agua por encima del cual, el suelo está en un estado plástico
6	Compactación Proctor Modificado	Determinar un óptimo contenido de humedad
7	CBR	Determinar la capacidad de carga. Permite inferir el módulo resiliente.
8	Clasificación de suelos por el método SUCS y AASHTO	Clasificar los suelos
9	Ensayo de refracción sísmica	- Determinar los perfiles sísmicos del suelo en función de sus características dinámicas. - Determinar los parámetros de deformación dinámica de los suelos.
10	Ensayo medición de ondas de superficie en arreglos multicanales – masw	- Determinar los perfiles estratigráficos del suelo en función a las velocidades de ondas de corte Vs. - Determinar los parámetros de deformación dinámica de los suelos como es el módulo de corte G), módulo elástico dinámico (E).

Tabla 3: Propósito de los ensayos de suelos

Fuente: Elaboración propia

3.5.2 Técnicas:

Esta investigación tiene como objetivo poder comparar dos modelos de diseño para muros diafragma y muros pilote, para el uso en zonas con relleno no controlado.

Se utilizará para nuestra investigación el análisis documental, el cuál es como una investigación técnica que plasman la información de forma sistemática y comprensible. (Dulzaides Iglesias & Molina Gomez, 2004). Además, se aplicará la técnica del Análisis comparativo para el estudio del modelamiento de las propuestas de diseño.

Capítulo IV: Procedimientos y Método de Análisis

4.1. Procedimientos

4.1.1 Muro empotrado

- En base a la exploración de suelos, a las calicatas efectuadas y a los resultados de los ensayos de laboratorio, se obtuvo el siguiente perfil estratigráfico:

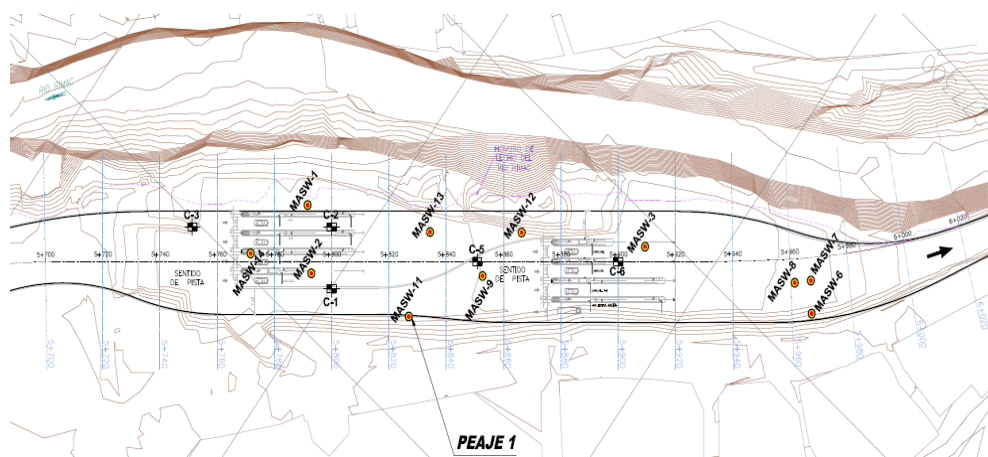


Figura N° 22: Perfil Estratigráfico - Planta Perfil Longitudinal
Fuente: Sotelo & Asociados

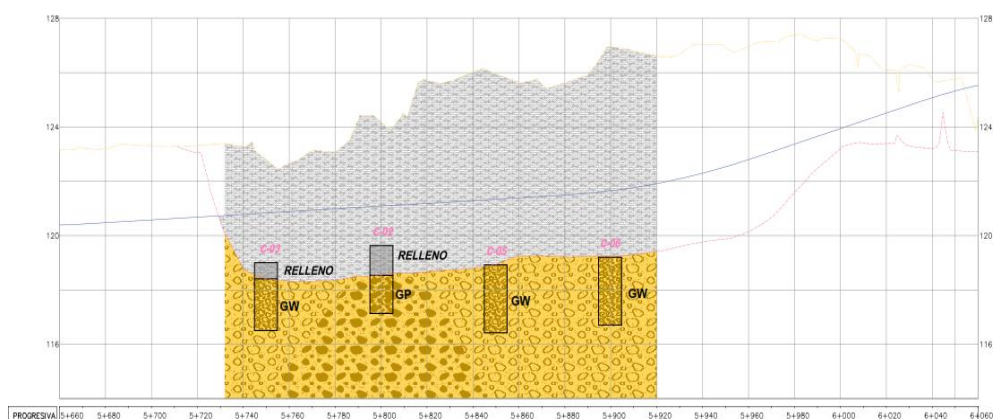


Figura N° 23: Perfil Estratigráfico - Longitudinal
Fuente: Sotelo & Asociados

Cálculo del empotramiento:

- Considerando la geometría del terreno se propone el diseño de dos tipos de muro, ya que existen dos profundidades de excavación diferentes, una de 5m (la cual será llamada muro A) y otra de 7m (La cual será llamada muro B)

Para el muro A:

El muro A se diseñó para el tramo PK 0+328.3 – PK 0+512.34, teniendo en cuenta las siguientes profundidades de los estratos según el informe geotécnico.

- ✓ Material de relleno no controlado: 0.00m a -5.00m.
- ✓ Grava medianamente compacta: -5.00m a -20.00m

Para el muro B:

El muro B se diseñó para el tramo PK 0+000 – PK 0+321.9, teniendo en cuenta las siguientes profundidades de los estratos según el informe geotécnico.

- ✓ Material de relleno no controlado: 0.00m a -7.00m.
- ✓ Grava medianamente compacta: -7.00m a -20.00m.

- Asimismo, con base en la información geotécnica obtenida se generará el modelo geotécnico para el muro pantalla tipo diafragma. Se adoptará los siguientes parámetros para el modelamiento:

Material	Descripción	Ángulo de Fricción (°)	Peso específico (γ) (tn/m ³)	Cohesión (tn/m ²)	E (kn/m ²)
1	Material de relleno no controlado	3	1.2	1.5	20,000
2	Grava medianamente compacta	38	1.8	1.8	200,000

Tabla 4: Parámetros a utilizar para el modelamiento de muros

Fuente: Reporte de estudio de suelos

- Para las sobrecargas del diseño nos basaremos en los datos consignados dentro de los informes geotécnicos, tales como:

- Para la carga muerta (CM) se considera el peso de las edificaciones existentes cercanas al alineamiento del muro pantalla, en la zona no se presenta edificaciones mayores a 3 pisos, por este motivo se considera una carga muerta de 5.0 Tn/m²
- Para la carga viva (CV) se considera el tránsito de vehículos 1.2 Tn/m²

Tanto para la carga viva como para la carga muerta se considera una distancia “d” al alineamiento de los muros, esta distancia será variable en el desarrollo longitudinal del sistema de contención, se considera como promedio 6.0m.

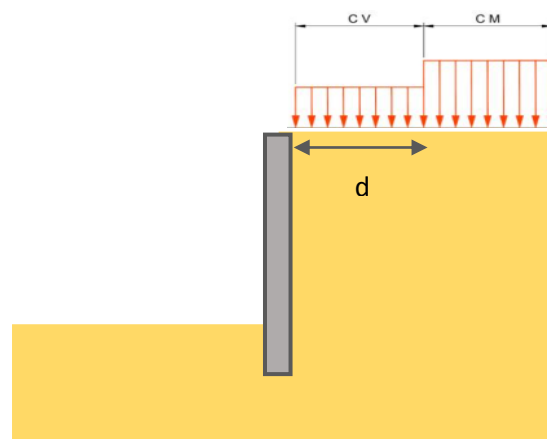


Figura N° 24: Esquema de cargas

Fuente: Elaboración propia

- Los resultados obtenidos tales como el empotramiento, la fuerza cortante y el momento se darán a conocer en el capítulo 5.

Cálculo del espesor:

- En el programa PLAXIS 2D, se plasmó la geometría del terreno obtenida en el programa GEO 5, siendo los siguientes:

Para el Muro A :

Punto	Descripción	Coordenada
0	GEOMETRIA DEL SUELO	(0,0)
1		(0,20)
2		(22,20)
3		(22,0)
4		(0,18)
5		(10,18)
6		(0,16)
7		(10,16)
8		(0,15)
9		(22,15)
10	PLATEA	(10,20)
11		(10,9.5)
12		(10,15)
10	CARGAS	(10,20)
13		(16,20)
2		(22,20)

Tabla 5: Coordenadas de la geometría del muro A y sus cargas

Fuente: Elaboración propia - GEO 5

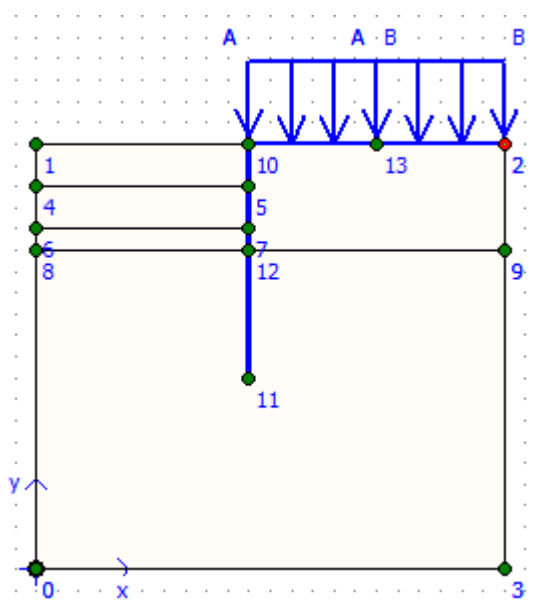


Figura N° 25: Esquema de la geometría del muro A y sus cargas

Fuente: Elaboración propia - GEO 5

Para el muro B:

Punto	Descripción	Coordenada
0	GEOMETRIA DEL SUELO	(0,0)
1		(0,20)
2		(22,20)
3		(22,0)
4		(0,18)
5		(10,18)
6		(0,16)
7		(10,16)
8		(0, 14)
9		(10,14)
10		(0,13)
11		(22,13)
12	PLATEA	(10,20)
13		(10,9.5)
14		(10,13)
12	CARGAS	(10,20)
15		(16,20)
2		(22,20)

Tabla 6: Coordenadas de la geometría del muro B y sus cargas

Fuente: Elaboración propia – GEO5

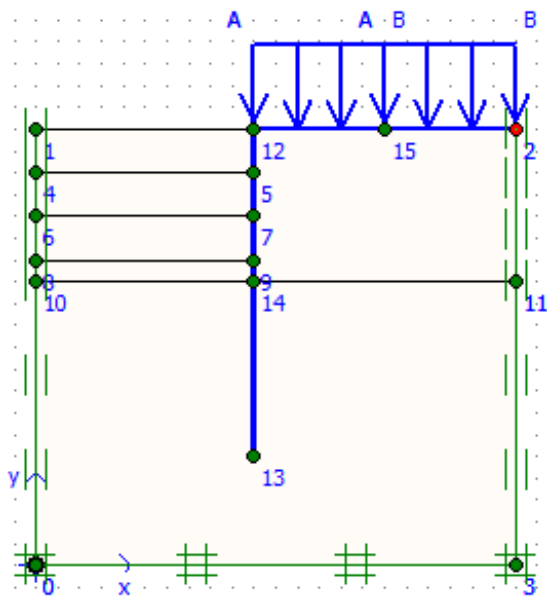


Figura N° 26: Esquema de la geometría del muro B y sus cargas

Fuente: Elaboración propia – GEO5

- Se le asignaron propiedades al suelo según tabla N°4 e igualmente a la platea (muro) según la siguiente tabla:

E (KN/m2)	base (b)	peralte (h)	area (m2)	inercia (m3)	EA	EI
27,458,620	1.00	0.40	0.40	0.005	10,983,448.0000	146,445.9733
27,458,620	1.00	0.50	0.50	0.010	13,729,310.0000	286,027.2917
27,458,620	1.00	0.60	0.60	0.018	16,475,172.0000	494,255.1600
27,458,620	1.00	0.70	0.70	0.029	19,221,034.0000	784,858.8883
27,458,620	1.00	0.80	0.80	0.043	21,966,896.0000	1,171,567.7867
27,458,620	1.00	0.90	0.90	0.061	24,712,758.0000	1,668,111.1650
27,458,620	1.00	1.00	1.00	0.083	27,458,620.0000	2,288,218.3333

Tabla 7: Parámetros de los muros

Fuente: Propia

- Asimismo, como se muestra en la tabla anterior existen diferentes valores para el EA y EI, estos dependen del espesor (peralte) asignado al muro.
- Cabe indicar que al momento de insertar los parámetros, se debe asignar, el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb en “Modelo del Material”

4.1.2 Muro anclado

- Se plasmó la geometría del terreno en el programa Slide 5.0 tomando en cuenta los siguientes datos:

Para el Muro A:

Punto	Coordenada
0	(0,0)
1	(0,15)
2	(10,15)
3	(10,20)
4	(16,20)
5	(22,20)
6	(22,0)
7	(0,0)

Tabla 8:Coordenadas de la geometría para el muro A

Fuente: Elaboración propia - SLIDE

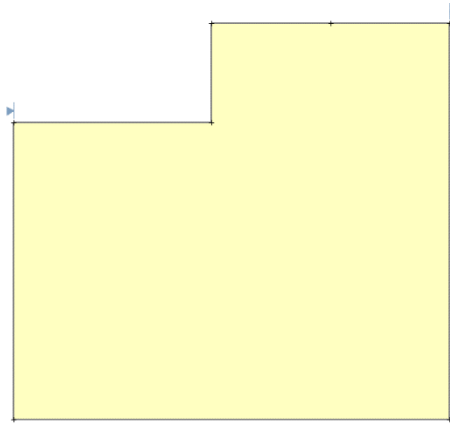


Figura N° 27: Esquema de la geometría del terreno para el muro A

Fuente: Elaboración propia – Slide

Para el muro B:

Punto	Coordenada
0	(0,0)
1	(0,13)
2	(10,13)
3	(10,20)
4	(16,20)
5	(22,20)
6	(22,0)
7	(0,0)

Tabla 9: Coordenadas de la geometría para el muro B

Fuente: Elaboración propia - SLIDE

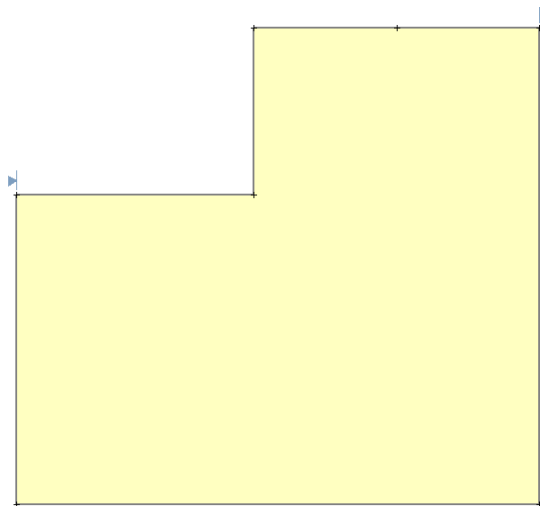


Figura N° 28: Esquema de la geometría del muro B

Fuente: Elaboración propia – Slide

- Definir las propiedades de los materiales según datos de la tabla N° 4.

- Asignar las cargas vivas y muertas sobre el terreno consideradas en párrafos anteriores.
- Configurar el método constitutivo a usar, para este caso Morgenstern-Price.
- Definir las propiedades del anclaje.
- Colocar anclajes, dependiendo de la profundidad.

Muro A (2 Anclajes)

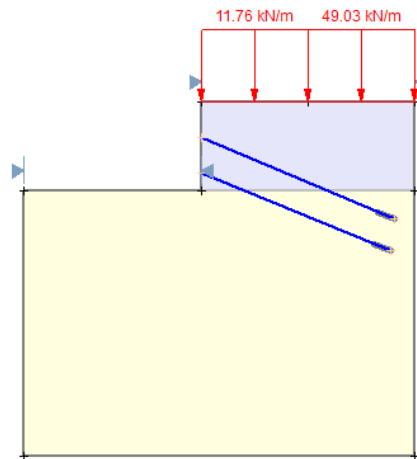


Figura N° 29: Muro A con 2 anclajes

Fuente: Elaboración Propia - SLIDE

Muro B (3 Anclajes)

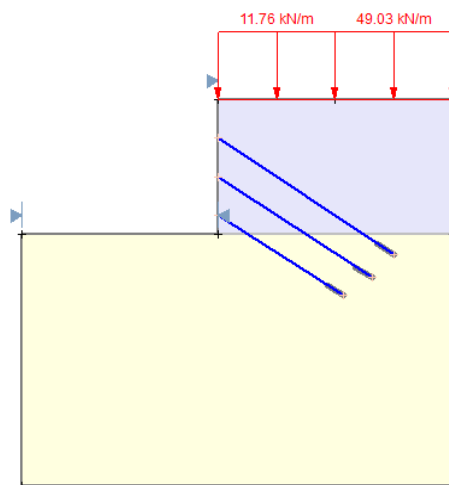


Figura N° 30: Muro B con 3 anclajes

Fuente: Elaboración Propia - SLIDE

- Analizamos el sistema con anclajes a fin de obtener un factor de seguridad mayor de 1.5.
- Analizamos con una carga sísmica, según la zona a analizar.
- Calculamos el factor de seguridad con carga sísmica.
- Obtuvimos la capacidad de carga del bulbo.
- Calculamos la longitud del bulbo, utilizando las siguientes fórmulas:

$$P = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_{ult}$$

P : Capacidad de Carga del bulbo
 τ_{ult} : Resistencia cortante lateral ultima del terreno
 D : Diámetro efectivo del bulbo
 L : Longitud del bulbo

$$T_{MAX} \leq \frac{\pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_{ult}}{F.S}$$

$F.S.$: Factor de seguridad local
 T_{MAX} : Fuerza de tensión máxima o Carga actuante del anclaje
 D : Diámetro efectivo del bulbo
 L : Longitud del bulbo
 τ_{ult} : Resistencia cortante lateral ultima del terreno

- Además, identificamos el valor del factor de seguridad; según lo siguiente:

$F.S \geq 1.50$	En obras provisionales
$F.S \geq 1.75$	En obras permanentes

Al ser una obra permanente; el Factor de seguridad será:

$$F.S \geq 1.75$$

- Para hallar la resistencia de corte (τ_{ult}), utilizaremos la propuesta de Habib para suelos de arena y grava y consideraremos 50 golpes.

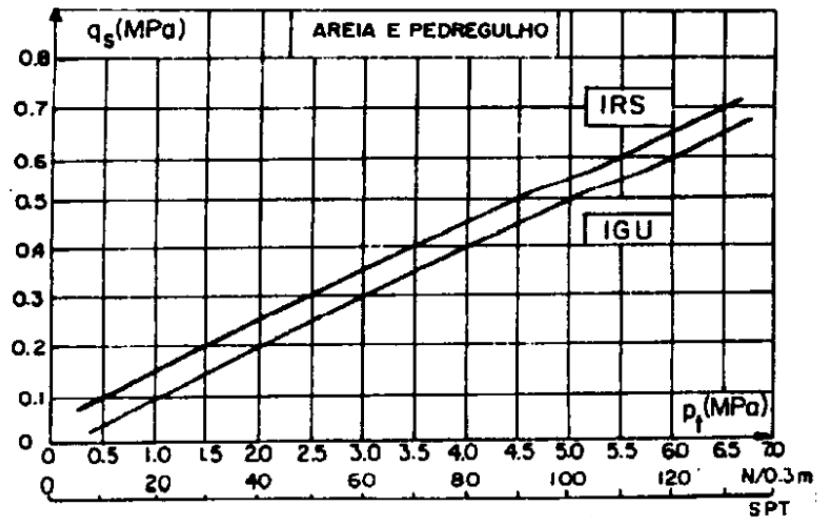


Figura N° 31: Adherencia para arenas y gravas

Fuente: (Habib, 1989)

- Una vez hallado la longitud del bulbo, se toma el valor de la longitud total del SLIDE 5.0 y se halla la longitud libre del anclaje haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$\text{Longitud Total} - \text{Longitud del Bulbo} = \text{Longitud Libre}$$

4.2. Método de análisis

De los resultados obtenidos se analizaron de la siguiente forma:

- Para los muros empotrados, se varió los espesores de los muros A y B con el fin de poder hallar a partir de qué espesor los muros no colapsan.
- Para el diseño de muros anclados, se varió la capacidad del bulbo de los anclajes para los muros A y B con el fin de poder hallar las longitudes y llegar al factor de seguridad requerido por la norma.

Capítulo V: Resultados

5.1. Muros Diafragma

5.1.1 Empotramiento:

Habiéndose analizado con el programa GEO5, se obtiene los siguientes resultados para el Muro A.

DESCRIPCION	LONGITUD DE EXCAVACION (m)	EMPOTRAMIENTO (m)	LONGITUD DEL MURO (m)	MOMENTO FLECTOR (KNm/m)	FUERZA CORTANTE (KN/m)
MURO A	5.00	5.48	10.48	584.00	503.09

Tabla 10: Resultados obtenidos con Geo5 para el muro A

Fuente: Elaboración Propia

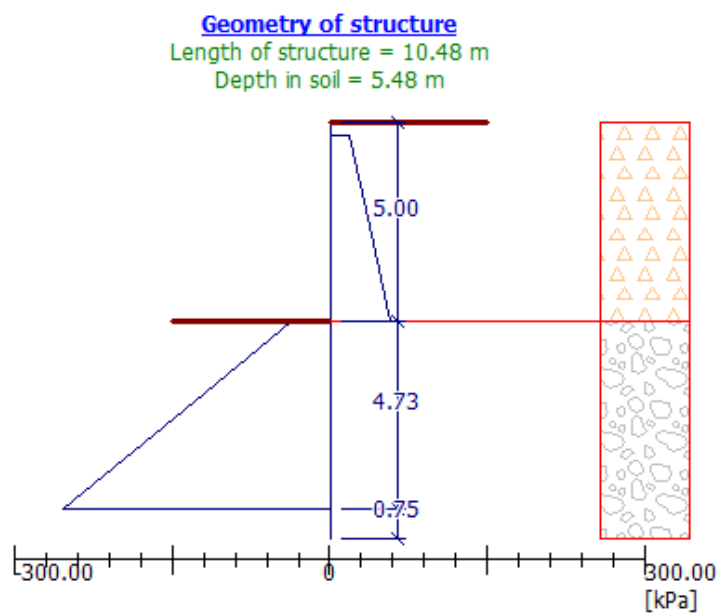


Figura N° 32: Geometría de la estructura del muro A

Fuente: Elaboración propia – GEO5

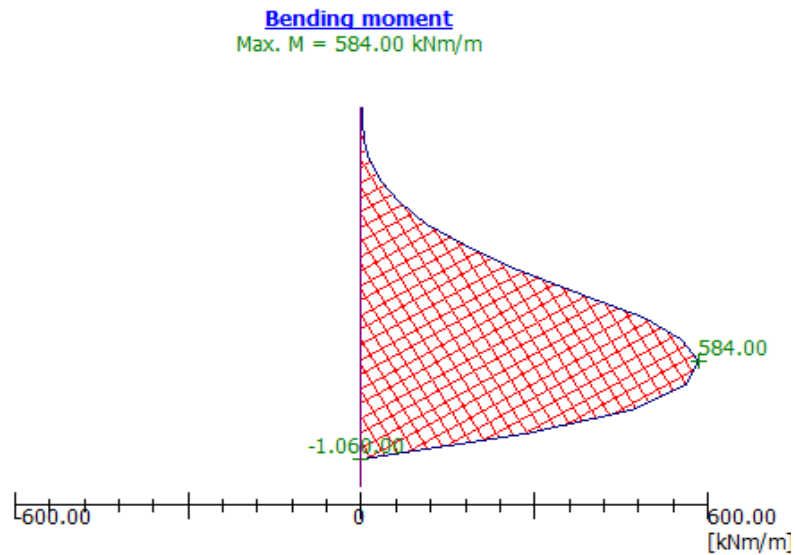


Figura N° 33: Diagrama de Momentos del muro A

Fuente: Elaboración propia – GEO5

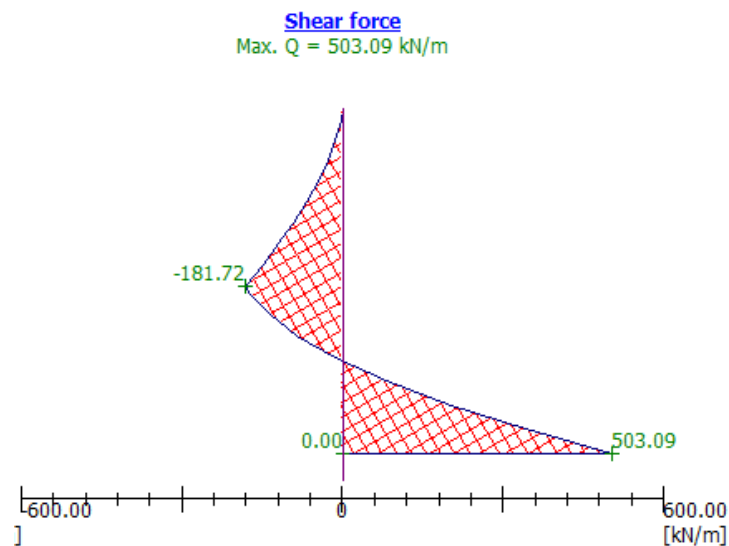


Figura N° 34: Diagrama de Fuerzas Cortantes del muro A

Fuente: Elaboración propia – GEO5

Tal como se muestra en la Figura N°32, para que se obtenga un Factor de seguridad adecuado ($F.S = 1.5$) el muro A necesita un empotramiento de 5.48 m, cuyo momento flector máximo es de 584.00 kNm/m y fuerza cortante máxima es de 503.09 kN/m, las mismas que se muestran en las figuras N° 33 y 34.

Asimismo, se obtiene los siguientes resultados para el Muro B.

DESCRIPCION	LONGITUD DE EXCAVACION (m)	EMPOTRAMIENTO (m)	LONGITUD DEL MURO (m)	MOMENTO FLECTOR (KNm/m)	FUERZA CORTANTE (KN/m)
MURO B	7.00	7.55	14.55	1,399.10	890.75

Tabla 11: Resultados obtenidos en Geo5 para el muro B

Fuente: Elaboración Propia

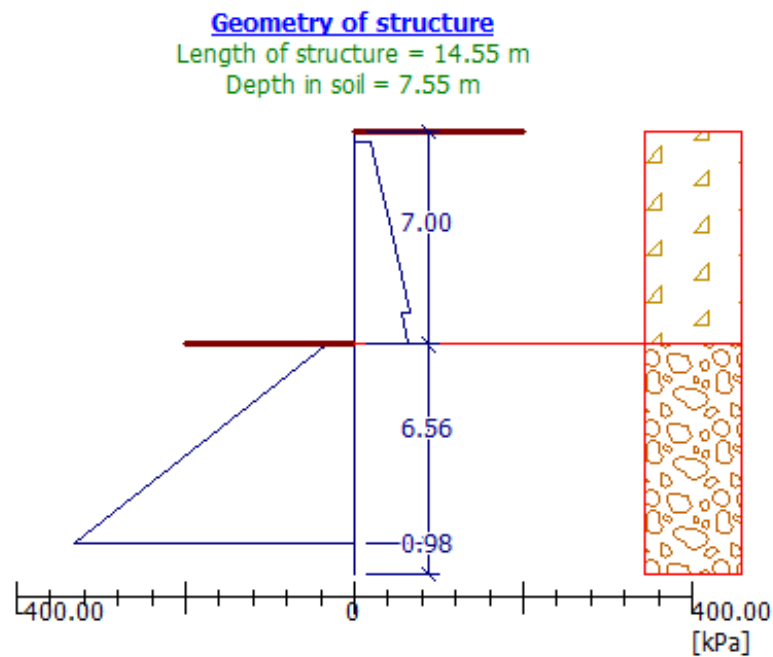


Figura N° 35: Geometría de la estructura del muro B

Fuente: Elaboración propia – GEO5

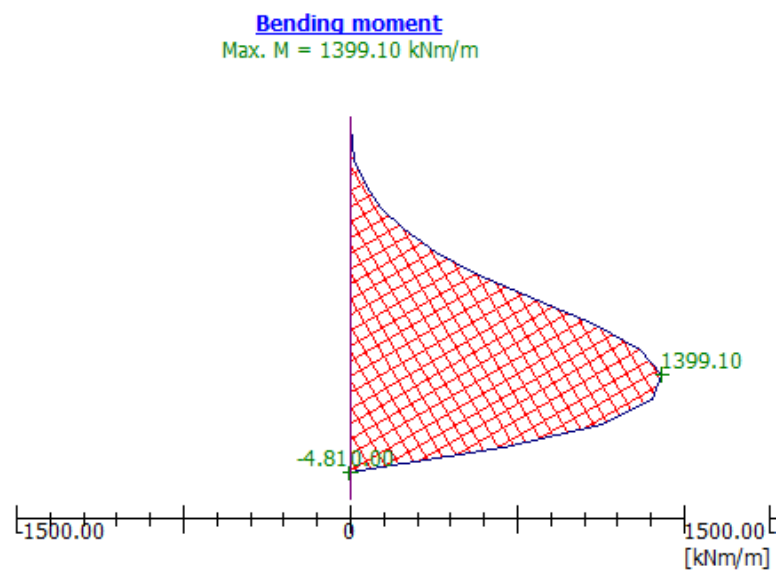


Figura N° 36: Diagrama de Momentos del muro B

Fuente: Elaboración propia – GEO5

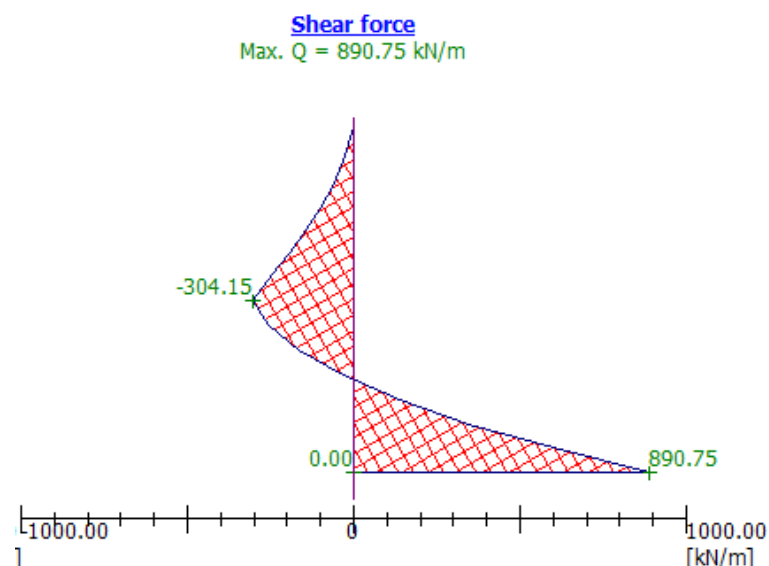


Figura N° 37: Diagrama de fuerzas cortantes del muro B

Fuente: Elaboración propia – GEO5

Tal como se muestra en la Figura N°35, para que se obtenga un Factor de seguridad adecuado ($F.S = 1.5$) el muro A necesita un empotramiento de 7.55 m, cuyo momento flector máximo es de 1,399.10 KNm/m y fuerza cortante máxima es de 890.75 KN/m, las mismas que se muestran en las figuras N° 36 y 37.

5.1.2 Espesor:

Con el uso del programa PLAXIS 2D, se obtuvo los siguientes resultados:

➤ Muro A:

ESPESOR (m)	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (mm)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL (mm)	DESPLAZAMIENTO TOTAL (mm)	OBSERVACIÓN
0.50	-6.27	-0.69	6.30	NO COLAPSA
0.60	-4.98	-0.71	5.02	NO COLAPSA
0.70	-4.17	-0.73	4.21	NO COLAPSA
0.80	-3.54	-0.75	3.57	NO COLAPSA
0.90	-3.12	-0.76	3.15	NO COLAPSA
1.00	-2.84	-0.76	2.86	NO COLAPSA

Tabla 12: Resultados para el muro A en PLAXIS 2D

Fuente: Elaboración propia

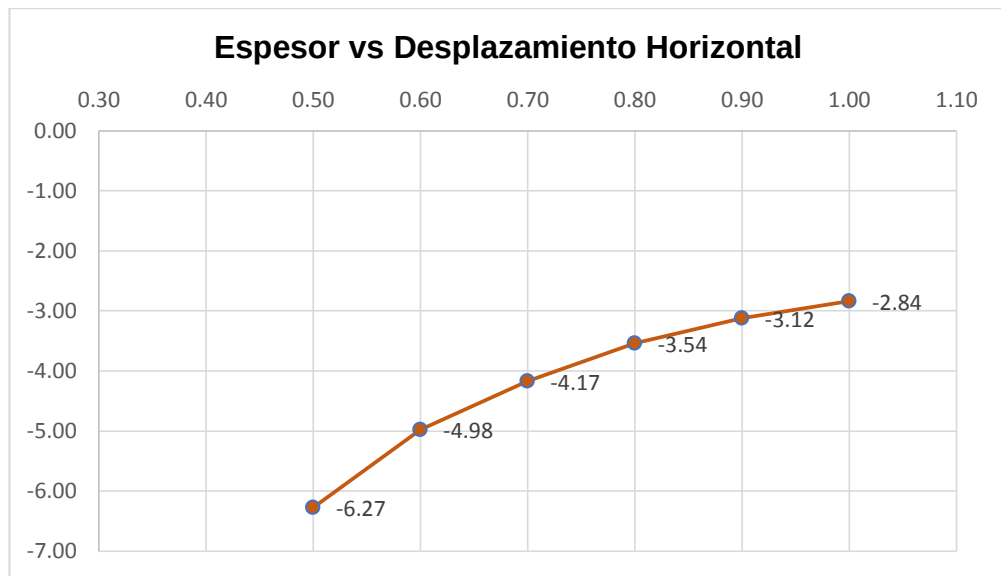


Gráfico N° 1: Desplazamiento horizontal para el muro A

Fuente: Elaboración Propia

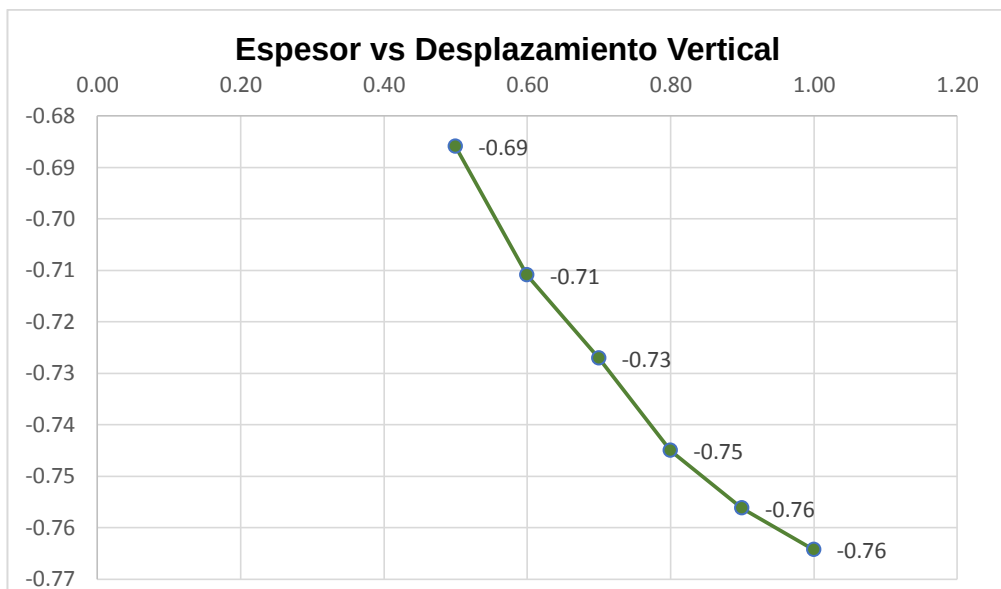


Gráfico N° 2: Desplazamiento vertical para el muro A

Fuente: Elaboración Propia

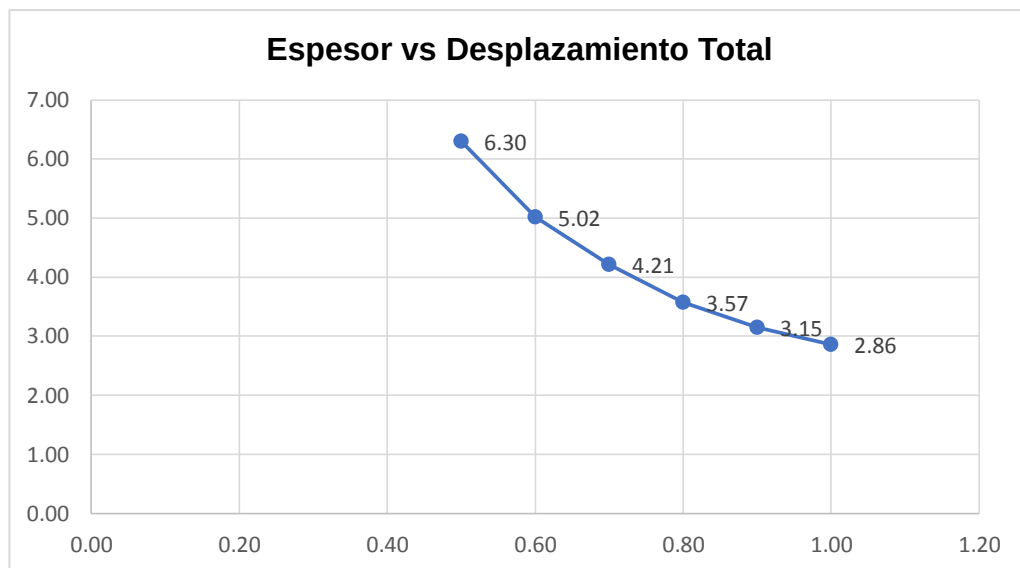


Gráfico N° 3: Desplazamiento total para el muro A

Fuente: Elaboración Propia

- Como se observa en los gráficos N° 1, 2 y 3 para el muro A, cuya altura de excavación es 5 m, se tiene que a partir de los 0.50 m de espesor, el muro no colapsa.

De los resultados anteriores, se puede observar que el desplazamiento máximo, luego de la excavación, en la parte superior de los muros pantallas es inferior a 7.00mm. Lo cual se considera como tope para evitar problemas de subsidencias en las edificaciones colindantes, estos desplazamientos deberán ser medidos durante la construcción.

Por lo expuesto, se concluye que el espesor (a partir de 0.50 m) y la profundidad de empotramiento de las pantallas cumplen los requisitos mínimos de seguridad.

➤ Muro B

ESPESOR	DEFORMACION HORIZONTAL (mm)	DEFORMACION VERTICAL (mm)	DEFORMACION TOTAL (mm)	OBSERVACION
0.50	-24.81	-2.62	24.95	COLAPSA
0.60	-32.64	-2.25	32.71	COLAPSA
0.70	-21.85	-2.23	21.97	COLAPSA
0.80	-16.97	-2.13	17.10	NO COLAPSA
0.90	-12.60	-2.12	12.77	NO COLAPSA
1.00	-9.77	-2.12	10.00	NO COLAPSA

Tabla 13: Resultados para el muro B en PLAXIS 2D

Fuente: Elaboración Propia

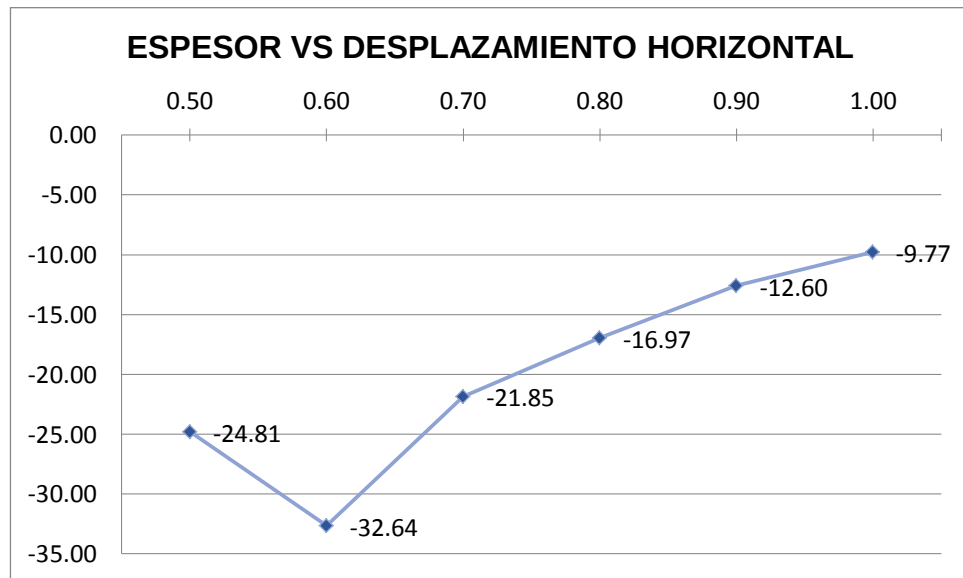


Gráfico N° 4: Desplazamiento horizontal para el muro B

Fuente: Elaboración Propia

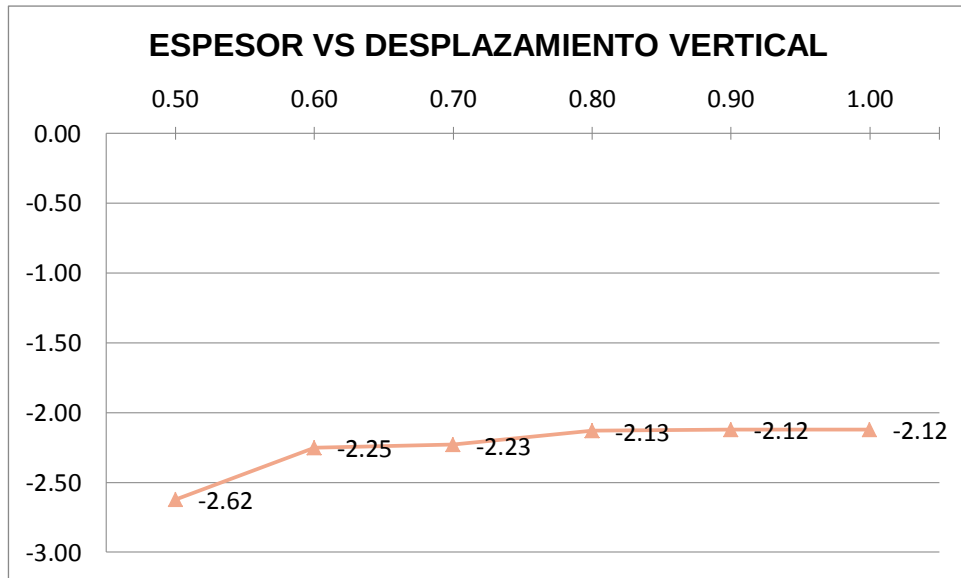


Gráfico N° 5: Desplazamiento Vertical del muro B

Fuente: Elaboración Propia

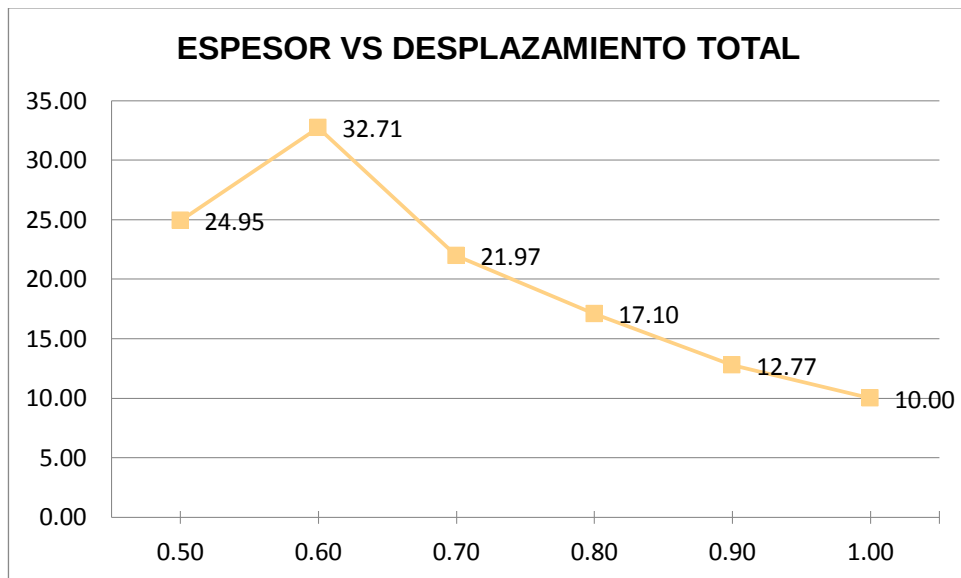


Gráfico N° 6: Desplazamiento total del muro B

Fuente: Elaboración Propia

- Como se observa en los gráficos N° 4, 5 y 6 para el muro B, cuya altura de excavación es 7 m, se tiene que a partir de los 0.80 m de espesor, el muro no colapsa.

De los resultados anteriores, se puede observar que el desplazamiento máximo, luego de la excavación, en la parte superior de los muros pantallas es inferior a 25.00mm. Lo cual se considera como tope para evitar problemas de subsidencias en las edificaciones colindantes, estos desplazamientos deberán ser medidos durante la construcción.

Por lo expuesto, se concluye que el espesor (a partir de 0.80 m) y la profundidad de empotramiento de las pantallas cumplen los requisitos mínimos de seguridad.

5.2. Muros anclados:

5.2.1 Resultados del Análisis de Estabilidad:

Los análisis de estabilidad realizados proporcionaron valores de factor de seguridad mayores a los factores de seguridad mínimos recomendados (indicados en el criterio de diseño, listados en la Tabla N° 2), tanto para el análisis de estabilidad estáticos y pseudo-estáticos.

Los resultados del análisis de estabilidad para ambas condiciones de análisis (estáticos y pseudo-estáticos), se presentan en las siguientes tablas.

➤ *Análisis Estático*

✓ *Muro A:*

Fuerza del bulbo	Factor de seguridad	Condición de estabilidad
50 KN	1.076	No cumple
60 KN	1.185	No cumple
70 KN	1.311	No cumple
75 KN	1.393	No cumple
80 KN	1.409	No cumple
85 kn	1.529	Si Cumple

Tabla 14: Tabla de condición de estabilidad (estático) respecto a la Fuerza del bulbo y el factor de seguridad del Muro A

Fuente: Elaboración Propia – Slide v. 5.0

✓ Muro B:

Fuerza del bulbo	Factor de seguridad	Condición de estabilidad
50 KN	0.649	No cumple
80 KN	0.757	No cumple
100 KN	0.840	No cumple
120 KN	0.936	No cumple
180 KN	1.409	No cumple
190 kn	1.515	Si Cumple

Tabla 15: Tabla de condición de estabilidad (estático) respecto a la Fuerza del bulbo y el factor de seguridad del Muro B.

Fuente: Elaboración Propia – Slide v. 5.0

De las tablas 14 y 15 se tiene que para el análisis estático la capacidad del bulbo de los anclajes del Muro A y del Muro B es de 85 KN y 190 KN respectivamente.

➤ **Análisis Pseudo - Estático**

✓ Muro A:

Fuerza del bulbo	Factor de seguridad	Condición de estabilidad
85 KN	1.010	No cumple
87 KN	1.037	No cumple
90 KN	1.049	No cumple
95 KN	1.181	No cumple
110 KN	1.305	Si cumple

Tabla 16 :Tabla de condición de estabilidad (pseudo - estático) respecto a la Fuerza del bulbo y el factor de seguridad del Muro A.

Fuente: Elaboración Propia – Slide v. 5.0

✓ Muro B:

Fuerza del bulbo	Factor de seguridad	Condición de estabilidad
190 KN	1.170	No cumple
200 KN	1.275	Si Cumple

Tabla 17: Tabla de condición de estabilidad (pseudo - estático) respecto a la Fuerza del bulbo y el factor de seguridad del Muro B.

Fuente: Elaboración Propia – Slide v. 5.0

De las tablas 16 y 17 se tiene que para el análisis Pseudo - Estático la capacidad del bulbo de los anclajes del Muro A y del Muro B es de 110 KN y 200 KN respectivamente.

➤ **Longitudes de los anclajes:**

✓ **Muro A:**

Anclaje	Longitud de bulbo	Longitud Libre	Longitud Total
A1	4.5 m. (1.634 m.)	7.331 m.	11.831 m.
A2	4.5 m. (1.634 m.)	7.011 m.	11.511 m.

Tabla 18: Longitudes de los anclajes para el muro A:

Fuente: Elaboración Propia – Slide v. 5.0

✓ **Muro B:**

Anclaje	Longitud de bulbo	Longitud Libre	Longitud Total
B1	4.5 m. (2.971 m.)	6.317 m.	10.817 m.
B2	4.5 m. (2.971 m.)	4.943 m.	9.443 m.
B3	4.5 m. (2.971 m.)	3.168 m.	7.668 m.

Tabla 19: Longitudes de los anclajes para el muro B

Fuente: Elaboración Propia – Slide v. 5.0

De la tabla 18 y 19 se muestran las longitudes de los anclajes para el muro A y el muro B (longitud del bulbo, longitud libre y longitud total); la longitud del bulbo según la Norma Técnica Peruana E050 debe ser de 4.5 m como mínimo, la longitud total se halló en el programa SLIDE y teniendo en cuenta estos dos valores se calculó la longitud libre.

Capítulo VI: Conclusiones

- Para el diseño de muros a través de programas computacionales, lo más difícil es la asignación o los valores de los parámetros a usar así como elegir el modelo constitutivo para representar correctamente el comportamiento del suelo.
- De los gráficos N° 1,2 y 3 para el muro A, cuya altura de excavación es 5 m, se tiene que a partir de los 0.50 m de espesor, el muro no colapsa.
- De los gráficos N° 4, 5 y 6 para el muro B, cuya altura de excavación es 7 m, se tiene que a partir de los 0.80 m de espesor, el muro no colapsa.
- De los resultados obtenidos para los muros empotrados, se puede observar que el desplazamiento máximo, luego de la excavación, en la parte superior de los muros pantalla es inferior a 7.00 mm para el muro A y 25.00 mm para el muro B. Lo cual se considera como tope para evitar problemas de subsidencias en las edificaciones colindantes, estos desplazamientos deberán ser medidos durante la construcción.
- Los resultados para los muros anclados indican que, para este perfil de suelo las longitudes de los bulbos tanto para el muro A, como para el muro B son muy pequeñas.
- De la presente tesis, se concluye que los muros diafragma son mejores que los muros anclados debido a que se puede realizar excavaciones a mayor profundidad y además que no desestabiliza el terreno a su alrededor, minimizando los asentamientos de construcciones vecinas.

Capítulo VII: Recomendaciones

- Para poder realizar el diseño geotécnico de los muros, el estudio de mecánica de suelos deberá contener lo siguiente: perfil estratigráfico del suelo, peso específico de cada estrato identificado en el perfil estratigráfico, ángulo de fricción interna de cada estrato identificado en el perfil estratigráfico, cohesión del suelo (en caso de existir estratos de suelos cohesivos), localización del nivel de aguas freáticas y sobrecarga del terreno adyacente (este dato varía en función de las estructuras que rodean la excavación)
- Se recomienda realizar diseños para otros sistemas de sostenimiento y/o con presencia de nivel freático que no han sido desarrolladas en esta tesis, con el fin de generar un mayor campo de alternativas para proyectos que contemplen excavaciones profundas.

Referencias

- Ashford , S., & Sitar , N. (1994). *Seismic response of steep natural slopes*. California: University of California at Berkeley.
- Camargo García , C. A., & Alba Lucía , G. E. (2011). *Modelamiento de Problemas de Estructuras de Contención lateral*. Bogotá: Universidad Industrial de Santander.
- Carrillo Gil, A. (1989). Los suelos de Lima y la Cimentacion de Viviendas. *1/2 de Construcción*, 11-13.
- Colegio de ingenieros técnicos de obras públicas. (2013). *Curso de Plaxis*. Madrid: Colegio de ingenieros técnicos de obras públicas.
- Da Costa, A. (2004). *Inestabilidades por degradación superficial de taludes en suelos. Corrección mediante sistemas de refuerzo anclados*. Santander, España: Universidad de Cantabria.
- Diaz, J. S. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bogotá: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Dulzaides Iglesias, M. E., & Molina Gomez, A. M. (Abril de 2004). Fonte: ACIMED: <http://eprints.rclis.org/5013/1/analisis.pdf>
- Fine civil engineering software. (2017). *Software Geotécnico*. Fonte: Fine civil engineering software: <https://www.finesoftware.es/software-geotecnico/geo5-programas/>
- Gamarra, & Aguilar. (2009). *Nuevas fuentes sismogénicas para la Evaluación del Peligro sísmico y generación de Espectros de Peligro Uniforme en el Perú*. Lima: UNI.
- Geofortis. (28 de Enero de 2005). *Procedimiento constructivo: Muro Anclado*. Fonte: Geofortis: Soluciones geotécnicas confiables: <http://www.geofortis.co.cr/descargas/Procedimiento%20constructivo%20muro%20anclado.pdf>
- Hernández. (2014). *Metodología de la investigación. Sexta edición (Fernández Ed.)*. México: Mc Graw Hill.
- Hynes-Griffin, M., & Franklin, A. (1984). *Razionalizing the seismic coefficient method*. Mississippi: US ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION.
- Loscertales Lansac, C. (2008). *Análisis comparativo del cálculo de muros pantalla en el Diseño de Sótanos de Edificios*. Cataluña: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Martinez Godinez, V. L. (2013). Fonte: <http://www.pics.uson.mx>
- Medina Davila, P., Barra Rivera, E., & Guzmán Meza, L. (2008). *Guía de Laboratorio de Geotecnia. Guía de Laboratorio de Geotecnia*. Santiago de Chile, Chile: Universidad de Santiago de Chile.

- Morgenstern, N., & Price, V. (1965). *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*. London: The institution of Civil Engineers ENGINEERS .
- Mozó Vergara, D. E. (2012). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PANTALLA EN SUELOS*. Concepción: Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- Mozó Vergara, D. E. (2012). *Análisis y Diseño de muros pantalla en suelos arenosos*. Santiago de Chile: Universidad católica de la Santísima concepción .
- Ray W., C., & Richard J., W. (1967). Analysis of Embankment Stresses and Deformations. Em C. Ray W., & W. Richard J., *Soil Mech. and Found. Div.* (pp. 529-549). ASCE.
- Rengifo Reategui, J. J. (2015). *Muros anclados en arenas, análisis y comparación de técnicas de anclaje*. Lima: Pontificia Universidad católica del Perú.
- Romero Chojolan, M. V. (2011). *"Propuesta metodológica para la evaluación de estabilización de taludes y terraplenes en proyectos de carreteras" (Tesis maestría)*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Sabino. (2014). *El proceso de investigación*. Episteme.
- Sanhuesa Plaza, C. X. (2008). *Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Santoyo, E., & Segovia, J. (2006). *Muros milán, Manual de construcción geotécnica*. Ciudad de Mexico: Sociedad mexicana de mecánica de suelos.
- Saucedo Sulzer, M. (30 de Mayo de 2017). *Empresa: Publicaciones*. Fonte: Pilotes Terratest terra foundations: http://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/Muros_Pilotes_Obras_Viales_Mariano_Saucedo.pdf
- Saucedo, M., Raygada, L., & Matos, G. (2009). *Aspectos constructivos, consideraciones de diseño y monitoreo de muros anclados en excavaciones profundas. Caso Práctico: Edificio Cipreses Lima*. Fonte: Pilotes Terratest Perú: http://terratest.com.pe/pdf/publicaciones/Muro_Anclado_Cipreses_Mariano_Saucedo.pdf
- Soletanche Banchy SAC. (2017). *Memoria de cálculo Estabilización de excavación en relleno no controlado*. Lima: GyM.
- Weatherby, D. (1998). *Design Manual for Permanent Ground Anchor Walls*. Virginia: Federal Highway Administration. Fonte: Weatherby, D.E., (1998). "Design Manual for Permanent Ground Anchor Walls." Report FHWARD-97-130, Federal Highway Administration, McLean, Virginia.