UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis numérico del comportamiento del anclaje durante el proceso
constructivo de muros anclados en el conglomerado de Lima- Hotel

Aeropuerto

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Quinto Pacahuala, Dany Klenn (0000-0002-5749-0915)

Lucio Morillo, Yaquelyn (0000-0002-2462-7233)

ASESOR

Cárdenas Guillen, Jorge Luis (0000-0001-5420-1877)

Lima, 20 de Julio del 2020

DEDICATORIA

A nuestros padres, familia, asesor, amigos y profesores en general que influyeron y formaron parte de nuestra formación y crecimiento académico y personal.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer a nuestros padres, amigos y familia en general que siempre nos apoyan y respaldan en cada paso trazado, por el soporte en cada adversidad y la voz de aliento que nos mantiene firmes en el camino que nos trazamos, por estar con nosotros de manera incondicional y enseñarnos a luchar por nuestras metas y principios.

Asimismo, agradecer al Dr. Jorge Cárdenas, quien formó parte de nuestra formación profesional como catedrático y para luego asumir el reto de guiarnos y ayudarnos en la realización de este proyecto, a pesar de ser una persona ocupada siempre dispuso de tiempo para aclarar nuestras dudas y alentarnos a seguir adelante, además de mostrarnos el excelente ser humano que es y a la vez un gran profesional, siempre dispuesto a compartir sus conocimientos adquiridos y motivarnos a seguir explorando en nuevas problemáticas y desafíos a través de diferentes enfoques.

RESUMEN

A través de la creciente demanda en la construcción en general, se identificó la necesidad de aprovechar los espacios físicos, esto ha llevado al empleo del subsuelo como alternativas para la construcción de diferentes obras; tales como los estacionamientos.

La construcción subterránea supone riesgos de asentamientos debido a las condiciones que presentan los espacios a construir. En este sentido, el uso de muros anclados es una alternativa de construcción; este método corresponde a una técnica moderna de construcción y de fundación profunda que actúa como muro de contención y forma parte de la estructura de forma definitiva. En la presente tesis, se evaluará el comportamiento tensión-deformación del anclaje durante el proceso constructivo de los muros anclados mediante el análisis numérico a través de la técnica de elementos finitos, para tal, se utilizará herramientas computacionales disponibles en el mercado.

De acuerdo con la información analizada, el presente trabajo se compone en seis capítulos. El capítulo 1, consiste en los antecedentes, la problemática, alcance y objetivos de la tesis; el capítulo 2 explica sobre las estructuras de contención y sus propiedades; en el capítulo 3 se expone los muros anclados, la definición, sus ventajas, las solicitaciones a las que se expone y su proceso constructivo; asimismo, los anclajes: su definición, clasificación y criterios de diseño a considerar; el capítulo 4, describe los métodos de análisis utilizados; el capítulo 5, es la evaluación del caso aplicativo, Hotel Aeropuerto; y el capítulo 6 corresponde a las conclusiones y recomendaciones del trabajo realizado.

Palabras clave: Elementos finitos; Anclajes; Bulbo; Desplazamientos; Asentamientos; PLAXIS.

Numerical analysis of the behavior of the anchorage during the construction process of anchored walls in the Lima conglomerate -Hotel Aeropuerto

ABSTRACT

Through the growing demand in construction the need to take advantage of physical spaces was identified, this has led to the use of the subsoil as alternatives for the construction of different works; such is the case of the parking lots.

The underground construction poses a great risk of settlements due to the conditions that the spaces to be built presently. In this sense, the use of anchored walls is an alternative construction; this method corresponds to a modern construction technique and is a deep foundation that acts as a retaining wall and forms part of the structure in a definitive way. In this thesis, the tension-deformation behaviour of the anchor during the construction process of the anchored walls will be evaluated through the numerical analysis via the finite element technique. For such, computer tools available in the market will be used.

According to the information analysed, this work consists of six chapters where chapter 1, consists of the background, the problem, scope, and objectives of the thesis; Chapter 2 related to containment structures and their properties; chapter 3 related to the anchored walls were developed, the definition, its advantages, the solicitations to which it is exposed and its constructive process; besides, the development of the anchors: the definition, classification and design criteria that have to be considered; chapter 4 describe the analysis methods used; Chapter 5 is the evaluation of the application case Airport Hotel project; and chapter 6 corresponds to the conclusions and recommendations of the work developed.

Keywords: Finite Elements Method (FEM), Anchored wall, Anchorage, Anchor bolt, Displacement, Settlement, PLAXIS.

TABLA DE CONTENIDOS

1	CAPÍTULO I: GENERALIDADES.....	1
1.1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.2	ANTECEDENTES	1
1.3	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.4	ALCANCE DE LA TESIS	3
1.5	OBJETIVOS.....	4
1.5.1	Objetivo general	4
1.5.2	Objetivos Específicos	4
2	CAPÍTULO II: ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN DE SUELOS.....	5
2.1	GENERALIDADES	5
2.2	TIPOS DE MUROS	6
2.2.1	Muros de Gravedad	6
2.2.2	Muros de Semi-Gravedad.....	7
2.2.3	Muros en voladizo	7
2.2.4	Muro con contrafuerte	8
2.2.5	Muros de Gaviones.....	9
2.2.6	Muros de Tierra Armada o Reforzada.....	9
2.2.7	Muros Anclados.....	10
2.3	TIPOS DE FALLAS EN MUROS	10
2.3.1	Falla por Volteo o Giro Excesivo	10
2.3.2	Deslizamiento lateral del muro.....	11
2.3.3	Asentamiento de la estructura.....	11
2.4	ESFUERZOS PRESENTES.....	12
2.4.1	Efectos de la sobrecarga	12
2.4.2	Empuje Hidrostático	13
3	CAPITULO III: MUROS ANCLADOS	14
3.1	GENERALIDADES	14
3.2	MECANISMOS DE FALLA	14
3.2.1	Fallas Locales	14
3.2.2	Fallas Globales o Generalizadas.....	16

3.3	ESTIMACIÓN DE FUERZAS	18
3.3.1	Magnitud de las fuerzas que actúan sobre las estructuras	19
3.4	ANCLAJES.....	19
3.4.1	Elementos del Anclaje	20
3.4.2	Clasificación de Anclajes	22
3.4.3	Criterio de Diseño.....	24
3.5	FACTOR DE SEGURIDAD.....	28
3.6	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	29
4	CAPÍTULO IV: MÉTODOS DE ANÁLISIS	35
4.1	GENERALIDADES	35
4.2	EQUILIBRIO LIMITE.....	36
4.2.1	Método de Morgenstern-Price	38
4.2.2	Método Bi-linear o Método de Kranz	39
4.2.3	GGU	49
4.2.4	SLIDE.....	51
4.3	MÉTODOS NUMÉRICOS	52
4.3.1	Método de Elementos Finitos (FEM)	53
4.3.2	PLAXIS	54
5	CAPÍTULO V: CASO APLICATIVO.....	63
5.1	GENERALIDADES	63
5.2	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	63
5.3	PROBLEMÁTICA	64
5.4	PARÁMETROS DE DISEÑO	64
5.4.1	Delimitación de Geometría.....	64
5.4.2	Parámetros Geotécnicos	66
5.4.3	Características sísmicas	70
5.5	MODELAMIENTO COMPUTACIONAL.....	72
5.5.1	Método de Equilibrio Limite (SLIDE)	72
5.5.2	Método de Elementos Finitos (PLAXIS)	75
6	CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	99
6.1	CONCLUSIONES	99

6.2	RECOMENDACIONES	104
7	REFERENCIAS	106

ANEXOS

ANEXO A: Memoria de Cálculo

ANEXO B: Gráficos y Resultados Modelación Estática con software SLIDE

ANEXO C: Gráficos y Resultados Modelación Pseudo-Estática con software SLIDE

ANEXO D: Gráficos y Resultados Modelación con el software PLAXIS

ANEXO E: Esfuerzo de Tensión del Bulbo

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1: Valores para el coeficiente F1	27
Tabla 3-2: Consideraciones para FoS	28
Tabla 4-1: Factores Mínimos Requeridos para Taludes	51
Tabla 5-1: Parámetros utilizados en el análisis del suelo.	67
Tabla 5-2: Valores de módulo de poisson, Leoni Agosto 2012	69
Tabla 5-3: Parámetros utilizados en el análisis del suelo.	69
Tabla 5-4: Tabla de coeficiente Sísmico a utilizar en el modelado, Proyecto Hotel Aeropuerto	72
Tabla 5-5: Resumen de resultados obtenido por Slide	74
Tabla 5-6: Parámetros de rigidez de las estructuras, Elaboración Propia.....	77
Tabla 5-7: Resumen de los factores de seguridad globales obtenidos a partir de la Modelación desarrollada.....	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Clasificación de las Estructuras de contención, Sanhueza C. 2008.....	6
Figura 2-2: Muros de Gravedad de Piedra (Dr. Alberto Ordoñez C., 2004-Muros de Contención)	7
Figura 2-3: Muros de Gravedad de Concreto Ciclópeo (Dr. Alberto Ordoñez C., 2004-Muros de Contención)	7
Figura 2-4: Muros de Semi-gravedad (Principios de Ingeniería Braja Das, 2001)	7
Figura 2-5: Muro en Voladizo de perfil T (Dr. Alberto Ordoñez C., 2004-Muros de Contención)	8
Figura 2-6: Muro en Voladizo (Principios de Ingeniería Braja Das, 2001)	8
Figura 2-7: Muro en Voladizo de perfil L con base en la dirección del Empuje Pasivo (Dr. Alberto Ordoñez C., 2004-Muros de Contención)	8
Figura 2-8: Muro Contrafuerte (Ing. Rafael A. Torres B, 2008-Muros de Contención de Concreto Armado)	9
Figura 2-9: Muro Contrafuerte (Principios de Ingeniería de Cimentaciones Braja Das, 2001)	9
Figura 2-10: Muro de Gavión (Dr. Francisco Ballester Muñoz, 2002-Tipología de muros de carretera 2da Edición)	9
Figura 2-11: Muro Anclado (Principios de Ingeniería de Cimentaciones Braja Das, 2001)	10
Figura 2-12: Falla por Volteo en Muros de Contención (Rafael Ángel Torres Belandría, 2006 -Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado)	11
Figura 2-13: Falla por Volteo en Muros de Contención (Rafael Ángel Torres Belandría, 2006 -Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado)	11
Figura 2-14: Representación del cálculo de presión de tierra con sobrecarga uniformemente distribuida, (De León, 2014)	12
Figura 2-15: Representación de sobrecarga puntual para el caso de cimientos estrechos paralelos al muro (De León, 2014)	13
Figura 2-16: Presión hidrostática, David Mozo 2006	13
Figura 3-1: Falla a tensión del tendón, Jaime Suárez 2010	15
Figura 3-2: Falla de la unión bulbo-suelo, Jaime Suarez 2010	15

Figura 3-3: Falla a flexión del muro, Jaime Suarez 2010.....	15
Figura 3-4: Falla de la masa de suelo, Guillermo Figueroa y otros, 2011	16
Figura 3-5: Falla de la unión tendón – bulbo, Jaime Suarez 2010	16
Figura 3-6: Falla por rotación del talud, Jaime Suarez 2010.....	17
Figura 3-7: Falla por volcamiento del talud, Jaime Suarez 2010	17
Figura 3-8: Falla por deslizamiento del talud, Jaime Suarez 2010.....	17
Figura 3-9: Falla Progresiva; G. Figueroa, F. Rodríguez y E. Zelada en Análisis (2011)	18
Figura 3-10: Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck, Julio Suarez, Capítulo 4, Deslizamientos: Técnicas de Remediación – 2007	18
Figura 3-11: Esquema de anclaje, Manual de Anclajes, Fomento (2001).....	20
Figura 3-12: Esquema de tipos de inyecciones, Manual de Anclajes, Fomento 2001	22
Figura 3-13: Ejemplo de anclaje en estado pasivo, Luis Ortuño 2002.....	22
Figura 3-14: Anclaje en estado activo, Luis Ortuño 2002.....	23
Figura 3-15: Ejemplos de situaciones a considerar (Guía Española de anclajes, 2001) ...	26
Figura 3-16: Proceso de excavación con equipos pesados, Ruiz Ospino - 2004	29
Figura 3-17: Proceso de Perforación, Ruiz Ospino – 2004	30
Figura 3-18: Ejemplo de Tirantes Colocados, Ruiz Ospino - 2004	31
Figura 3-19: Proceso de Inyección de Lechada, Ruiz Ospino – 2004.....	31
Figura 3-20: Proceso de Colocación de Armadura de Acero, Ruiz Ospino - 2004	32
Figura 3-21: Encofrado del Muro de refuerzo, Ruiz Ospino - 2004	33
Figura 3-22: Vista Lateral de Muro después del vaciado del concreto, Ruiz Ospino - 2004	33
Figura 3-23: Proceso de Tensado del Anclaje, Ruiz Ospino – 2004	33
Figura 3-24: Vista de varios anillos construidos, Ruiz Ospino – 2004.....	34
Figura 4-1: Resumen de métodos para cálculo de estabilidad de Taludes. Fuente Propia	36
Figura 4-2: Masa de suelo deslizante divida en dovelas verticales y fuerzas interdovelas	37
Figura 4-3: Esquema estático-método de Morgenstern Price.....	38
Figura 4-4: Muro Anclado, Estabilidad del Conjunto – Método de Kranz (Fernando Muzás Labad, 2003 – Muros Pantalla).....	40
Figura 4-5: Equilibrio del Muro (Fernando Muzás Labad, 2003 – Muros Pantalla)	40
Figura 4-6: Equilibrio de cada Rebanada (Fernando Muzás Labad, 2003 – Muros Pantalla)	40

Figura 4-7: Modelo de Análisis basado en el método de KRANZ, para determinar la longitud del anclaje.....	41
Figura 4-8: Representación de la Presión Lateral en estado de reposo sobre el muro (De león, 2014).....	42
Figura 4-9: Representación de la Presión Lateral en estado activo sobre el muro, (De León 2014).....	43
Figura 4-10: Empuje de suelo en estado activo DIN 4085	44
Figura 4-11: Curvas que relacionan los coeficientes de empuje activo y pasivo según Caquot y Kerisel (Gonzales, 2001).	46
Figura 4-12: Coeficiente de Empuje Pasivo (DIN 4085).	46
Figura 4-13: Criterio de Krey para la determinación de los ángulos imaginarios $\Delta\alpha$ y $\Delta\beta$ y representación del sistema rotado por los ángulos $\Delta\alpha$ y $\Delta\beta$: (a) Para el cálculo de empuje activo y (b) Para el cálculo del empuje pasivo (Tomado de EAU, 2004).	48
Figura 4-14: Disposición para el cálculo de K_h (David Mozo, 2012)	49
Figura 4-15: Posición de los nodos y los puntos de Gauss en la malla de elementos finitos del suelo, Manual de PLAXIS, V7 - 2014.....	55
Figura 4-16: Geometría del suelo discretizado en elementos triangulares.....	56
Figura 4-17: Criterio de signos en el Software PLAXIS.....	57
Figura 5-1: Edificación Hotel Aeropuerto.....	64
Figura 5-2: vista en planta del hotel aeropuerto, (planos del proyecto original).....	65
Figura 5-3: vista longitudinal del hotel aeropuerto	65
Figura 5-4: vista transversal del eje J-J, NF. 13.30 m, proyecto Hotel Aeropuerto	66
Figura 5-5: Vista en Planta de las Líneas de Refracción Sísmica del Proyecto Hotel Aeropuerto.....	68
Figura 5-6: Espectro de Peligro Uniforme	71
Figura 5-7: Modelo geométrico inicial, fuente propia.....	72
Figura 5-8: Primer resultado de simulación estática	73
Figura 5-9: Vista de la geometría longitudinal del modelo, Elaboración Propia.	75
Figura 5-10: Modelo base de estudio, detalle de medidas, Elaboración Propia.....	76
Figura 5-11: Modelo inicial en el programa PLAXIS, Elaboración Propia.	76
Figura 5-12: Generación de malla del suelo a fino y refinamiento del bulbo, Elaboración Propia.....	78

Figura 5-13: Malla deformada de la geometría luego de realizar la primera excavación con una sobrecarga externa, Elaboración Propia.....	80
Figura 5-14: Desplazamientos totales representado por medio de sombras, correspondientes a los desplazamientos totales absolutos, Elaboración Propia.	80
Figura 5-15: Tensiones totales principales representados con cruces en los puntos de tensión, Elaboración Propia.....	81
Figura 5-16: Desplazamiento total calculado luego de activar el primer anillo, Elaboración Propia.....	81
Figura 5-17: Graficas de resumen de resultados, Elaboración Propia.....	82
Figura 5-18: Diagrama de fuerza axial del bulbo, Elaboración Propia	82
Figura 5-19: Anclaje 1 - Análisis Global de Esfuerzo del Bulbo, Fuente Propia	84
Figura 5-20: Anclaje 2 - Análisis Global de Esfuerzo del Bulbo, Fuente Propia	85
Figura 5-21: Anclaje 3 - Análisis Global de Esfuerzo del Bulbo, Fuente Propia	86
Figura 5-22: Anclaje 4 - Análisis Global de Esfuerzo del Bulbo, Fuente Propia	87
Figura 5-23: Anclaje 1 – Longitudes de Bulbo Completas, Fuente Propia.....	88
Figura 5-24: Anclaje 1 – Reducción Final de Longitud de Bulbo los Anclajes, Fuente Propia	89
Figura 5-25: Anclaje 2 – Longitudes de Bulbo Completas, Fuente Propia.....	90
Figura 5-26: Anclaje 2 – Reducción Final de Longitud de Bulbo los Anclajes, Fuente Propia	91
Figura 5-27: Anclaje 3 – Longitudes de Bulbo Completas, Fuente Propia.....	92
Figura 5-28: Reducción Final de Longitud de Bulbo los Anclajes, Fuente Propia.....	93
Figura 5-29: Anclaje 4 – Longitudes de Bulbo Completas, Fuente Propia.....	94
Figura 5-30: Anclaje 4 – Reducción Final de Longitud de Bulbo los Anclajes, Fuente Propia	95
Figura 5-31: Sección Típica y Área de Análisis de Deformaciones, Fuente Propia (PLAXIS 8.2).....	96
Figura 5-32: Deformaciones Horizontales, Fuente Propia	96
Figura 5-33: Deformaciones Verticales, Fuente Propia	97
Figura 5-34: Gráfica del factor de seguridad global del suelo, Fuente Propia (PLAXIS 8.2)	98

1 CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

En la actualidad se puede observar una creciente demanda de viviendas, edificios comerciales y construcciones en general; por ende, la necesidad de aprovechar los espacios físicos ha ido en incremento, lo cual ha llevado al empleo del subsuelo como alternativas para la construcción de distintas obras; tal es el caso de la construcción de los estacionamientos subterráneos. Sin embargo, la construcción subterránea supone gran riesgo debido a la presencia de edificaciones aledañas y a las diferentes condiciones que presentan como la presencia del nivel freático, que en determinados casos puede llegar a estar muy próximo a la superficie del terreno.

En ese sentido, el uso de muros anclados es una alternativa de construcción ante lo anteriormente mencionado; este método corresponde a una técnica moderna de construcción y consiste en una fundación profunda que actúa como muro de contención y forma parte de la estructura de forma definitiva. La construcción de muros anclados presenta importantes ventajas, como la posibilidad de alcanzar grandes profundidades para cualquier tipo de construcción, incluso ante la presencia de nivel freático próximo, ya que es una estructura flexible y presenta la propiedad de resistir los empujes del terreno mediante su deformación.

En la presente tesis se evaluará el comportamiento tensión-deformación del anclaje durante el proceso constructivo de los muros anclados mediante el análisis numérico a través de la técnica de elementos finitos. Por ello, se utilizará herramientas computacionales disponibles en el mercado.

1.2 Antecedentes

Actualmente se distingue una creciente demanda de edificaciones comerciales, familiares, multifamiliares y construcciones en general, significando esto la expansión urbana en la ciudad de Lima. En tal sentido, esta expansión derivó en la necesidad de la búsqueda de alternativas en la construcción surgiendo la utilización del subsuelo como alternativa y, por ende, al reforzamiento del mismo para su excavación mediante diferentes técnicas, como muros de pilotes y de micropilotes, muros anclados, entre otras.

En el año 1972 se usaron anclajes en la construcción de un muro de contención para la línea de ferrocarriles en Francia en la línea Versailles-Chantiers. Allí era necesario cortar un talud

965 metros de longitud, el corte llego hasta los 22 metros de altura, con un ángulo de inclinación de 70°. (Camilo Ávila, 2017).

Durante los años 50 y 60 se empezaron a utilizar los muros anclados en Estados Unidos, Brasil, Suiza, Alemania y otros países, para la retención de los suelos en infraestructuras viales, tales como carreteras y vías férreas. En el Perú esta técnica se hizo común desde el inicio del presente milenio.

En lo que respecta al estado de la práctica en diseño de muros anclados, existen estudios e investigaciones de diversas partes del mundo que tratan sobre este tipo de estructuras de retención de manera particular. En el Perú no existe abundante documentación que describan las características de este tipo de estructuras, por lo que se recurrió a información extranjera que complementa los aspectos relacionados al análisis y diseño de estas estructuras, considerando las condiciones locales. Algunos de estos documentos son:

- Guía española para el Diseño y la Ejecución de los Anclajes al Terreno en Obras de Carretera, editado por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras en colaboración con la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS).
- Manual de anclajes en obras de tierra editado por Roberto Ucar Navarro.
- Norma Alemana sobre Anclajes (DIN)
- Otros manuales

En la presente Tesis se realizará una investigación de aplicación práctica que cuente con metodología comúnmente utilizadas para el análisis y diseño de este tipo de estructuras, enfatizando, además, su comportamiento durante las etapas de construcción.

1.3 Planteamiento del problema

La construcción subterránea en el Perú supone enfrentarse con problemas de retención de suelos para los diversos tipos de obras, tales como carreteras, edificaciones, centrales hidroeléctricas, etc., que implican la utilización de estructuras de contención como alternativas de solución a dichos problemas, lo cual está sujeto a las circunstancias específicas de cada proyecto.

En el presente, la construcción con presencia de sótanos en el país está en incremento, lo que supone problemas de colapsos o deslizamientos de taludes por la remoción de grandes masas

de tierra. De esta forma, existe una gran variedad de soluciones que responden al problema y una de las soluciones aplicadas son los muros anclados.

En la actualidad se desarrolla las prácticas comunes de la ingeniería con excelentes resultados, el análisis y diseño de muros anclados mediante métodos de equilibrio límite, elementos finitos, diferencias finitas entre otros. Sin embargo, el Proyecto Hotel Aeropuerto caso práctico de esta tesis, fue diseñado por el método de equilibrio límite mediante el análisis local y global de la estructura, con la finalidad de obtener los esfuerzos que los anclajes deberán resistir, para luego dimensionar las longitudes de los elementos a instalar. Es por ello, que surge la interrogante de cómo funciona o cual es el comportamiento que presenta el sistema (bulbo-suelo) según el proceso constructivo; es decir, durante cada etapa de construcción y cuáles son los efectos que este proceso implica en el sistema.

1.4 Alcance de la tesis

La presente investigación abordará el estudio del análisis numérico del comportamiento del anclaje (bulbo-suelo) durante el proceso constructivo de muros anclados, tomando el caso de la edificación Hotel Aeropuerto, dentro del cual los sótanos han sido las unidades de estudio. Para realizar el análisis se debe tener en cuenta los valores de los parámetros geotécnicos que han resultado de los estudios de suelos del proyecto, los cuales serán empleados en la presente tesis. Así mismo, el muro anclado se analizó para condiciones estáticas y pseudo estáticas.

Por otro lado, las recomendaciones y los parámetros que se han obtenido son válidas para el tipo de suelo característico de la zona donde se ubica el proyecto en estudio. No obstante, estudios que consideren una metodología similar a la empleada para responder a objetivos similares a los planteados en esta Tesis pueden ser aplicadas como referencia a investigaciones similares.

Este estudio ha considerado efectuar una modelación numérica en dos dimensiones con el programa computacional PLAXIS, mediante el cual se ha obtenido resultados que han permitido su posterior comparación con el diseño real aplicado en el caso práctico.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

El objetivo principal de esta tesis es analizar el comportamiento tensión-deformación del bulbo-suelo de los anclajes utilizados en el Proyecto Hotel Aeropuerto, por el método de elementos finitos durante el proceso constructivo y reducir las longitudes de bulbo cada metro para comparar los resultados de su comportamiento con el diseño real.

1.5.2 Objetivos Específicos

De acuerdo con la tesis se abordarán los siguientes objetivos específicos que se presentan en el análisis del muro anclado.

- Presentar los sistemas de retención de suelos y su aplicación en las obras de ingeniería.
- Presentar las características de los muros anclados, indicando su forma de falla, diseños y etapas constructivas.
- Presentar la metodología de diseño de los muros anclados
- Calcular los factores de seguridad del anclaje mediante el método de Equilibrio Limite.
- Presentar el comportamiento tensión-deformación del bulbo del anclaje, mediante la técnica de elementos finitos.
- Evaluar el comportamiento tensión-deformación del bulbo durante el proceso constructivo del Hotel Aeropuerto.
- Evaluar el comportamiento tensión-deformación del bulbo durante cada reducción de longitud de bulbo.
- Calcular los desplazamientos horizontales y verticales del suelo.
- Analizar los resultados obtenidos mediante el método de elementos finitos y el método de equilibrio limite en el proyecto Hotel Aeropuerto.

2 CAPÍTULO II: ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN DE SUELOS

2.1 Generalidades

El objetivo fundamental de un muro de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la masa de suelo contenido, sea de un terreno natural o relleno artificial y transmitir dichas fuerzas de forma segura a la fundación o al sistema analizado. En el caso de deslizamientos de tierra el muro ejerce una fuerza opuesta para contener toda la masa inestable, ya que, fundamentalmente, el muro trabaja a flexión y transmite dicha fuerza hacia la cimentación o zona de anclaje, de tratarse de estructuras con anclajes. Las deformaciones excesivas o movimientos de las estructuras de contención o del suelo a su alrededor deben ser mínimas, casi nulas para evitar posibles asentamientos o colapsos.

De acuerdo con la bibliografía consultada, se observa que las estructuras de contención se pueden clasificar en estructuras rígidas y flexibles¹. En el caso de las primeras, se le denomina así porque no cambian de forma bajo la acción de los empujes del terreno, sufren deformaciones de giro y desplazamientos, pero sin que aparezcan deformaciones apreciables de flexión y acortamiento. Las estructuras flexibles, por el contrario, son aquellas que debido a sus dimensiones y formas experimentan deformaciones apreciables de flexión.

¹ Manuel de León Quezada, 2014 y Carola Sanhueza, 2008

Figura 2-1: Clasificación de las Estructuras de contención, Sanhueza C. 2008

También, los muros de contención se clasifican de acuerdo con su forma de interactuar con las fuerzas ejercidas por la masa de suelo y las fuerzas externas:

- Muros en voladizo
- Muros por gravedad
- Muros de gaviones
- Muros con contrafuerte
- Muros de tierra armada
- Muros anclados

2.2 Tipos de Muros

Son diversos los tipos de muros que se pueden emplear para la función de contención, los de uso más frecuente son:

2.2.1 Muros de Gravedad

Son muros en masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con ello aseguran la estabilidad. Frecuentemente, tienen un perfil trapezoidal, pero también pueden tener otro tipo de perfil. Generalmente son de concreto ciclópeo o de piedras y no llevan consigo ningún refuerzo, suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5.00 metros y son muros con dimensiones generosas. Su base oscila alrededor de 0.4 a 0.7 metros de la altura. La base debe presentar un espesor mínimo, pero debe ser lo suficientemente ancha

para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y originar presiones de contacto no mayores que las máximas posibles.

Figura 2-2: Muros de Gravedad de Piedra (Dr. Alberto Ordoñez C., 2004-Muros de Contención)

Figura 2-3: Muros de Gravedad de Concreto Ciclópeo (Dr. Alberto Ordoñez C., 2004-Muros de Contención)

2.2.2 Muros de Semi-Gravedad

Tienen un perfil trapezoidal, pero son más esbeltos que los muros de gravedad, puesto que toleran pequeños esfuerzos de tracción que se absorben con cuantías cortas de refuerzo y que por lo general pueden resultar económicas en comparación con los muros de gravedad para alturas de 4 metros.

Figura 2-4: Muros de Semi-gravedad (Principios de Ingeniería Braja Das, 2001)

2.2.3 Muros en voladizo

Es un muro de concreto reforzado que tiene perfiles comunes en su aplicación actual, lo cual es una T o L. Utilizan por lo menos cierta parte del peso del relleno para asegurar la estabilidad; este tipo de muro es de utilidad frecuente, ya que su utilización resulta ser económica hasta alturas de 6 metros aproximadamente. La forma que comúnmente se utiliza es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la masa de suelo colocada en la parte posterior del muro ayuda a impedir el volcamiento y lastra del muro, aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

El espesor de la base está en función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base. Generalmente las dimensiones del pie están en $1/3$ del ancho de la base, el espesor de la base en el intervalo de $1/8$ a $1/12$ de la altura de muro.

Figura 2-5: Muro en Voladizo de perfil T (Dr. Alberto Ordoñez C., 2004-Muros de Contención)

Figura 2-6: Muro en Voladizo (Principios de Ingeniería Braja Das, 2001)

Figura 2-7: Muro en Voladizo de perfil L con base en la dirección del Empuje Pasivo (Dr. Alberto Ordoñez C., 2004-Muros de Contención)

2.2.4 Muro con contrafuerte

Los contrafuertes están constituidos por las uniones de pantallas verticales que se apoyan sobre grandes voladizos espaciados regularmente. La pantalla de estos muros resiste las presiones del suelo trabajando como una losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal de este tipo de muro se coloca horizontalmente, ya que son muros de concreto reforzado, además económicos para alturas mayores a 10 metros.

Los muros contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, puesto que al aumentar su altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes, la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más difícil.

Figura 2-8: Muro Contrafuerte (Ing. Rafael A. Torres B, 2008-Muros de Contención de Concreto Armado)

Figura 2-9: Muro Contrafuerte (Principios de Ingeniería de Cimentaciones Braja Das, 2001)

2.2.5 Muros de Gaviones

Están formados por la superposición de cajas en forma prismática, fabricadas por lo general de enrejado de alambre galvanizado, rellenos de rocas de pequeño tamaño. Entre las características fundamentales de los gaviones se destaca la posibilidad de construir macizos de gran volumen y peso, resistentes a ser desplazados a partir de materiales de pequeñas dimensiones (rocas), así mismo tienen una gran flexibilidad estructural al carecer de una textura rígida, son altamente permeables, lo cual posibilita el flujo de agua a través de los vacíos y quedan retenidos los sedimentos.

Figura 2-10: Muro de Gavión (Dr. Francisco Ballester Muñoz, 2002-Tipología de muros de carretera 2da Edición)

2.2.6 Muros de Tierra Armada o Reforzada

Son muros construidos mediante hormigón de material relleno, colocándose entre estos elementos de distintas piezas prefabricadas junto con la tierra compactada y las armaduras de refuerzo que dan como resultado un sistema estructuralmente resistente y estable debido a su gran peso propio.

2.2.7 Muros Anclados

Son muros con características particulares, ya que por lo general es de pared delgada y está constituido por un anclaje. Este tipo de muro será explicado de forma detallada en el siguiente capítulo.

Figura 2-11: Muro Anclado (Principios de Ingeniería de Cimentaciones Braja Das, 2001)

2.3 Tipos de Fallas en Muros

Es importante seleccionar el tipo de muro para realizar un diseño correcto. Hay que considerar todos los efectos posibles que pueden causar un colapso a la estructura, para ello es necesario realizar una evaluación completa para conocer las cargas y distintos motivos que pueden producir la falla.

El principal objeto del muro es soportar los empujes laterales, lo cual también puede soportar cargas verticales adicionales. Realizar un adecuado análisis es fundamental, puesto que de ello depende la estabilidad del muro, ya que tiene contacto directo sobre la base y el peso del muro. A continuación, se presentarán los distintos tipos de fallas en muros de contención.

2.3.1 Falla por Volteo o Giro Excesivo

En primer lugar, es necesario asegurar el muro para que no se voltee, es decir que los momentos desestabilizantes deben ser menores que los momentos estabilizantes, por lo que se busca aumentar el tamaño del muro y a su vez el peso. Se realiza el análisis adecuado para garantizar que los empujes producidos por la masa de tierra y sobrecarga para que no ocasionen la falla por volteo.

Figura 2-12: Falla por Volteo en Muros de Contención (Rafael Ángel Torres Belandría, 2006 -Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado)

2.3.2 Deslizamiento lateral del muro

una falla por deslizamiento es producida por un empuje excesivo de la masa de suelo, lo cual aumenta con las fuerzas externas que se presentan en el terreno. Sin embargo, se puede prever este tipo de Falla ya que la fricción generada con el suelo-base puede contrarrestar dicho efecto, dependiendo del tipo de suelo. Asimismo, la falla se puede efectuar por diversos factores que no fueron considerados al momento del diseño. generalmente el especialista opta por construir un dentellón en la base de la Zapata.

Figura 2-13: Falla por Volteo en Muros de Contención (Rafael Ángel Torres Belandría, 2006 -Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado)

2.3.3 Asentamiento de la estructura

El peso del relleno artificial o natural soportado por el muro de contención más el peso propio de dicho muro es transmitido directamente a la Zapata, es posible que sufra un asentamiento debido al peso y a consecuencia de ello generar fisuras en la estructura o en ocasiones superadas el límite establecido, el colapso de la estructura.

2.4 Esfuerzos presentes

2.4.1 Efectos de la sobrecarga

Las estructuras de retención muchas veces por lo general están inducidas a la presión lateral por el efecto de la sobrecarga que se manifiesta de diferentes modos e intensidad, según sea el tipo de sobrecarga que reciba la estructura, estos suelen distinguirse en diferentes tipos.

2.4.1.1 Sobrecarga uniformemente repartida en una superficie extensa

La presión que genera la sobrecarga a la estructura de retención se calcula sustituyendo la sobrecarga por una altura determinada de tierra. La altura o espesor de la tierra de la capa ficticia agregada será igual al valor de la carga distribuida dividido por el peso específico del suelo subyacente a la carga como se observa en la Figura 2-14.

Figura 2-14: Representación del cálculo de presión de tierra con sobrecarga uniformemente distribuida, (De León, 2014)

2.4.1.2 Sobrecarga aplicada en un área limitada

Este tipo de sobrecarga es el efecto, por ejemplo, de un carril de autopista o cualquier carretera, zapatas de cimentación corrida que en cierto tramo son paralelas a la estructura de contención.

Figura 2-15: Representación de sobrecarga puntual para el caso de cimientos estrechos paralelos al muro (De León, 2014)

2.4.1.3 Sobrecarga puntual

Este tipo de sobrecarga es el efecto de una estructura lo suficientemente pequeña para considerar la concentración de la carga en un punto.

2.4.2 Empuje Hidrostático

La presión hidrostática no toma en cuenta la permeabilidad que presenta el suelo. Los gradientes hidráulicos del lado activo y pasivo se obtienen al asumir una reducción (David Mozo, 2006).

El empuje hidrostático se tome en cuenta cuando la estructura se encuentra empotrada en un estrato con baja permeabilidad, para obtener resultados de diseño conservadores.

Figura 2-16: Presión hidrostática, David Mozo 2006

En la Figura 2-16 se observa como la distribución Estática del agua ejerce un empuje. Es importante señalar como que dicho empuje aumenta el empuje activo disminuyendo el empuje pasivo, por lo tanto, se necesita drenar.

3 CAPITULO III: MUROS ANCLADOS

3.1 Generalidades

Los muros son estructuras de gravedad o semi-gravedad, que se sostienen mediante anclajes pretensados con bulbos profundos que transmiten carga asociadas a la masa del suelo y las sobrecargas que producen momentos volcadores que se generan a profundidades superiores al plano de falla con la finalidad de confinar el suelo ante corte y garantizar la estabilidad ante la excavación efectuada para construir el cajón de la cimentación de un edificio, restablecer el equilibrio en taludes y cortes preexistentes en laderas.

La metodología constructiva de un muro anclado consta de un proceso continuo y repetitivo; sin embargo, puede presentar leves variaciones en su estructura debido a la singularidad de cada proyecto y, sobre todo, a la calidad del suelo donde se construirá el sistema.

3.2 Mecanismos de Falla

El análisis de los muros anclados se debe realizar teniendo en cuenta los modos de falla que se pueden presentar. Las fallas son causadas principalmente por el exceso de carga de la aplicación de mayor tensión de la necesario al anclaje, por la secuencia de excavaciones, por las fuerzas hidrostáticas o sísmicas, etc. que involucran los tendones, la masa de suelo a retener, el bulbo o las estructuras superficiales.

Para el análisis de las fallas que se producen en los muros, se diseñan con criterio local y global, es decir, el comportamiento de los elementos que componen el sistema en el primer caso y del sistema como tal para el segundo. A continuación, se muestran las principales fallas presente.

3.2.1 Fallas Locales

A. Falla del cable y/o acero del anclaje

Este tipo de falla se presenta si la carga aplicada de tensionamiento al tendón es mayor que la capacidad estructural del anclaje. Para evitar esta falla, el ing. Jaime Suarez en su libro de Deslizamientos recomienda que la carga de diseño sobre el tendón no exceda el 60% de la resistencia última del tendón.

Figura 3-1: Falla a tensión del tendón, Jaime Suárez 2010

B. Falla de la unión bulbo-suelo

Los anclajes movilizan una fuerza perimetral entre bulbo y el suelo. La resistencia de esta interfase depende de la presión normal, de la fricción y cohesión en el perímetro del bulbo (Jaime Suarez, Deslizamientos Tomo II).

Se acostumbra a incrementar el diámetro del bulbo o su longitud para aumentar la resistencia entre el bulbo y el suelo. Sin embargo, Sabatini y otros en 1999 muestran que el aumento de la resistencia no ocurre en bulbos con longitudes superiores a 9 o 12 metros.

Figura 3-2: Falla de la unión bulbo-suelo, Jaime Suarez 2010

C. Falla del muro o estructura superficial

Las fallas en la estructura superficial o muros se presentan, principalmente, por punzonamiento o por exceso de esfuerzos de flexión o de corte.

Figura 3-3: Falla a flexión del muro, Jaime Suarez 2010

D. Falla de la masa de suelo

Esta falla es provocada por la capacidad de soporte superficial; es decir, si la carga de pretensión aplicada es mayor a la capacidad de soporte del suelo lateral, se producirá un movimiento de suelo hacia arriba, por lo general se presenta en anclajes superficiales, como se observa en la Figura 3-4.

Figura 3-4: Falla de la masa de suelo, Guillermo Figueroa y otros, 2011

E. Falla entre el tendón y la lechada

La falla entre el tendón y la lechada se refiere a problemas de adherencia, fricción e interacción mecánica en el acero del cable o barras de acero y la lechada. Para este caso, la norma ASTM A-981 presenta el método estándar para evaluar la unión entre el tendón y la lechada.

Figura 3-5: Falla de la unión tendón – bulbo, Jaime Suarez 2010

3.2.2 Fallas Globales o Generalizadas

A. Falla Rotacional

Para el análisis de estabilidad de este tipo de falla se puede emplear métodos convencionales.

Figura 3-6: Falla por rotación del talud, Jaime Suarez 2010

B. Falla por volteo

Para el análisis de estabilidad de este tipo de falla, se debe tener en cuenta todas las fuerzas que actúan en el elemento de contención, tomando diferentes puntos críticos en diferentes profundidades.

Figura 3-7: Falla por volcamiento del talud, Jaime Suarez 2010

C. Falla por deslizamiento

Para prevenir este tipo de fallas se tiene que realizar el análisis de las fuerzas actuantes que intervienen en la estructura. Se tiene que contar con estimaciones de la resistencia del suelo involucrado, pues es un paso crítico para la estabilidad del sistema.

Figura 3-8: Falla por deslizamiento del talud, Jaime Suarez 2010

D. Falla progresiva

La falla progresiva o denominada un colapso progresivo (G. Figueroa, F. Rodríguez y E. Zelada en Análisis y Diseño de estructuras de retención en el Salvador), se basa en la

baja capacidad del suelo para el arqueamiento y para la redistribución de las cargas presentes hacia los anclajes adyacentes (ver Figura 3-9).

Figura 3-9: Falla Progresiva; G. Figueroa, F. Rodríguez y E. Zelada en Análisis (2011)

3.3 Estimación de fuerzas

Las presiones de tierra que se desarrollan sobre la estructura anclada dependen de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro (Julio Suarez, Capítulo 4, Deslizamientos: Técnicas de Remediación). La resistencia del suelo al cortante, la rigidez del muro, la inclinación de los anclajes, el espaciamiento y otros detalles afectan la distribución de presiones. Por ejemplo, en los anclajes superiores se generan presiones mayores que las activas. (Julio Suarez, Capítulo 4, Deslizamientos: Técnicas de Remediación). Los diagramas de presiones de tierra que se suelen utilizar en el análisis de la interacción de la estructura con la tierra son los diagramas desarrollados por Terzaghi y Peck que son diagramas de presión de tierra relativamente conservadores. Estos diagramas dependen del comportamiento de la estructura y el tipo de suelo al que enfrenten como se muestra en la Figura 3-10.

Figura 3-10: Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck, Julio Suarez, Capítulo 4, Deslizamientos: Técnicas de Remediación – 2007

3.3.1 Magnitud de las fuerzas que actúan sobre las estructuras

A. Presiones de Tierra

Las presiones de tierra actúan directamente sobre los muros, pantallas, o estructuras superficiales. Los muros deben confinar el suelo y por lo tanto deben ser capaces de contrarrestar la totalidad de las fuerzas relacionadas con la presión de tierra. Las presiones de tierra se pueden obtener utilizando los diagramas indicados anteriormente, ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** (Julio Suarez, Capitulo 4, Deslizamientos: Técnicas de Remediación).

B. Las fuerzas actuantes de inestabilidad del Talud

Estas fuerzas son el resultado del desequilibrio entre las fuerzas que tratan de hacer fallar el talud al cortante (fuerzas actuantes) y las fuerzas que resisten el movimiento (fuerzas resistentes). Los anclajes deben ser capaces de soportar esas fuerzas y aumentar el factor de seguridad del talud. Estas fuerzas pueden calcularse mediante un análisis de estabilidad por los métodos de equilibrio límite. (Julio Suarez, Capitulo 4, Deslizamientos: Técnicas de Remediación).

Durante el análisis de los deslizamientos surgidos en los muros de contención, se vio que, en la mayoría de ellos, las fuerzas relacionadas con la inestabilidad del talud al cortante son mayores y controlan el diseño. Sin embargo, si el diseño se realiza solamente para soportar las presiones de tierra, se subestiman las fuerzas y se deriva en una estructura con diseño inestable y con peligro de colapso. Por otro lado, cuando las superficies de falla reales o potenciales son de alta pendiente, las fuerzas debidas a la presión de tierras son mayores y estas controlan el diseño. (Julio Suarez, Capitulo 4, Deslizamientos: Técnicas de Remediación).

3.4 Anclajes

El anclaje también conocido como tirante metálico², es un elemento estructural formado por cables o por barras que se instalan en el suelo o roca con la finalidad de transmitir al mismo una carga de tracción diseñada (José Puelles Barturen, 2011).

Es importante tener una definición clara del uso de anclajes de acuerdo con el tipo de proyecto en donde sea requerido debido a que existen diferentes formas y variantes de

² Denominado por Manuel de León

anclajes, los cuales tienen que cumplir diversas especificaciones como el nivel de protección anticorrosivo, los niveles de seguridad, el mecanismo de sostenimiento, la vida útil, entre otras características³.

3.4.1 Elementos del Anclaje

El anclaje consta de tres partes: zona de apoyo, zona libre y la zona de anclaje o bulbo, las cuales se describen a continuación.

3.4.1.1 Zona de Apoyo o Cabeza

Es la zona de unión del cable o barra con la placa de apoyo, ver Figura 3-11. El acoplamiento cabeza-placa de apoyo puede estar constituido por tuercas en el caso de barras roscadas o bien por conos macho- hembra para el caso de cables (CANMET, 1977). La placa de apoyo se encuentra situada sobre el muro de concreto armado encargado de transmitir los esfuerzos al terreno (Antonio Ros Esteban, Proyecto de fin de carrera). El anclaje se puede tensar de dos maneras:

- Mediante gatas en el caso de anclajes de cables
- Mediante llave dinamométrica en el caso de cabezas roscadas

Figura 3-11: Esquema de anclaje, *Manual de Anclajes, Fomento (2001)*

³ Cfr. Lina Flórez y Cindy Hernández, Estudio sobre el diseño y construcción del anclaje como elementos de estabilización de taludes, 2012.

3.4.1.2 Zona Libre

Es la parte neutral del anclaje donde se hace la conexión entre el bulbo y el punto de apoyo sobre el muro de concreto, ver Figura 3-11. Esta sección se independiza del terreno mediante tubos de PVC o fundas metálicas que permiten deformarse libremente al transmitir las fuerzas de tensión entre el cabezal y el bulbo.

De acuerdo con Antonio Ros Esteban, la longitud mínima que debe tener la zona libre para controlar adecuadamente la tensión debe ser de 5 metros.

3.4.1.3 Zona de anclaje o Bulbo

Es la longitud o zona donde se concentra la resistencia del anclaje, se encuentra en el fondo de la perforación, ver Figura 3-11. A continuación, se detallan los tipos de bulbos:

A. Inyección por gravedad

En este método la inyección de la lechada se coloca mediante la gravedad, y para ello se requiere que la perforación tenga más de 10° de inclinación con respecto a la horizontal, con la finalidad de permitir el llenado.

B. Inyección a presión

Por lo general se utiliza en suelo granulares o roca fracturada, con la finalidad que la lechada pueda penetrar el suelo. La presión, generalmente, utilizada es de 0.35Mpa; esta presión puede aumentar el diámetro de la perforación y producir esfuerzos normales sobre el muro, lo cual contribuye a aumentar la resistencia del bulbo. (Guillermo Figueroa, Fredy Rodríguez y Edwin Zelada, 2011).

C. Bulbos mecánicos

Este método consiste en hincar el anclaje a una profundidad requerida, se extrae el tubo de empuje y el instalador utiliza un gato hidráulico para aplicar una carga de tensión para jalar el ancla, lo que genera un movimiento de rotación de 90° de la placa de atraque dentro del suelo. Este método se puede usar en suelos relativamente blandos, debido al movimiento de giro que requiere la placa de atraque. (Guillermo Figueroa, Fredy Rodríguez y Edwin Zelada, 2011).

Figura 3-12: Esquema de tipos de inyecciones, Manual de Anclajes, Fomento 2001

3.4.2 Clasificación de Anclajes

La clasificación de los anclajes se realiza de acuerdo con las siguientes características:

3.4.2.1 Por el tipo de trabajo

A. Pasivos

Son aquellos anclajes que no se tensan inicialmente y que requieren los movimientos entre las fijaciones de la cabeza y el bulbo para traccionarse, ver Figura 3-13.

Figura 3-13: Ejemplo de anclaje en estado pasivo, Luis Ortuño 2002

B. Activos

Son aquellos que se aplica la carga mediante un proceso de tensado, para luego colocar la cabeza, ver Figura 3-14.

Figura 3-14: Anclaje en estado activo, Luis Ortuño 2002

3.4.2.2 Por la vida útil

A. Provisionales

Son aquellos anclajes que tienen una vida de servicio limitada o también conocidos como anclajes temporales. Su vida útil, por lo general, es menor de dos años, tiene carácter de medio auxiliar. Su diseño está basado en dar estabilidad al talud durante un tiempo necesario hasta la disposición de elementos resistentes que los sustituyan. (Antonio Ros Esteban, Proyecto fin de carretera).

B. Permanentes

Son aquellos que están en servicio durante la vida útil de la obra, mayor a dos años de servicio, exigen mayores coeficientes de seguridad y mayores controles en general. En este tipo de anclajes debe de garantizar la protección con una barrera de material en contra de corrosión entre el tirante y el terreno, de forma que no se deteriore durante el periodo previsto de utilización del anclaje (Antonio Ros Esteban, Proyecto fin de carretera).

3.4.2.3 Por mecanismos de Sostenimiento

A. Adherencia

En este tipo de sostenimiento el espacio existente entre la barra del bulbo y las paredes del taladro se rellenan con mortero fabricado con resina o cemento que al fraguar se debe asegurar la adherencia de la barra con el terreno. (Antonio Ros Esteban, Proyecto Fin de Carretera).

B. Fricción

Llamados también anclajes mecánicos presentan la ventaja de su rápida instalación y se puede proceder con el tensado apenas se ha colocado el anclaje; además tienen un

comportamiento mejor que los anclajes de resina o cemento cuando se introducen en el macizo rocoso. Este tipo de anclajes solo pueden ser utilizados en rocas medias a duras.

3.4.2.4 Por el tipo de material

A. Anclaje de Barra

Por lo general barras con resistencia ultima tensión de 1050 Mpa y con diámetros variables entre 1,0 y 2,5 pulgadas. Las barras de acero tienen que cumplir con las especificaciones ASTM A-722 Tipo II o ASTM A-416. La principal dificultad presente en este tipo de anclajes es la longitud de las varillas, pues en su mayoría no superan los 12 m y para longitudes de diseño mayores a 12m es necesario uniones o soldaduras que afectan el comportamiento del elemento.

B. Anclaje de Cables

Compuesto por hilos de siete alambres con resistencia ultima a tensión de 1,86Mpa y con diámetros entre 0,5 y 0,6 pulgadas, que deben cumplir las especificaciones ASTM A-416. El número de alambre que compone el cable está dado por la carga de diseño.

3.4.3 Criterio de Diseño

Para el diseño de los anclajes el manual español de anclajes: “Guía española para el Diseño y la Ejecución de los Anclajes al Terreno en Obras de Carretera, editado por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras en colaboración con la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS)” indica que se requiere conocer el valor y la dirección de los esfuerzos que ejerce la estructura a anclar, a las cuales se les denomina cargas nominales, para luego dimensionar las diferentes partes del anclaje: tirante, longitud libre y longitud de bulbo.

Para el análisis de la presente tesis se utilizó los cálculos originales del proyecto Hotel Aeropuerto.

Dentro del diseño de estructuras ancladas, se debe tener en cuenta dos aspectos importantes:

- La estabilidad global de la zona en que se encuentra anclada o denominado Equilibrio Global.
- El comportamiento de cada elemento de los anclajes y el efecto sobre el entorno inmediato del mismo, denominado, también, Equilibrio Local.

3.4.3.1 Equilibrio Global

El conjunto de la estructura y su cimiento puede fallar globalmente sin que se produzcan antes otros fallos locales. Se formaría una superficie continua (superficie de deslizamiento) que englobara toda la cimentación y en la que los esfuerzos de corte alcanzarán el valor de la resistencia al corte del terreno; Ministerio de Fomento, 2002.

Además, la guía de cimentaciones para carreteras señala también que el tipo rotura mencionada anteriormente es típico en estructuras de contención de tierras y cimentaciones próximas a la coronación de taludes de desmonte o relleno o en medias laderas, particularmente si su estabilidad natural es precaria.

3.4.3.2 Equilibrio Local

De acuerdo con la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera, se tiene que asegurar el comportamiento individual de componente del anclaje, teniendo en cuenta:

- La rotura parcial de la cabeza del anclaje o de la estructura a anclar, por exceso de tensión en los anclajes, o por fallo de alguno de estos últimos.
- La rotura del tirante a tracción y el deslizamiento de este dentro del bulbo.
- La pérdida de tensión en el anclaje por deslizamiento del bulbo contra el terreno.

a) Longitud insuficiente del anclaje

b) Inestabilidad local por considerar

Figura 3-15: Ejemplos de situaciones a considerar (Guía Española de anclajes, 2001)

3.4.3.2.1 Rotura en la Cabeza

En el diseño se tiene que tomar en cuenta el dimensionamiento y la posición de la placa de reparto de la cabeza del anclaje, con la finalidad de evitar deformaciones excesivas de la misma, concentración de tensiones en la estructura a anclar, asentamientos no admisibles del terreno de apoyo, levantamiento de cuñas pasivas y descensos de la cabeza, entre otros.

Para el ancho de la placa de reparto se considera, al menos, el doble del diámetro de la perforación realizada en la estructura a anclar, pero no menor a 20 cm y el espesor debe ser suficiente para que no se obtengan deformaciones apreciables durante el tensado, considerar como espesor mínimo de 1 cm, según la guía de anclaje.

3.4.3.2.2 Evaluación de la estabilidad del propio anclaje

A. Mayoración de cargas actuantes

La carga nominal mayorada, P_{Nd} se encuentra mediante la siguiente expresión

$$P_{Nd} = F_1 P_N \quad \text{Ecu. 3.1}$$

Donde, P_N es la carga nominal del anclaje que es mayor de:

- La carga obtenida al realizar el cálculo de estabilidad global.
- La carga obtenida en el cálculo de los estados límites de servicio, sin Mayoración alguna.

F_1 es el coeficiente de Mayoración y P_{Nd} es la carga nominal mayorada del anclaje.

Tabla 3-1: Valores para el coeficiente F_1

Tipo de Anclaje	F_1
Provisional	1,50
Permanente	1,20

B. Comprobación de la tensión admisible del acero

Para la comprobación de la tensión admisible del acero del tirante se tiene que minorar la tensión admisible en el tirante:

Para anclajes provisionales:

$$\begin{aligned} P_{Nd}/A_T &\leq f_{pk}/1.25 \\ P_{Nd}/A_T &\leq f_{yk}/1.10 \end{aligned} \quad \text{Ecu. 3.2}$$

Para anclajes permanentes:

$$\begin{aligned} P_{Nd}/A_T &\leq f_{pk}/1.30 \\ P_{Nd}/A_T &\leq f_{yk}/1.15 \end{aligned} \quad \text{Ecu. 3.3}$$

Donde, A_T es la sección del tirante, f_{pk} es el límite de rotura del acero del tirante y f_{yk} es el límite elástico del acero del tirante.

C. Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo

Según la guía de anclajes para comprobar la seguridad frente al deslizamiento del tirante en la lechada dentro del bulbo se minorará la adherencia límite entre el tirante y la lechada que lo rodea en el bulbo por el coeficiente 1.2 y se debe verificar mediante la siguiente expresión:

$$P_{Nd}/(L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim}/1.20$$

$$\tau_{lim} = 6.9 (f_{ck}/22.5)^{2/3} \quad \text{Ecu. 3.4}$$

Donde, p_T es el perímetro nominal del tirante $= 2\sqrt{\pi \cdot A_T}$; A_T es la sección del tirante; L_b es la longitud de cálculo del bulbo; τ_{lim} es la adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa y F_{ck} es la resistencia característica de la lechada expresada en MPa.

Cuando la longitud del bulbo este por encima de 14 metros se minorará por el coeficiente de 0.7 a fin de tener en cuenta la posible rotura progresiva del mismo.

D. Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo

Para la seguridad frente al arrancamiento el bulbo se minorará la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm} .

$$P_{Nd}/(\pi \cdot D_N \cdot L_b) \leq a_{adm} \quad \text{Ecu. 3-5}$$

Donde, D_N es el diámetro nominal del bulbo; L_b es la longitud de cálculo del bulbo y a_{adm} es la adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea al bulbo (Bustamante 1988).

3.5 Factor de Seguridad

El factor de seguridad que calculan los ingenieros se debe a la razón de conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para lo cual se diseña.

Tabla 3-2: Consideraciones para FoS

Descripción		FoS
Condición de diseño	Estático*	1.50
	Sísmico *	1,0
Tipo de uso	Anclajes Provisionales	1,50
	Anclajes Permanentes	1,75

*Norma técnica peruana E050

3.6 Proceso Constructivo

La metodología constructiva de un muro anclado consta de un proceso continuo y repetitivo; sin embargo, puede presentar leves variaciones en su estructura debido a la singularidad de cada proyecto y, sobre todo, a la calidad del suelo donde se ejecutará el sistema.

A. *Excavación de Franja superior de suelo*

La excavación inicia con la utilización de maquinarias pesadas, con excavadoras orugas y volquetes, que pueden mover grandes masas de tierra. La primera excavación se realiza hasta unos centímetros por debajo de la posición donde se colocará el primer nivel de anclaje. La profundidad de esta capa y de todas las siguientes capas a excavar, dependen fundamentalmente de las características cohesivas que tiene el suelo, puesto que este debe permanecer estable durante todo el tiempo que el constructor considere necesario.

El borde de la cara de excavación debe ser moderadamente suave y no irregular, de manera que, al momento de realizar el vaciado de concreto en el muro anclado, se evite utilizar grandes cantidades de concreto. Si el suelo contiene rocas de tamaño moderado o cantos rodados, existe la posibilidad de completar la excavación mediante métodos manuales.

Figura 3-16: Proceso de excavación con equipos pesados, Ruiz Ospino - 2004

B. *Perforación de Orificios para primer nivel de Anclajes*

Para realizar las perforaciones se debe garantizar que la superficie sea rugosa entre el suelo y el concreto a lo largo del bulbo. Es necesario asegurar que no haya colapso de las paredes excavadas para que la adherencia entre el suelo y la mezcla de concreto sean intactos. La perforación debe limpiarse adecuadamente.

Luego de realizar la perforación colocar el anclaje lo más rápido posible y en ningún caso la demora debe ser superior a las 24 horas. Generalmente el diámetro del hueco perforado depende del equipo a usarse, pero debe tener el tamaño suficiente para poder colocar el perno sin necesidad de forzarlo. Realizar una perforación con un hueco de gran tamaño no necesariamente mejora el diseño, por el contrario, podría resultar costos innecesarios de perforación, por lo tanto, se debe elegir el sistema de perforación adecuada y en función al tipo de terreno.

Figura 3-17: Proceso de Perforación, Ruiz Ospino – 2004

C. Instalación de los tirantes o anclajes del primer nivel

Frecuentemente se suele instalar varillas centradas de alta resistencia a la tensión, de diámetro apropiado, en las perforaciones previamente realizados. Las varillas colocadas son roscadas en la parte exterior para facilitar su proceso de tensado y sujeción. Para evitar el contacto de las varillas de acero con el terreno, se colocan separadores transversales cada cierta distancia. Existen otras opciones que pueden reemplazar las varillas de acero, también se pueden colocar cables como tendones, lo cual están compuestos por hilos de alambre de acero con altas resistencias. También se pueden colocar anclajes especiales de varillas cuya resistencia a la tensión sea más alta que 60 MPa y 75 MPa, respectivamente. Es muy importante proteger todos los anclajes de la corrosión, sin distinción de tipo.

Figura 3-18: Ejemplo de Tirantes Colocados, Ruiz Ospino - 2004

D. Colocación de inyección de la lechada

Se ubica el tirante en la perforación y se inyecta el mortero a presión hasta la zona de sello. Si se produce una pérdida considerable de inyección es necesario reducir la presión de inyección. La parte inicial del tirante ha sido previamente aislada con el objeto de evitar su cementación en el suelo (todo el cuerpo debe estar protegido contra la corrosión). El mortero inicia el período de fraguado especificado, y no debe tensarse hasta que termine ese proceso.

La mezcla se realiza comúnmente con cemento sin contracción y agua en una relación agua/cemento que varía de 0.4 a 0.55 con cemento tipo I, la cual obtiene resistencias hasta de 21MPa. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir resistencia alta, con un mínimo de exudación de agua de la mezcla. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad.

Figura 3-19: Proceso de Inyección de Lechada, Ruiz Ospino – 2004

E. Colocación de refuerzo en el muro

Durante el armado del refuerzo se colocan elementos de soporte que le dan cierta estabilidad. Asimismo, se colocan ganchos que permiten mantener uniformemente la separación de las caras de la parrilla.

Generalmente se utilizan varillas de diámetros comerciales y uso frecuente (3/8" a 3/4"). Corresponde al proyectista determinar en las especificaciones y en los planos de cada proyecto, los detalles relativos al diámetro de las varillas, separación vertical y horizontal, separaciones entre caras (si hay más de una) y el espesor del recubrimiento anterior y posterior.

Figura 3-20: Proceso de Colocación de Armadura de Acero, Ruiz Ospino - 2004

F. Construcción del muro de revestimiento con concreto armado

Se trata de una técnica en la cual se aplica sobre la superficie a proteger, un mortero de concreto ya sea mezclado o neumáticamente lanzado con la ayuda de aire comprimido. Se recomienda que la relación Agua/Cemento sea menor de 0.45, ya que se produce una alta resistencia, alta durabilidad, baja permeabilidad y se reduce el contenido de aire atrapado en la mezcla.

El proceso de proyección comienza impregnando la superficie del talud con agua impulsada por aire, a través de la manguera de proyección, con el fin de humedecerla y no permitir que la superficie absorba el agua de la mezcla, evitando la deshidratación del concreto. Luego se preparará la mezcla hasta obtener el flujo más continuo posible. Estas actividades se repiten para cada nivel del muro a construir.

Figura 3-21: Encofrado del Muro de refuerzo, Ruiz Ospino - 2004

Figura 3-22: Vista Lateral de Muro después del vaciado del concreto, Ruiz Ospino - 2004

G. Tensionado del Anclaje

El tensado del anclaje se debe realizar cuando se haya obtenido una resistencia mínima de 25MPa en la mezcla. El gato o equipo de tensado debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño¹³. El método común de tensionamiento consiste en utilizar un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial. La tensión máxima que se coloque al tendón debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última.

Cuando se tensiona un anclaje es importante chequear que la carga de diseño realmente haya sido colocada, utilizando el procedimiento del Post Tensioning Institute. El procedimiento consiste en una recarga secuencial cíclica hasta una carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo la deflexión de la cabeza del anclaje a medida que es tensionado.

Figura 3-23: Proceso de Tensado del Anclaje, Ruiz Ospino – 2004

El proceso constructivo se repite en los siguientes anillos, hasta llegar al nivel requerido y conectar con las cimentaciones.

Figura 3-24: Vista de varios anillos contruidos, Ruiz Ospino – 2004

4 CAPÍTULO IV: MÉTODOS DE ANÁLISIS

4.1 Generalidades

Para determinar y/o dar solución a problemas geotécnicos, existen diferentes métodos de análisis disponibles. Los métodos existentes y frecuentemente utilizados en el área geotécnica se pueden agrupar en tres clases generales: métodos de solución exacta (métodos analíticos), simples y numéricos.

Soluciones analíticas pueden ser obtenidas únicamente para problemas geotécnicos simples, donde el suelo se considera como un material elástico. En la práctica, debido al comportamiento no-lineal del suelo y a la complejidad de los problemas de ingeniería, las soluciones analíticas raramente están disponibles. Esto ha llevado a introducir simplificaciones en el problema para tratarlos adecuadamente. Estas simplificaciones pueden ser implementadas ignorando algunos requerimientos de la solución completa, como es el caso de los métodos de equilibrio límite y análisis límite. Los requerimientos teóricos que deben ser cumplidos para considerar la solución completa son cuatro: Equilibrio, compatibilidad, ley constitutiva y condiciones de borde de frontera. En base a estos cuatro requerimientos, los diferentes métodos de análisis pueden ser comparados.

En el siguiente cuadro se presentan una variedad de métodos para calcular la estabilidad del talud, a través del método de equilibrio límite y elementos finitos.

Figura 4-1: Resumen de métodos para cálculo de estabilidad de Taludes. Fuente Propia

4.2 Equilibrio Límite

Los métodos precursores del equilibrio límite consideran la masa potencial de falla como un cuerpo libre y aplican las ecuaciones de equilibrio global. Esta teoría de cuerpo libre fue implementada en el método del Talud Infinito (Taylor, 1948), Método de Cuña (Sherard, 1963) y Método Ordinario (Fellenius, 1922), entre otros. Actualmente, la mayoría de los métodos de equilibrio límite dividen a la masa potencial de falla en un número finito de dovelas. Luego, las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y/o momentos son aplicadas a cada dovela. Generalmente, dovelas verticales son empleadas para dividir la masa de suelo; sin embargo, dovelas horizontales o inclinadas han sido usadas en algunas aplicaciones (Shahgholi, 2001; Sarma y Tan, 2006). En la siguiente **Figura 4-2**, se presenta la manera tradicional de dividir la masa de falla en dovelas verticales; además, se incluyen las fuerzas actuantes en una dovela (fuerzas interdovelas).

Figura 4-2: Masa de suelo deslizante dividida en dovelas verticales y fuerzas interdovelas

Están basados exclusivamente a las leyes estáticas para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno altamente inestable. No se tiene en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total o simultáneamente a lo largo de la superficie de corte. A su vez se pueden clasificar en dos grupos:

A. Métodos Exactos

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.

B. Métodos no Exactos

En muchos casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta si se trata de un problema hiperestático, si solo se aplica las leyes de la estática. El problema para resolverse se tiene que hacer alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. De esta forma se deben considerar los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, actualmente en desuso o los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

El método de dovelas se clasifica en dos grupos:

- Métodos aproximados: No cumplen con todas las ecuaciones de la estática. Dentro de tenemos algunos métodos como por ejemplo de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.

- Métodos preciosos o completos: Cumplen con todas las ecuaciones de la estática y entre los métodos más conocidos tenemos por ejemplo a Morgenstern – Price, Spencer y Bishop riguroso. (Pereira Mónica, 2012).

4.2.1 Método de Morgenstern-Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas. Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer. Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo. (Jaime Suarez, 2002).

Las fuerzas actuantes en bloques individuales se muestran en la siguiente **Figura 4-3**.

Figura 4-3: Esquema estático-método de Morgenstern Price

Cada bloque se asume para contribuir a la misma fuerza como en el método de Spencer. A continuación, se introducen supuestos en el método para calcular el equilibrio límite de las fuerzas y momentos de los bloques individuales.

- Los planos que son divididos entre bloques son siempre verticales.
- La línea de acción de peso del bloque W , pasa por el centro del segmento de la superficie de deslizamiento, en el punto M .

- La fuerza normal N, actúa en el centro del segmento de la superficie de deslizamiento en el punto M.
- La inclinación de las fuerzas E, que actúan entre los bloques es diferente en cada bloque (δ_i) al punto extremo de la superficie de deslizamiento ($\delta=0$).

El factor de seguridad es la relación entre la resistencia al corte real, calculado del suelo y los esfuerzos de corte críticos que tratan de generar una falla en toda la superficie supuesta de posible falla.

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencia al corte}}{\sum \text{Esfuerzo al cortante}} \quad \text{Ecu. 4.1}$$

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}} \quad \text{Ecu. 4.2}$$

4.2.2 Método Bi-linear o Método de Kranz

Un procedimiento muy utilizado en Europa para diseñar la estabilidad de muros anclados se basa en la técnica propuesta por kranz es uno de los primeros en realizar el análisis de estabilidad y poder determinar la longitud de los anclajes, ya que delimita una zona de falla del anclaje. De esta forma Ranke y Ostermayer proponen un análisis de cálculo práctico siguiendo los conceptos de Kranz con anclajes múltiples. Kranz analiza la rotura producida a lo largo del plano de deslizamiento profundo, tomando en cuenta el equilibrio de la cuña, la cual está delimitada por el muro, la superficie exterior, la superficie profundidad de deslizamiento y una pantalla ficticia vertical. En la **Figura 4-4** se contempla dos filas de anclaje, cuyo coeficiente de seguridad debería ser en principio el mismo. El equilibrio se establece en este caso en dos áreas o rebanadas, lo cual la primera está más alejada del muro y definida por dos secciones verticales que pasan por el punto medio del bulbo de cada anclaje. La segunda sección vertical que pasa por el centro del bulbo inferior y el intradós del muro.

Figura 4-4: Muro Anclado, Estabilidad del Conjunto – Método de Kranz (Fernando Muzás Labad, 2003 – Muros Pantalla)

Figura 4-5: Equilibrio del Muro (Fernando Muzás Labad, 2003 – Muros Pantalla)

Figura 4-6: Equilibrio de cada Rebanada (Fernando Muzás Labad, 2003 – Muros Pantalla)

Al establecer el equilibrio actúan como fuerzas conocidas, los empujes a un lado y otro de cada rebanada o dovela y el peso de esta, conociendo en la base la fuerza debida a la cohesión (si tiene el suelo) y únicamente la dirección de la reacción. El valor de las fuerzas F_1 y F_2 que cierran cada uno de los polígonos de fuerzas, con origen en O_1 y O_2 representan la fuerza máxima con la que cada anclaje podría tirar y las fuerzas con las que se puede tirar y la que realmente se pueden aplicar por los anclajes T_1 y T_2 , definen en cada caso el coeficiente de seguridad.

Puede comprobarse que la manera de aumentar el coeficiente de seguridad consiste precisamente en aumentar la longitud libre de los anclajes, ya que la base de cada rebanada se hace más horizontalmente y en consecuencia la dirección de la reacción del terreno se modifica aumentando así el valor de las fuerzas F_1 y F_2 . (Fernando Muzás Labad, 2003).

Para el cálculo de los coeficientes de seguridad se tienen las siguientes ecuaciones:

$$\alpha_1 = \frac{F_1}{T_1} \quad \text{Ecu. 4.3}$$

$$\alpha_2 = \frac{F_2}{T_2} \quad \text{Ecu. 4.4}$$

$$\alpha_{1,2} = \frac{F_1 + F_2}{T_1 + T_2} \quad \text{Ecu. 4.5}$$

4.2.2.1 Kranz Modificado

El método de Kranz (1953) fue derivado originalmente para muros con un solo anclaje, sin embargo Ranke y Ostemayer (1968) extienden el método para varios anclajes (Orostegui y Villalobos, 2009), También se analizara el efecto que produce la variación del ángulo del anclaje en la longitud del mismo, se supone que esta longitud debe ser tal que asegure que el bulbo del anclaje quede fuera de la cuña de falla como se muestra en la siguiente **Figura 4-7**.

Figura 4-7: Modelo de Análisis basado en el método de KRA NZ, para determinar la longitud del anclaje

El programa GGU Retain, está basado en equilibrio límite, su composición y trabajo está basado en fuerzas. Dentro del análisis de cálculo considera los empujes generados por la masa de suelo trasdós e intradós del muro basado en la norma europea DIN.

4.2.2.2 Empuje del suelo sobre muros anclados

El empuje del suelo es una fuerza por unidad de área que ejerce el suelo sobre un elemento de contención estructural. Las propiedades físicas del suelo y la interacción suelo-estructura en la interface, la magnitud y características de las deformaciones en el sistema suelo – estructura es importante, ya que su valor depende de ello.

A diferencia de los muros comunes de gravedad, los empujes de suelo sobre los muros que tienen espesores alrededor de 20 a 30mm no depende del tipo de suelo, sino de la interacción

suelo-estructura y esta a su vez de los movimientos que se desarrollan entre ambos, por lo tanto, el problema matemático es altamente indeterminado (Santoyo y Segovia, 2002). Los estados de esfuerzos que se desarrollan dentro de la masa de suelo y que son de interés en el diseño de los muros, son los estados en: reposo, activo y pasivo. El estado de empuje de suelo sobre cualquier estructura de contención puede variar de un estado inicial de esfuerzos conocido como estado en reposo K_0 , a un estado límite mínimo como el activo K_a , o a un estado límite máximo como pasivo, K_p .

4.2.2.3 Empuje en reposo

El empuje en reposo K_0 se refiere al estado de esfuerzos o de deformaciones que existe en la masa de suelo antes de realizar una excavación o construir una estructura. Este coeficiente de empuje ha sido determinado experimentalmente por Jaky (1948), con la siguiente expresión.

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad \text{Ecu. 4.6}$$

Se utiliza frecuentemente para suelos normales o suelos granulares, para determinar el empuje en reposo.

Figura 4-8: Representación de la Presión Lateral en estado de reposo sobre el muro (De león, 2014)

4.2.2.4 Empuje Activo

Cuando se efectúa una excavación en uno de sus costados del terreno durante su estado de reposo y se coloca un muro, este comenzará a alejarse del suelo permitiendo que cada elemento se expanda lateralmente. El esfuerzo vertical permanece constante, en cambio el esfuerzo horizontal se reducirá. Con suficiente inclinación del muro, falla una cuña triangular de suelo detrás del muro, este caso representa un muro pantalla que no es

infinitamente rígida y que puede ceder ante el empuje activo, que se aplica en el tercio inferior de la altura del muro.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2\right) K_a \quad \text{Ecu. 4.7}$$

Dónde: E_a es el empuje activo, γ es el Peso específico de suelo, H es la altura del muro y K_a es el coeficiente de empuje activo.

Figura 4-9: Representación de la Presión Lateral en estado activo sobre el muro, (De León 2014)

La ecuación presentada es la forma tradicional de realizar un cálculo de empuje activo, sin embargo, como se mencionó anteriormente el programa computacional (GGU Retain), está basado en la norma alemana DIN. Por lo tanto, dentro del marco conceptual del programa considera que es el valor mínimo posible que el empuje horizontal puede alcanzar a cualquier profundidad. Este estado se desarrolla cuando el muro se desplaza o gira hacia afuera del suelo, permitiendo que el suelo se expanda horizontalmente en la dirección del movimiento del muro. El empuje activo considerado para el desarrollo del análisis del muro anclado y las consideraciones normativas están basadas en la norma alemana DIN 4085 (2007), Excluyendo las teorías clásicas de empuje como son la de Rankine y Coulomb.

De acuerdo con la norma alemana DIN 4085 (2007) el empuje activo para un muro vertical se calcula con la siguiente expresión.

$$e_{agh} = Z \cdot \gamma \cdot K_{agh} \quad \text{Ecu. 4.8}$$

Donde la componente de la fuerza horizontal del empuje activo se calcula como:

$$E_{agh} = \frac{e_{agh} \cdot (z = h) \cdot h}{2} = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_{agh}}{2} \quad \text{Ecu. 4.9}$$

La componente vertical del empuje activo se calcula como:

$$E_{agv} = E_{agh} \cdot \tan(\alpha + \delta) \quad \text{Ecu. 4.10}$$

En la **Figura 4-10** se observa el empuje activo del suelo de acuerdo con la norma europea DIN 4085.

Figura 4-10: Empuje de suelo en estado activo DIN 4085

A diferencia para realizar el cálculo del coeficiente del empuje activo de la componente horizontal según la norma DIN 4085 se calcula con la siguiente expresión.

$$K_{agh} = \left(\frac{\cos(\phi - \alpha)}{\cos(\alpha) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right)^2 \quad \text{Ecu. 4.11}$$

Donde la superficie de falla del suelo se desarrolla en el ángulo θ_{ag} y esta es:

$$\theta_{ag} = \phi + \arctan \left(\frac{\cos(\phi - \alpha)}{\sin(\phi - \alpha) + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\phi - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}}} \right) \quad \text{Ecu. 4.12}$$

En los casos especiales donde $\alpha = \beta = \delta_a = 0$ el coeficiente del empuje activo sigue la fórmula de Rankine:

$$K_{agh} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \text{Ecu. 4.13}$$

$$\theta_{ag} = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad \text{Ecu. 4.14}$$

4.2.2.5 *Empuje Pasivo*

Es el valor máximo posible que el empuje horizontal puede desarrollar, cuando el muro se desplaza o gira contra el suelo, comprimiendo a este horizontalmente. El estado de empuje resultante es el pasivo. Para ello el estado generalmente es calculado con la fórmula de coulomb, que supone superficies de ruptura rectilíneas, siendo una de las fórmulas más sencillas de aplicar, sin embargo en suelos granulares con ángulos de fricción internas elevados, como es el caso del conglomerado de lima, del Proyecto Hotel aeropuerto ubicado en el departamento constitucional del Callao, donde los ángulos de fricción obtenidos del estudio de mecánica de suelos es alto, por ende los coeficientes del empuje pasivo K_p son altísimos y probablemente poco realistas. Para ello se recomienda utilizar otro método para la determinación de los empujes, y se supone que los valores tabulados de Caquot y Kerisel son los más utilizados en Europa (Martins, 2003).

Las ecuaciones dadas en la DIN 4085 para el cálculo de los coeficientes de empuje pasivo son suficientemente precisas para ángulos de fricción interna de hasta 35° , deberán implementarse otros métodos para determinar los coeficientes de empuje pasivo, para ello deben utilizar los coeficientes propuestos por Caquot y Kerisel (GGU Retain, 2007).

En la **Figura 4-11** se muestran las curvas que relacionan los coeficientes de empuje activo y pasivo, en función al ángulo de fricción interna del suelo propuesto por Caquot y Kerisel.

4.2.2.6 Empuje sísmico

46

grados en la escala de Richter causando 337 muertos, de la misma se produjeron otros terremotos en los siguientes años. Es por ello que dentro del análisis y diseño de estructuras de contención entre otros resulta importante considerar el empuje sísmico. La intensidad de los terremotos es expresada generalmente mediante la aceleración sísmica horizontal, aunque no se debe descuidar la aceleración sísmica vertical, puesto que, en el último terremoto ocurrido en Chile, se registraron aceleraciones sísmicas verticales, incluso fueron mayores a las aceleraciones sísmicas horizontales. Por lo tanto, la aceleración sísmica horizontal no solo causa inmediata carga sobre las estructuras, sino también tiene una influencia sobre el empuje activo y pasivo, de haber un nivel freático genera una presión y en algunos casos la resistencia al corte de la masa del suelo, como es el caso de licuación en suelos (EAU, 2004). Para la presente investigación se considera el empuje sísmico propuesto por la EAU (2004), ya que este empuje es el que considera el programa computacional GGU Retain dentro de su análisis sísmico.

Actualmente en las estructuras, la acción adicional que ocurre durante un terremoto se toma en cuenta como una fuerza horizontal adicional.

$$\Delta H = \mp K_h \cdot V \quad \text{Ecu. 4.15}$$

Esta fuerza adicional ΔH actúa en el centro de gravedad de cada masa, aplicadas simultáneamente con las otras cargas consideradas de los empujes.

$$K_h = \frac{a_h}{g} \quad \text{Ecu. 4.16}$$

El coeficiente sísmico horizontal es igual a la aceleración horizontal y la aceleración de gravedad en un evento sísmico. Para el caso de nuestro proyecto el coeficiente sísmico se encuentra en el rango de $0,19g - 0,20g$ para un periodo de retorno de 100 años y un tiempo de exposición de 10 años, lo cual se detallará más adelante.

V es la carga muerta de la cuña de falla o deslizamiento considerada, incluyendo la presión de poro.

La fuerza adicional ΔH originada por terremotos deberá recibir una consideración, esta es, que la carga muerta de la cuña de falla o deslizamientos ya no debe ser aplicada verticalmente, tiene que definirse un ángulo desviado de la vertical, por lo tanto, es mejor tomarlo en consideración del plano de referencia del empuje activo y pasivo y al plano de la

superficie del terreno a la dirección de la nueva fuerza. Como resultado se obtiene cambios imaginarios en la inclinación del plano de referencia ($\pm\Delta\alpha$) y la superficie del terreno ($\pm\Delta\beta$).

$$K_h = \tan\Delta\alpha \quad \text{Ecu. 4.17}$$

El empuje activo y pasivo son calculados en la base de todo un sistema imaginario rotado mediante un ángulo $\Delta\alpha$ o $\Delta\beta$ (David Mozo, 2012).

El criterio se denomina KREY y se considera las solicitaciones sísmicas mediante una inclinación ficticia del empuje activo. Para ello se varía el ángulo de inclinación del muro ($\alpha \pm \Delta\alpha$) y la inclinación del talud o de la superficie del terreno ($\beta \pm \Delta\beta$). En la **Figura 4-13** se muestra el cálculo de cada parámetro.

Figura 4-13: Criterio de Krey para la determinación de los ángulos imaginarios $\Delta\alpha$ y $\Delta\beta$ y representación del sistema rotado por los ángulos $\Delta\alpha$ y $\Delta\beta$: (a) Para el cálculo de empuje activo y (b) Para el cálculo del empuje pasivo (Tomado de EAU, 2004).

Una vez determinado el coeficiente sísmico aparente, se realiza el cálculo de otro coeficiente sísmico, lo cual solo suele suceder cuando se tiene un nivel freático en la zona de estudio. Por criterio de concepto se realizará una breve explicación del cálculo de coeficiente sísmico aparente debajo del nivel freático, para ello se determina un coeficiente más amplio llamado coeficiente sísmico aparente K_h ver la **Figura 4-14** y ecuación 4.18.

Figura 4-14: Disposición para el cálculo de K_h (David Mozo, 2012)

$$K_h = \frac{\sum p_h}{\sum p_v} = \left(\frac{P + \gamma_1 \cdot h_1 + (\gamma'_2 + \gamma_w) \cdot h_2}{P + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_2 \cdot h_2} \right) k_h \quad \text{Ecu. 4.18}$$

En el **Anexo A** se presenta una memoria de cálculo sobre el dimensionamiento de los anclajes, es importante aclarar que el procedimiento y el problema planteado como ejemplo es a nivel académico.

4.2.3 GGU

El programa GGU-RETAIN realiza el análisis y diseño de muros anclados de concreto in situ, muros de pilotes (contiguos o sobrepuestos), tablestacados metálicos y tablestacados mediante costillas y ademes. El programa está basado esencialmente en las publicaciones alemana “Recomendaciones del Grupo de Trabajo para Excavaciones” (EAB1) y “Recomendaciones del Comité de estructuras portuarias” (EAU2 2004). Prácticamente todos los casos estudiados en estas publicaciones están considerados en el programa. Una característica especial del programa es la búsqueda automática de la redistribución de empujes sugerido en la AEB. El cálculo y diseño pueden ser realizados con factores globales de seguridad de acuerdo con la Norma DIN 1054.

El programa dentro de sus bases contiene una serie de propiedades técnicas, los cuales son:

- Modelación hasta 50 estratos de suelo.
- Modelación de 5 bermas de lado activo y pasivo.
- Cálculo de empujes activos, empuje en estado de reposo y empuje activo mayorada.
- Coeficiente del empuje activo según la norma DIN 4058, Mohr/Coulomb, o valores definidos por el usuario.

- Coeficiente del empuje pasivo según la norma DIN 4085 (nueva o antigua), Mohr/Coulomb. Streck, Caquot/Kerisel, o valores definidos por el usuario.
- Distribución del empuje hidrostático en pantallas impermeables.
- Cálculo con el empuje hidrostático en pantallas impermeables, o de forma alternativa, mediante líneas de flujo paralelo al muro de acuerdo con la teoría potencial hidráulica (cálculo mediante el método de elementos finitos).
- Consideración opcional del gradiente hidráulico del lado activo y pasivo.
- Cálculo de factores de seguridad de falla profundidad en los anclajes y optimización de la longitud de anclajes. Verificación a la falla por levantamiento hidráulico.
- Cálculo del factor de seguridad al levantamiento hidráulico.
- Seguridad al levantamiento de la base de excavación.
- Enlace con el programa de estabilidad de taludes GG-STABILITY, para el cálculo rápido de la falla del talud.
- Hasta 20 cargas distribuidas a cualquier profundidad.
- Hasta 50 distribuciones de empujes de tierra adicionales.
- Cálculo estructural del muro mediante un modelo de viga en dos dimensiones basado en elementos finitos. Al contrario que en otras aplicaciones parecidas, en este programa se considera la interacción y la influencia de los anclajes y arriostres de forma directa. El análisis puede realizarse inclusive con la teoría de 2do grado.
- Sistemas de 10 anclajes y arriostres, durante la definición de estos elementos se puede especificar la rigidez y resistencia a la flexión, con lo que es posible por ejemplo modelar anclajes pasivos.
- Es posible considerar una fuerza de pretensado en los anclajes y arriostres.
- Diseño de concreto armado de acuerdo con la norma DIN 1045 (antigua y nueva), para secciones rectangulares y circulares.
- Resistencia a la flexión variable del muro.
- Consideración de la redistribución de empujes automática de acuerdo con las recomendaciones de la EAB.

Es posible considerar sistemas previamente calculados y combinarlos para determinar la deformación aditiva en los distintos estados constructivos. También es posible mostrar la línea envolvente de Mohr con la distribución de momentos, cortantes y normales, entre otras propiedades técnicas de manejo ya sea datos opcionales por defecto del programa o

modificados por el usuario (Curso y Capacitación GGU-AXPILE, versión 4 2007, M. Sc. Ing. Mariano Saucedo).

4.2.4 SLIDE

SLIDE es un software de análisis de Estabilidad de Taludes en 2D que utiliza métodos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad. Su ámbito de aplicación en minería y obra civil es muy variado, permitiendo evaluar un gran número de problemáticas geotécnicas, tales como estabilidad de terraplenes, presas, taludes en excavaciones mineras o en edificaciones, efectos de cargas externas, sísmicas, eficiencia de elementos de refuerzo, etc. (Manual SLIDE).

4.2.4.1 Superficies de Desplazamiento

Slide puede analizar la estabilidad ya sea de superficies de desplazamiento circular o no circular. Superficies individuales pueden ser analizadas o una búsqueda de superficie crítica puede ser desempeñada, para intentar encontrar la superficie de desplazamiento con el factor de seguridad más bajo. En Slide, hay tres métodos de búsqueda disponible para superficies de desplazamientos circulares:

- Grid Search (Búsqueda de cuadrícula)
- Slope Search (Búsqueda de talud)
- Auto Refine Search (Búsqueda de refinación automática).

En la **Tabla 4-1** se presenta los criterios de evaluación de la condición de estabilidad del talud.

Tabla 4-1: Factores Mínimos Requeridos para Taludes

Descripción	Unidad	Criterio
Estabilidad de Taludes		
Factor de seguridad estático mínimo ⁽¹⁾	-	1,50
Factor de seguridad pseudo-estático mínimo ⁽¹⁾	-	1,25

Nota: (1) Valores mínimos Norma CE020 Estabilización de suelos y taludes

4.2.4.2 *Métodos de Análisis*

La herramienta SLIDE cuenta con varios métodos de análisis basados en la teoría de Equilibrio Limite, es decir, en la evaluación proporcional entre las fuerzas actuante y las fuerzas de respuesta. Dentro de los métodos tenemos:

- Bishop Simplificado
- Janbu simplificado
- Janbu corregido
- Morgenstern –Price, etc.

4.3 Métodos Numéricos

Los métodos numéricos pueden considerarse, desde el punto de vista matemático, como aquellos que se aproximan mejor a la solución exacta. Los avances en el poder computacional y la disponibilidad de códigos numéricos de costo bajo, han logrado que dichas técnicas sean muy atractivas para la investigación de la estabilidad de masas de suelo o rocas. Los métodos numéricos empleados para la estabilidad de taludes o cortes masivos pueden clasificarse en tres (3) principales grupos:

- Métodos continuos, como los elementos finitos (Finite Element Method, FEM), diferencias finitas (Finite Difference, FDM) y elementos de contorno (Boundary Element, BEM).
- Métodos Discontinuos, como el método discreto (Discrete/Distinct Element, DEM), redes de fractura discreta (Discrete Fracture Network, DFN) y códigos de partículas (Particle Flow Codes, PFC). Métodos Híbridos, como FEM-BEM, FEM-DEM.

En las formulaciones de los métodos continuos el dominio geométrico es discretizado en un número finito de elementos y la solución se encuentra empleando aproximaciones numéricas en las ecuaciones diferenciales. Si el talud o la masa de suelo con corte vertical, contiene series de discontinuidades geotécnicas, que podrían controlar el mecanismo de falla, los métodos discontinuos serían los más apropiados para el análisis de la estabilidad. A diferencia los métodos discontinuos consideran al dominio geométrico como una agrupación de elementos discretos interrelacionados. El desarrollo de estos métodos representa un importante paso en el entendimiento del comportamiento de los macizos rocosos fracturados. Si bien,

los códigos de los métodos continuos pueden ser modificados para incluir las discontinuidades, esta modificación es muy compleja (Eberhardt y Col, 2004).

- Los métodos híbridos fueron usados con mayor frecuencia en la ingeniería de rocas, empleándose los métodos combinados BEM-FEM, BEM-DEM y PFC-FDM. Estos métodos tratan de optimizar los recursos y ventajas de los métodos existentes para emplearlos en diferentes áreas del dominio geométrico; por ejemplo, los elementos de contorno se pueden emplear en el contorno del dominio y los elementos finitos en las condiciones locales. Los métodos FEM y FDM son las técnicas numéricas de mayor aplicación en el área de la geotécnica.

Estos métodos cuentan con la suficiente flexibilidad para tratar problemas de deformaciones, falla progresiva, dilatación, comportamiento complejo del suelo, efectos tridimensionales, y pueden incluir fácilmente las presiones de agua de poros y cargas dinámicas. La característica más atractiva del FEM, es su capacidad de manejar geometrías complejas con facilidad y eficiencia (Jaime Bojorque, 2011).

4.3.1 Método de Elementos Finitos (FEM)

El método de los elementos finitos es un método de aproximación de problemas continuos, por lo que se divide en un número finito de partes “elementos”, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a ciertos puntos característicos denominados “nodos”. Los nodos son puntos de unión de cada elemento con sus adyacentes.

La solución del sistema completo sigue las reglas de los problemas discretos. El sistema completo se forma por ensamblaje de los elementos. Por otro lado, las incógnitas del problema dejan de ser funciones matemáticas y pasan a ser el valor de estas funciones en los nodos. Finalmente, el comportamiento en el interior de cada elemento quede definido a partir del comportamiento de los nodos mediante las adecuadas funciones de interpolación o funciones de forma.

El MEF, por lo tanto, se basa específicamente en transformar un cuerpo de naturaleza continua a un modelo discreto aproximado, esta transformación se denomina discretización del modelo. El conocimiento de lo que sucede en el interior de este cuerpo aproximado ya modelado, se obtiene mediante la interpolación de los valores conocidos en los nodos. Es por ello, que una aproximación de los valores de una función esta dado a partir del conocimiento de un número determinado y finito de puntos (Aportaciones al estudio de las

maquinas eléctricas de flujo axial mediante la aplicación del método de elementos finitos, Frías Valero Eduardo, 2004). A continuación, se detalla el MEF, pero en función al programa PLAXIS.

4.3.2 PLAXIS

El programa PLAXIS fue creado en la universidad Técnica de Delft, a partir de una iniciativa del Departamento de Trabajos Públicos y Dirección del Agua, en el año 1987. Inicialmente fue desarrollado de un código de uso fácil basado en elementos finitos para el análisis de diques construidos sobre las capas de suelo blando que forman el subsuelo de Holanda. En los años siguientes el programa PLAXIS ha sido ampliado para cubrir la mayor parte de las áreas de la ingeniería geotecnia. Debido al crecimiento continuo de las actividades se formó la compañía PLAXIS BV en el año 1993 (PLAXIS Manual, Versión 7 – University of Stuttgart, 1998).

Las ecuaciones que resuelve el programa se derivan de la formulación del equilibrio estático:

$$L^T \sigma + p = 0 \quad \text{Ecu. 4.19}$$

Donde L^T es la transpuesta del operador diferencial, σ es el vector de las tensiones y p es el vector espacial de fuerzas másicas.

La relación cinemática está formulada como:

$$\varepsilon = L \cdot u \quad \text{Ecu. 4.20}$$

Donde L es el operador diferencial, u es el vector de los desplazamientos y ε es el vector de las deformaciones.

La relación constitutiva que representa el comportamiento del material está dada por la siguiente ecuación:

$$\sigma' = M \cdot \varepsilon' \quad \text{Ecu. 4.21}$$

El desarrollo del estado de tensiones σ viene representado como un proceso incremental.

$$\sigma' = \sigma_{i-1} + \Delta \sigma, \Delta \sigma = \int \sigma' \cdot dt \quad \text{Ecu. 4.22}$$

Donde $\Delta \sigma$ es la variación de la tensión integrada sobre un incremento de tiempo pequeño.

Al combinar las ecuaciones 4.20, 4.21 y 4.22 da lugar a la ecuación diferencial parcial de segundo orden en los desplazamientos. Aplicando el teorema de Galerkin y el teorema de Green la ecuación y si la ecuación está considerada en el estado actual i , entonces la tensión σ^i incógnita se puede eliminar, quedando de esa forma la ecuación de equilibrio:

$$\int \delta \varepsilon T \cdot \Delta \sigma dV = \int \delta u T_p dV + \int \delta u T_t dS - \int \delta \varepsilon T \sigma_l - 1 Dv \quad \text{Ecu. 4.23}$$

4.3.2.1 Discretización

El sólido que el programa estudia se discretiza en una malla de elementos finitos en la que se diferencian tres (3) tipos de componentes: en elementos triangulares que están definidos por 6 nodos o 15 nodos; los nodos, son el número de puntos que definen un elemento, con ello se calculan los desplazamientos y los puntos de tensión que son independientes de los nodos. Estos puntos se denominan puntos de Gauss, los elementos con 6 nodos contienen 3 puntos de Gauss, mientras que los elementos con 15 nodos contienen 12 puntos de Gauss.

Figura 4-15: Posición de los nodos y los puntos de Gauss en la malla de elementos finitos del suelo, *Manual de PLAXIS, V7 - 2014.*

La teoría de elementos finitos indica que los desplazamientos se calculan en los grados de libertad. El campo de desplazamientos u en un elemento se obtiene de los valores de la discretización nodal de un vector v utilizando funciones de interpolación ensambladas en la matriz N :

$$\underline{u} = \underline{N} \cdot \underline{v} \quad \text{Ecu. 4.24}$$

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \cdot \underline{N} \cdot \underline{v} = \underline{B} \cdot \underline{v} \quad \text{Ecu. 4.25}$$

Donde, B es la matriz de interpolación de la deformación, que contiene las derivadas parciales de las funciones de interpolación o funciones de forma.

Figura 4-16: Geometría del suelo discretizado en elementos triangulares

4.3.2.2 Procedimiento Iterativo Global

Sustituyendo la relación entre los incrementos de las deformaciones, $\Delta\sigma = M \cdot \Delta\varepsilon$, dentro de la ecuación de equilibrio, se tiene:

$$\underline{K}^i \cdot \Delta \underline{v} = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{i-1} \quad \text{Ecu. 4.26}$$

Donde K es la matriz de rigidez, Δv es el vector del desplazamiento incremental, f_{ex} es el vector de las fuerzas externas y f_{in} es el vector de las reacciones internas.

El superíndice i se refiere al número de iteración. Sin embargo, como la relación entre los incrementos de las tensiones y los incrementos de las deformaciones es generalmente no lineal, la matriz de rigidez no puede ser formulada previamente. Por lo tanto, es necesario utilizar un procedimiento iterativo global para satisfacer tanto la condición de equilibrio como la relación constitutiva.

De forma simple, K representa una respuesta lineal-elástica (matriz de rigidez elástica). En este caso, la matriz de rigidez puede ser formulada como:

$$\underline{K} = \int \underline{B}^T \cdot \underline{D}^e \cdot \underline{B} \cdot dV \quad \text{Ec. 4.27}$$

Donde D^e es la matriz del material elástico y B es la matriz de interpolación de la deformación.

La matriz de rigidez elástica brinda un procedimiento iterativo global robusto, aun cuando se utilizan modelos de plasticidad no asociada. Para modelos de materiales con un contorno lineal en el dominio elástico, como por ejemplo el modelo estándar de Mohr-Coulomb, es favorable, ya que la matriz de rigidez solo se necesita formar y descomponer mucho antes de la primera iteración de cálculo.

A. Criterio de Signos

El criterio de signos empleado por PLAXIS está definido en función de los ejes de coordenadas tal y como se muestra en la Figura 4-17. Las tensiones de tracción son positivas mientras que las de compresión son negativas.

Figura 4-17: Criterio de signos en el Software PLAXIS

Lo mismo ocurre con los desplazamientos, son positivos si van en el sentido positivo de los ejes de coordenadas y negativos si van en el sentido opuesto a los ejes. Las cargas exteriores aplicadas serán negativas si van hacia dentro del sólido y positivas si van hacia fuera. Las presiones de agua son negativas y la gravedad es positiva si empuja el sólido hacia abajo y negativo si lo empuja en sentido contrario.

4.3.2.3 Manejo del Programa

Actualmente las aplicaciones de PLAXIS engloban la mayoría de los problemas geotécnicos, es recomendado para excavaciones subterráneas, análisis de la tensión y deformación del suelo sometido a grandes cargas drenadas y no drenadas, problemas de flujo acoplado. Admite diversos modelos constitutivos dentro de la base de datos del programa, para simular el comportamiento del suelo y de otros medios continuos. Los modelos y sus parámetros se analizan en detalle en el manual de modelos de los materiales. A continuación, se describe brevemente los modelos disponibles dentro de la plataforma del programa:

- a) Modelo elástico Lineal: Este modelo representa la ley de Hooke de elasticidad lineal isotrópica. El modelo incluye dos parámetros de rigidez elástica, el módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν). El modelo elástico lineal tiene muchas limitaciones en relación a la simulación del comportamiento de los suelos. Se utilizad fundamentalmente para capas rígidas de suelo (Plaxis, V8 – R.B.J. Brinkgreve, 2004).

- b) Modelo Mohr-Coulomb: Modelo que se utiliza como una primera aproximación al comportamiento del suelo en general, incluye cinco parámetros fundamentales para el desarrollo de su ecuación: módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν), Cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ) y ángulo de dilatancia (ψ) (Plaxis, V8 – R.B.J. Brinkgreve, 2004).
- c) Modelo para Roca Fracturada (Jointed Rock model): Se trata de un modelo elástico-plástico anisótropo en que la rotura por acción de las tensiones tangenciales solo se puede producirse en un número limitado de direcciones de deslizamiento. Este modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento de roca estratificada o fracturada (Plaxis, V8 – R.B.J. Brinkgreve, 2004).
- d) Modelo de Suelo con Endurecimiento (Hardening Soil model): Se trata de una variante elastoplástica del modelo hiperbólico, formulado en el marco de la plasticidad de endurecimiento por fricción. Además, el modelo incluye el endurecimiento por compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo una compresión primaria. Este modelo de segundo orden puede ser utilizado para simular el comportamiento de arenas y gravas, así como de tipos de suelo más blandos, como arcillas y sedimentos (Plaxis, V8 – R.B.J. Brinkgreve, 2004).
- e) Modelo para Suelo Blando (Soft Soil Model): Se trata de un modelo tipo CamClay que puede ser utilizado para simular el comportamiento de suelos blandos como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo proporciona buenos resultados en las situaciones de compresión primaria (Plaxis, V8 – R.B.J. Brinkgreve, 2004).
- f) Modelo de Suelo Blando con Fluencia (Soft Soil creep model): Este modelo es de segundo orden formulado en el marco de la visco-plasticidad. El modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento dependiente del tiempo de suelos blandos tales como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo incluye una ley logarítmica para la variación de rigidez con el cambio de volumen (Plaxis, V8 – R.B.J. Brinkgreve, 2004).

Las situaciones modelizables corresponden a problemas de deformación plana o con axisimetría. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar de forma rápida un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate.

La interfaz de usuario está constituida por cuatro subprogramas (Input – Entrada), Calculations (Cálculos), Output (Resultados) y Curves (Curvas). Los contenidos del manual están organizados de acuerdo con esos subprogramas y con sus respectivas opciones tal como aparecen en los menús correspondientes. No contiene información detallada acerca de los modelos constitutivos, las formulaciones de elementos finitos o los algoritmos de resolución de sistemas no lineales utilizados en el programa.

4.3.2.4 Método de la reducción de la resistencia al corte (Phi C-Reduction)

Para determinar el factor de seguridad o la carga última, el FEM puede ser empleado a través de dos procedimientos (Naylor, 1982), el Directo y límite mejorado. En el directo, el análisis de la estabilidad de suelos es realizado, o mejor dicho disminuyendo sistemáticamente la resistencia cortante del suelo (Método de reducción de la resistencia al corte) o en su defecto, incrementando las cargas superficiales o máscas aplicadas. En el procedimiento límite mejorado, el campo de esfuerzos, determinado mediante un análisis de elementos finitos, es empleado conjuntamente con los conceptos de equilibrio límite para determinar la estabilidad.

El método de la reducción de la resistencia al corte, para el análisis de la estabilidad de suelos, ya sea en problemas bidimensionales como tridimensionales, su empleo se ha incrementado, especialmente en la comunidad científica (Zienkiewicz, 1975; Matsui y San, 1992; Ugai y Leshchinsky, 1995; Griffiths y Lane, 1999). Sin embargo, en la práctica profesional de la geotecnia su uso se ha visto relegado. La razón de esta lenta incorporación en la industria profesional se le puede atribuir a que los profesionales tienen una gran experiencia en el uso de los métodos de equilibrio límite; además; estas técnicas numéricas no han sido cubiertas en los planes de estudios universitarios.

Otra razón puede deberse a que los profesionales son escépticos de los métodos numéricos, pues estas técnicas requieren la implementación de las leyes constitutivas que deben determinarse sobre la base de investigación detallada de campo y laboratorio. Esta última razón, se sustenta cuando en la práctica es necesario definir con precisión los valores de desplazamientos que van a tener los suelos bajo las cargas impuestas, pero no se justifica en el caso de estabilidad de suelos; en este último caso, se emplean los mismos parámetros tradicionales usados en los métodos convencionales: Los valores de cohesión y ángulo de fricción interno. Si bien, en las técnicas numéricas es necesario conocer otros parámetros como son: el módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y ángulo de dilatación, la

selección de estos parámetros puede hacerse basándose en tablas existentes. Los valores seleccionados, en rangos adecuados, no juega el papel importante en la determinación del factor de seguridad. Las razones antes expuestas irán disminuyendo con el tiempo a medida que aumente su aplicación en los diferentes problemas geotécnicos encontrados en cada proyecto.

Phi-c-reduction es una opción que se encuentra en Plaxis para el cálculo de factores de seguridad. El procedimiento Phi-c reduction consiste en reducir progresivamente los parámetros de resistencia $\tan\phi$ y C (cohesión) del suelo hasta que se produce la rotura de la estructura. La resistencia de las interfaces, si están activas, se reduce de la misma manera. Sin embargo, la resistencia de los objetos estructurales como placas y anclajes no se modifica dentro de un cálculo del tipo Phi-c-reduction

El multiplicador total ΣMsf se utiliza para definir el valor de los parámetros de resistencia del suelo en una etapa dada en el análisis.

$$\Sigma Msf = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{C_{input}}{C_{reduced}} \quad \text{Ecu. 4.28}$$

Donde los parámetros de resistencia con el subíndice “input” hacen referencia a las propiedades introducidas en los conjuntos de datos de los materiales y los parámetros con el subíndice “reduced” se refieren a valores reducidos utilizados en el análisis. Al inicio ΣMsf vale 1.0 con lo que todas las resistencias de los materiales se fijan en sus valores no reducidos.

Un cálculo del tipo Phi-c reduction se lleva a cabo utilizando el procedimiento de numero de pasos de avance de la carga (load advancement number of steps). El multiplicador incremental Msf se utiliza para especificar el incremento de la reducción de la resistencia correspondiente al primer paso del cálculo. Este incremento se fija por defecto en 0.1, que resulta ser por regla general un buen valor inicial. Los parámetros de resistencia se reducen sucesivamente de forma automática hasta que se han realizado todos los pasos adicionales (Additional steps). Por defecto, el número de pasos adicionales está fijado en 30, pero se puede dar aquí un valor mayor, hasta un máximo de 1000, si es necesario. Debe comprobarse siempre si el paso final ha dado como resultado un mecanismo de rotura completamente desarrollado. Si este es el caso, el factor de seguridad viene dado por:

$$FS = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Resistencia en ruptura}} = \text{Valor de } \sum Msf \text{ en rotura} \quad \text{Ecu. 4.29}$$

Si no se ha desarrollado completamente un mecanismo de rotura debe repetirse el cálculo con un número mayor de pasos adicionales. Para captar con precisión la rotura de la estructura es conveniente utilizar la opción de control de la longitud de arco (Arc-length control) en el procedimiento iterativo. También se requiere el uso de un Error tolerado (Tolerated error) de no más del 3%. Se cumplen ambos requerimientos cuando se utiliza la configuración estándar (Standard setting) del procedimiento iterativo.

Cuando se utiliza el Phi-c reduction en combinación con modelos de suelos avanzados, dichos modelos se comportarán de hecho como un modelo Mohr-Coulomb estándar, dado que la dependencia de la rigidez con el estado tensional y el endurecimiento quedan excluidos. Durante un cálculo del tipo reducción ϕ -c se utiliza como rigidez constante la correspondiente al estado tensional existente al final de la fase anterior. El procedimiento Phi-c reduction se parece al método de cálculo de factores de seguridad que se ha adoptado convencionalmente en los análisis de círculos de deslizamientos (Manual de PLAXIS, versión 8, R.B.J. Brinkgreve)

Es importante mencionar que el método directo ofrece algunos beneficios comparado con los métodos tradicionales de análisis de estabilidad de suelos. Las siguientes ventajas consideradas por este método son:

- No es necesario hacer supuestos, ni en la forma, ni en la ubicación de la superficie de falla. El mecanismo de falla se encuentra a través de las zonas donde la masa de suelo es incapaz de resistir los esfuerzos aplicados. Es así que la superficie de falla se desarrolla de forma automática, sin forzar su ubicación, ni su forma.
- La masa de suelo no se divide en dovelas, por lo que no es necesario las suposiciones en cuanto a las fuerzas interdovelas.
- Si se emplea parámetros elasto-plásticos reales en la modelización, la solución encontrada por este método proporciona información de desplazamiento y deformaciones a esfuerzos reales de trabajo. El FEM se puede emplear para determinar las deformaciones desarrolladas por diferentes combinaciones de carga y por diferentes procesos constructivos.

- El método es idóneo para modelar la falla progresiva desde el inicio hasta la culminación de la misma.
- Casos complejos, por ejemplo, estratigrafía compleja, pueden ser modelados con facilidad.
- La interacción suelo-estructura puede ser considerada, por ejemplo, en pendientes donde es necesario los empleos de estructuras de refuerzo.
- Características del comportamiento en tres dimensiones pueden ser fácilmente acopladas.

Se debe mencionar que los resultados obtenidos por el FEM tanto en los valores del factor de seguridad, cuando en la ubicación y forma de la superficie de falla, son similares con aquellos resultados obtenidos por los métodos tradicionales (Griffiths y Lane, 1999; Bojorque, 2008), corroborando de esta manera la aplicabilidad del método para el análisis de la estabilidad de suelos y mantener todas sus ventajas.

5 CAPÍTULO V: CASO APLICATIVO

5.1 Generalidades

Cuando se ejecuten las obras civiles, siempre se va a enfrentar a diferentes problemáticas debido a la singularidad de los proyectos a ejecutar y por ello se tiene que presentar soluciones adecuadas.

Por ello, es necesario conocer el comportamiento y la propiedad que ofrecen cada metodología a utilizar en cada proyecto involucrado a las soluciones de sostenimiento de terreno, en específico los muros anclados.

En esta parte de la investigación se desarrollará el modelado del muro anclado, del proyecto real, con la finalidad de llegar a un análisis competente y significativo para la comprensión del comportamiento de este durante el periodo de ejecución del mismo.

5.2 Descripción del proyecto

El proyecto Hotel Aeropuerto, está ubicado en la intersección de la Avenida Tomás Valle con la Avenida Elmer Faucett, adyacente al Centro Aéreo Comercial, Frente al Aeropuerto Jorge Chávez, en la provincia Constitucional del Callao.

El Hotel comprenderá un edificio de 8 pisos con azotea, 2 sótanos para estacionamiento y un tercer sótano para la cisterna. El nivel de piso del segundo sótano es de 7.65 m y el nivel de piso del tercer sótano es de 9.65 m. El área de construcción es de 1500 m², el edificio tendrá estructura aporticada de concreto armado, techos aligerados de concreto y tabiquería de ladrillos. Así mismo, estará cimentado por medio de zapatas y cimientos corridos que transmiten cargas al terreno no mayores de 450 toneladas y 100 Ton/ml.

Figura 5-1: Edificación Hotel Aeropuerto

5.3 Problemática

Identificar las tensiones y deformaciones que generan el comportamiento del terreno durante las etapas de construcción del sótano del hotel aeropuerto. De acuerdo al tipo de suelo presente en la zona de trabajo, para la construcción de los sótanos se vio conveniente utilizar la técnica de muros anclados.

5.4 Parámetros de Diseño

5.4.1 Delimitación de Geometría

El proyecto comprende la construcción del borde perimetral con muros anclados, estos se dividen en dos cortes; el corte 1 comprende una cota de fondo total de 13.30 m y el corte 2 un fondo de 9.65 m, esto se debe a que en el primer corte se presenta el sótano correspondiente a la cisterna del edificio. Por ende, para fines de realización de esta tesis se tomará en consideración la evaluación de un eje del proyecto.

Figura 5-2: vista en planta del hotel aeropuerto, (planos del proyecto original)

Figura 5-3: vista longitudinal del hotel aeropuerto

El eje para evaluar será el eje J-J, debido a que en este corte presenta la mayor altura de construcción (NF -13.30 m). El criterio por el cual se escoge este eje, se debe a que a mayor profundidad los anclajes inferiores soportan mayor carga actuante, por ende, las deformaciones que se obtendrán serán considerables a si evaluamos una profundidad menor, observar **Figura 5-4**.

Figura 5-4: vista transversal del eje J-J, NF. 13.30 m, proyecto Hotel Aeropuerto

5.4.2 Parámetros Geotécnicos

5.4.2.1 Condiciones de Terreno

El terreno donde se ejecutó el proyecto se encuentra en la provincia del callao y es una superficie sensiblemente plana, libre y despejada.

El suelo está conformado por una capa superior de relleno de grava suelta arcillosa, de plasticidad alta, medianamente compacta, con restos de desmonte o basura, de espesor variable entre 0,60 y 0,80 m; seguida de un estrato de grava promedio arcillosa, plasticidad baja, medianamente compacta, de 1,00 m de espesor. Finalmente se ubica una grava densa, compacta.

Para el cálculo de módulo de Young del suelo se realizó el ensayo de refracción sísmica (ver **Figura 5-5**), el cual consiste en un ensayo geofísico in situ que mediante ondas generadas en el suelo (ondas P y S) se mide el tiempo de propagación de las ondas elásticas, transcurridos entre el punto donde se generaron las ondas sísmicas y la llegada de estas a diferentes puntos de observación. Para ello se utiliza las siguientes ecuaciones (Geotechnical Earthquake Engineering, Steven L. Kramer).

$$V_p = \sqrt{\frac{G(2-2v)}{\rho(1-2v)}} \quad \text{Ecu. 5.1}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{Ecu. 5.2}$$

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu} \quad \text{Ecu. 5.3}$$

$$v = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \quad \text{Ecu. 5.4}$$

Para el cálculo del Módulo de elasticidad se ha considerado la línea de refracción L1, por la ubicación cercana a la sección más crítica analizada como se observa en la Figura 5-5, para ello se aplicaron las Ecuaciones 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4. Los resultados son presentados en la **Tabla 5-1**, el MEA fue redondeado al entero superior.

Tabla 5-1: Parámetros utilizados en el análisis del suelo.

Estratos	Profundidad (m)	V _P (m/s)	V _S (m/s)	Y (tn/m ³)	Gd (kg/cm ²)	Ed (kg/cm ²)	MEA ⁽¹⁾ (kN/m ²)
Estrato 1	1,10	300	185,8	1,90	563,6	1340,1	32222,06 ⁽²⁾
	2,30	280	144,0	1,90	338,7	894,2	
Estrato 2	3,70	500	275,3	2,10	1237,6	3174,3	49961,68 ⁽³⁾
	5,30	1000	157,9	2,10	508,6	1512,8	
Estrato 3	7,00	1200	361,1	2,10	2793,8	8103,3	89855,47 ⁽⁴⁾
	8,90	1600	282,9	2,10	1715,5	5091,0	
Estrato 4	11,0	1800	491,4	2,10	5173,8	15104,8	89855,47 ⁽⁵⁾
	13,2	2000	475,4	2,10	4842,8	14238,4	

Nota: V_p: Velocidad P, V_s: Velocidad S, y: Peso Específico, Gd: Módulo de Corte, Ed: Módulo de Young y MEA: Módulo de Young Ajustado.

- Los parámetros dinámicos fueron calculados con las ecuaciones presentadas en el capítulo 5.4.2.1.

(1) El MEA fueron ajustados de acuerdo con las profundidades y recomendaciones del Doctor Jorge Cárdenas.

- (2) El Ed del estrato 1 fue dividido por 3,40.
- (3) El Ed del estrato 2 fue dividido por 4,60
- (4) El Ed del estrato 3 fue dividido por 7,20
- (5) El Ed del estrato 4 se mantiene el mismo que el estrato 3

Figura 5-5: Vista en Planta de las Líneas de Refracción Sísmica del Proyecto Hotel Aeropuerto

Con respecto a los parámetros geotécnicos, en el área del proyecto se excavaron 8 calicatas, 5 calicatas de 5m y 3 calicatas de 10m. Así mismo, se ejecutaron 10 ensayos de densidad de campo, por el método de cono y arena, basados en la Norma ASTM D1556. Las densidades consideradas en el modelo son las calculadas cerca de la zona crítica de análisis, las densidades se presentan en la **Tabla 5-2**, para cada estrato.

Para los ensayos de laboratorio se sacaron muestras a diferentes profundidades de cada una de las calicatas y se enviaron a realizar lo siguiente:

- Distribución granulométrica (ASTM D6913),
- Límite de Consistencia (ASTM 4318),
- Clasificación SUCS (ASTM D2487) y
- Corte Directo (ASTM D3080)

Finalmente, los parámetros de ángulo de fricción y cohesión se obtuvieron de los ensayos de corte, en la **Tabla 5-2** se presentan los valores.

El módulo de Poisson ν se define como la relación entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial de un material. Para el caso de suelos, el rango de valores utilizados por cada tipo se muestra a continuación:

Tabla 5-2: Valores de módulo de poisson, Leoni Augusto 2012

Tipo de Suelo	ν
Arena Suelta	0,1 – 0,3
Arena Densa y Suelos Granulares	0,3 – 0,45
Limo	0,2 – 0,4
Arcilla Saturada	0,5
Arcilla parcialmente Saturada	0,3 – 0,4
Arcilla con arena	0,2 – 0,4

Fuente: Parametrización de Suelos (Leoni Augusto, 2012).

Para este proyecto se cuenta con 3 tipos de suelos y en la **Tabla 5-3** se presenta un resumen de los parámetros geotécnicos.

Tabla 5-3: Parámetros utilizados en el análisis del suelo.

Símbolo	grava suelta	grava promedio	Grava Densa	Unidades
γ	19,0	21,0	21,0	kN/m ³
k_x	0,00	0,00	0,00	m/día
k_y	0,00	0,00	0,00	m/día
E	3,2x10 ⁴	5x10 ⁴	9x10 ⁴	kN/m ²
ν	0,35	0,35	0,35	-
C	20,0	10,0	15,0	kN/m ²
ϕ	38,0	40,0	42,0	(°)
Ψ	8,00	10,0	12,0	(°)

γ : Peso específico, k_x : Coeficiente de permeabilidad, E : módulo de Young, ν : Coeficiente de Poisson, C : cohesión, ϕ : Angulo de fricción y Ψ : Angulo de dilatación.

Por otro lado, Actualmente se emplean una serie de sistemas de instrumentación y exploración, con el objeto de monitorear los movimientos generados por las obras en el terreno y las edificaciones aledañas, lo cual permite controlar el comportamiento de los muros anclados y los elementos estructurales. Muchos autores recomiendan tener cuidado y limitar dichos movimientos, para evitar posibles daños a las estructuras colindantes. Es importante tener un criterio de peligrosidad ante los movimientos del terreno al momento de realizar las excavaciones, lo cual está basado en la distorsión angular y cuyo valor límite está dada por la siguiente expresión (Rodríguez Ortiz, 2002).

$$\frac{\Delta S}{L} < \frac{1}{1000} \quad \text{Ecu. 5.5}$$

Donde: ΔS es el asentamiento en la superficie y L es la longitud de muro del muro anclado

5.4.3 Características sísmicas

En el caso del análisis de estabilidad con condiciones de carga sísmica fueron simuladas usando el método pseudo-estático. Este tipo de análisis modelan los eventos sísmicos con una aceleración constante y en una misma dirección, es decir, un pulso constante. Además, para este tipo de análisis, se toma una fracción de la máxima aceleración prevista para el modelado.

Según el centro peruano japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres (CISMID), los suelos de la ciudad de Lima se dividen en 5 zonas clasificadas geotécnica y sísmicamente.

Para el caso del Proyecto Hotel Aeropuerto por su ubicación se encuentra dentro de la Zona II, ya que está conformado por un estrato de suelos granulares finos y suelos arcillosos, que varían entre 3 y 10 metros, seguido a estos estratos encontramos grava aluvial o coluvial (CISMID, 2011)

Es por ello que para el diseño del muro anclado se usa un coeficiente sísmico que varía de acuerdo con el tipo de elemento, ya que puede ser un muro anclado temporal o permanente. Para elementos permanentes por lo general, el diseño se analiza por lo menos con un coeficiente sísmico de 0,35g a 0,50g para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años en el conglomerado de Lima, otra alternativa

es realizar un estudio de peligro sísmico en el área de interés (Z. Aguilar et al 2017). Sin embargo, la estructura analizada en esta investigación es un muro anclado temporal y para fines académicos se ha calculado el PGA con el “Servicio Web de Consultas de Peligro Sísmico en el Territorio” de la página de SENCICO (2016).

Para el cálculo del PGA se consideró una probabilidad de excedencia del 10% en 10 años para un periodo de retorno de 100 años.

Figura 5-6: *Espectro de Peligro Uniforme*

De acuerdo con la **Figura 5-6** se obtiene como resultado que el PGA es igual a 0,19g. Para un mayor sustento del coeficiente sísmico, el ingeniero Juan Bariola, por intermedio de la empresa Geofundaciones realizó una consultoría sobre “Peligro sísmico de Muros Pantalla en Grava de Lima”, que para elementos temporales (muros anclados) se reduce el coeficiente sísmico a 0,20g para un periodo de retorno de 100 años en el conglomerado del suelo Limeño (Joan Hernan, 2018).

En esta tesis se consideró el PGA de 0,20g para los análisis pseudo-estáticos en la **Tabla 5-4**, se presenta el coeficiente de aceleración el cual representa el 50% de la aceleración máxima del terreno.

Tabla 5-4: *Tabla de coeficiente Sísmico a utilizar en el modelado, Proyecto Hotel Aeropuerto*

Dirección	Coeficiente de Aceleración
<i>horizontal</i>	0,10

5.5 Modelamiento Computacional

5.5.1 Método de Equilibrio Limite (SLIDE)

En esta sección del proceso, se modelará el caso aplicativo con el programa computacional SLIDE, ya que se cuenta con todos los datos necesarios mostrados anteriormente para poder realizar el cálculo del factor de seguridad. Considerando diversas circunstancias del comportamiento del anclaje y los diferentes resultados obtenidos.

5.5.1.1 Modelo geométrico utilizado

Figura 5-7: *Modelo geométrico inicial, fuente propia*

5.5.1.2 Modelo geométrico Obtenido

Figura 5-8: Primer resultado de simulación estática

Como se puede observar en la **Figura 5-8**, el factor de seguridad es de 4.3 aproximadamente, lo cual se encuentra dentro de los límites permitidos en los diseños de estabilidad de talud.

5.5.1.3 Análisis de variación de parámetros para el modelo realizado

Con la finalidad de evaluar la variación de los esfuerzos axiales en el bulbo y comportamiento del sistema se realizó un análisis paramétrico, que se empezó de acuerdo con el análisis previo del SLIDE.

A. Variación del factor de seguridad por Longitud de Bulbo:

Dentro del sistema analizado, la estructura que tiene mayor importancia es el bulbo del anclaje, ya que es aquí donde se efectúa la fuerza de fricción para soportar el tensado que se puede aplicar o no al anclaje, dependiendo del diseño que se está realizando y para diferentes cargas actuantes. En el **Anexo B** y **Anexo C** se presentan los resultados de variación por metro lineal de bulbo.

Tabla 5-5: Resumen de resultados obtenido por Slide

Variación	Anclaje	Fuerza (ton)	Long. De bulbo (m)	FoS	
				Estático	Pseudo- estático
Completo	1	60,0	4,50		
	2	70,0	5,50	5,04	4,99
	3 y 4	70,0	9,00		
-1,00m	1	60,0	3,50		
	2	70,0	4,50	5,44	3,68
	3 y 4	70,0	8,00		
-2,00m	1	60,0	3,50		
	2	70,0	3,50	4,78	3,32
	3 y 4	70,0	7,00		
-3,00m	1	60,0	3,50		
	2	70,0	3,50	3,79	2,77
	3 y 4	70,0	6,00		
-4,00m	1	60,0	3,50		
	2	70,0	3,50	3,22	2,55
	3 y 4	70,0	5,00		
-5,00m	1	60,0	3,50		
	2	70,0	3,50	2,86	2,34
	3 y 4	70,0	4,00		

Como se puede observar en la tabla anterior, aplicando la misma fuerza para tres longitudes diferentes y menor una de otra, el factor de seguridad es decreciente, es decir la capacidad de adherencia y soporte del mismo va en disminución sin llegar al posible colapso del sistema.

5.5.2 Método de Elementos Finitos (PLAXIS)

5.5.2.1 Descripción de la Geometría

En esta sección se realizará el análisis del muro anclado con el programa PLAXIS, para este análisis de estabilidad se utilizó el modelo Mohr-Coulomb, este modelo es uno de los diversos modelos que te brinda el programa y se utilizó debido a que es el que se ajusta mejor a los parámetros obtenidos del proyecto.

Para la creación de la geometría, en PLAXIS se está considerando el corte que tiene más profundidad de excavación (13,3 m). Antes de iniciar con la creación de la geometría es necesario realizar los ajustes generales en el apartado General Setting, para este proyecto se utiliza un modelo de deformaciones planas (Plane strain), ya que en este caso se está considerando que la geometría es casi uniforme.

El tipo de elemento a utilizar será de 15 nodos, puesto que este proporciona doce puntos de evolución de tensiones (punto Gauss), con ello se obtiene mayor exactitud en los resultados de problemas geotécnicos complejos.

En la primera fase de la creación de la geometría el terreno es representado utilizando la herramienta línea de geometría (Geometry line). Un conjunto de líneas que forman una poligonal cerrada constituye dominios de terreno independientes. Esto significa que a cada dominio (cluster) se le puede asignar un conjunto de datos del terreno diferentes para simular, ver **Figura 5-9**.

Figura 5-9: Vista de la geometría longitudinal del modelo, Elaboración Propia.

Las dimensiones y profundidades que se aplica a cada muro anclado (muro y anclaje) y las fuerzas de tensión de cada uno de los bulbos se presentan en la **Figura 5-10**. Dichas características son las que se utilizaron en el proyecto diseñado por la empresa responsable.

Figura 5-10: Modelo base de estudio, detalle de medidas, Elaboración Propia.

Figura 5-11: Modelo inicial en el programa PLAXIS, Elaboración Propia.

5.5.2.2 Cargas y Condiciones de Contorno

Una facilidad brindada por el programa PLAXIS, es el de introducir cargas distribuidas, lineales o cargas puntuales, estas cargas son aplicados en los contornos del modelo, así como en el interior del mismo.

- a) Prescripciones de desplazamiento: son condiciones especiales que pueden ser impuestas en el modelo con la finalidad de controlar los desplazamientos de puntos específicos.

- b) cargas distribuidas: la generación de una carga distribuida en el modelo geométrico es similar a la creación de una línea geométrica.

Las unidades de las cargas son de fuerza por unidad de superficie (kN/m²). Para el caso de esta investigación y con la finalidad de representar las cargas aledañas y otras cargas presentes en los alrededores como los vehiculares, se consideró 30kN/m², carga que fue utilizada en el diseño original del muro anclado.

5.5.2.3 Propiedades de los Materiales

Las propiedades consideradas para el modelamiento del muro anclado en el programa fueron consideradas de acuerdo con las condiciones de diseño establecidas por la empresa encargada, la información fue otorgada por el ingeniero Ángel Ruiz y se presenta en la **Tabla 5-6**.

Tabla 5-6: Parámetros de rigidez de las estructuras, Elaboración Propia

Símbolo	Anclaje	Bulbo	Muro	Unidades
EA	1x10 ⁵	1,99x10 ⁵	5,33x10 ⁶	kN/m
EI	-	-	2,78x10 ⁴	kNm ² /m
D	-	-	0,25	m/día
W	-	-	3,27	kN/m
V	-	-	0,15	-

E: Modulo de Young, A: área, I: Inercia, D: Espesor del muro, W: Peso del muro y V: Coeficiente de Poisson del concreto.

5.5.2.4 Generación de Malla

Después de obtener el modelo geométrico completamente definido y las propiedades de los materiales asignados al modelo, la geometría se tiene que dividir en elementos finitos con la finalidad de realizar los cálculos.

La generación de malla es el procedimiento de triangulación en el cual se obtiene la malla “no estructuradas”. Esto se debe, a que estas mallas pueden parecer desordenadas, sin embargo, su rendimiento numérico, por lo general, es mejor que el de las mallas regulares (estructuradas). PLAXIS brinda las opciones de varios niveles de malla: Muy grosero (very coarse), grosero (coarse), medio (medium), Fino (Fine) y muy fino (very Fine). Con la

finalidad de una mayor precisión en la obtención de los resultados, el análisis se realizó con una malla muy fina, ver **Figura 5-12**.

Figura 5-12: Generación de malla del suelo a fino y refinamiento del bulbo, *Elaboración Propia*.

5.5.2.5 Etapas de Calculo

A continuación, se realiza el modelamiento completo por etapas, hasta alcanzar la profundidad requerida (13,30m) y se detalla en las siguientes figuras desde la letra “a” hasta la letra “j”.

Etapa 0: 0 m: comportamiento del suelo sin excavacion con presencia de las sobrecargas aledañas.

a) comportamiento del suelo tras la primera excavacion.

b) comportamiento del suelo despues de la primera excavacion y colocado el primer anillo de muro anclado.

Etapa 1 : 2.66 m , construccion del primer anillo, Fuente Propia

c) comportamiento del suelo tras la segunda excavacion.

d) comportamiento del suelo despues de la excavacion y colocado el segundo anillo de muro anclado.

Etapas 2 : 5.32 m , construccion del segundo anillo, Fuente Propia

e) comportamiento del suelo tras la tercera excavacion.

f) comportamiento del suelo despues de la excavacion y colocado el tercer anillo de muro anclado.

Etapas 3 : 7.98 m , construccion del tercer anillo, Fuente Propia

g) comportamiento del suelo tras la cuarta excavacion.

h) comportamiento del suelo despues de la excavacion y colocado el cuarto anillo de muro anclado.

Etapas 4 : 10.64m , construccion del cuarto anillo, Fuente Propia

i) comportamiento del suelo tras la ultima excavacion.

j) comportamiento del suelo despues de la excavacion y colocado del ultimo anillo de muro anclado

Etapas 5 : 13.30m , construccion del ultimo anillo, Fuente Propia

5.5.2.6 Resultado

En este apartado se presentan los resultados obtenidos luego de haber realizado el modelado. Los cálculos en el programa PLAXIS es de tipo plástico. Estos resultados son gestionados y visualizados a través del sub-programa de PLAXIS output, esta herramienta permite ver y elaborar listas de resultados correspondientes a la situación inicial y a cada fase de cálculo.

Figura 5-13: Malla deformada de la geometría luego de realizar la primera excavación con una sobrecarga externa, Elaboración Propia.

El primer resultado obtenido iniciado el subprograma, es el gráfico de la malla de elementos finitos una vez deformada (ver **Figura 5-13**), se obtiene la deformación máxima del suelo después de la primera excavación. El desplazamiento total en esta primera excavación es 6,50mm, la escala es aumentada 100 veces más para que su pueda visualizar mejor los pequeños desplazamientos a simple vista.

Figura 5-14: Desplazamientos totales representado por medio de sombras, correspondientes a los desplazamientos totales absolutos, Elaboración Propia.

Así mismo, en la **Figura 5-14**, se puede visualizar los desplazamientos totales más importantes que se producen en diferentes zonas del proyecto y que son obtenidos a partir de las componentes de desplazamiento horizontal (x) y vertical (y) en todos los nodos al final del cálculo.

Figura 5-15: Tensiones totales principales representados con cruces en los puntos de tensión, Elaboración Propia.

La longitud de cada línea roja representa la magnitud de la tensión principal y la dirección indicada. En la **Figura 5-15** se puede apreciar que la dirección principal de las tensiones corresponde con la vertical del suelo y en el intradós del muro cuando se activa, ambos corresponden con la horizontal.

Designados todos los parámetros y coeficientes mostrados en la Tabla 5-3 y Tabla 5-6 en el output, se activa el primer muro anclado (Muro, anclaje y bulbo) que de acuerdo con el diseño original se aplica una fuerza de tensión de 588kN.

Figura 5-16: Desplazamiento total calculado luego de activar el primer anillo, Elaboración Propia.

Del mismo modo el muro sufre un desplazamiento generado a causa del esfuerzo ejercido por las presiones del suelo y del anclaje (fuerza del bulbo por efecto de la tensión).

Figura 5-17: Graficas de resumen de resultados, Elaboración Propia

Los resultados obtenidos en esta primera fase de la excavación son: desplazamiento total del muro anclado es 18,50mm (desplazamiento, fuerza axial máxima es -76.62kN/m, fuerza cortante máxima es -321kN/m y el momento máximo es 181,1kN/m, el signo en los resultados solo indica la dirección de la fuerza.

Finalmente se evalúa la fuerza axial del bulbo, lo cual es el objeto de estudio de esta tesis.

Figura 5-18: Diagrama de fuerza axial del bulbo, Elaboración Propia

En la **Figura 5-18** se puede visualizar como se desarrolla la fuerza axial por efecto de la tensión en toda la longitud del bulbo. En la parte izquierda se concentra el esfuerzo de tensión máximo y en la parte derecha se observa que la fuerza axial ha disminuido

considerablemente hasta un mínimo. Los resultados obtenidos en esta fase del análisis son: Fuerza axial máximo 457,2kN/m y la fuerza axial mínima 17,2kN/m.

El análisis y el cálculo es el mismo durante todo el proceso constructivo hasta llegar a la profundidad deseada, donde se calculan el comportamiento del bulbo durante el proceso constructivo para cada uno de los anclajes (anclaje 1, anclaje 2, anclaje 3 y anclaje 4), el análisis global de esfuerzo de tensión del bulbo para cada uno de los anclajes (anclaje 1, anclaje 2, anclaje 3 y anclaje 4), las deformaciones horizontales y verticales y los factores de seguridad obtenidas por el método phi-reduction.

5.5.2.7 Análisis de Resultado por Reducción de Bulbo

De acuerdo con los resultados obtenidos se consideró que los esfuerzos de tensión menores a los 50kN/m pertenecen a la zona no activa, es decir que si una parte de la longitud del bulbo se encuentra dentro de la zona no activa se considera que no aporta o trabaja. Este criterio se asume como una condición de medida.

A.1) Análisis Global de Esfuerzo de Tensión del Bulbo – Anclaje 1

El anclaje 1 inicialmente está diseñado con un bulbo de 4,50m de longitud solo se reduce a 3,50m, como se mencionó anteriormente por recomendaciones geotécnicas. En la **Figura 5-19** se observa el comportamiento del bulbo al ser reducido de 4,50m a 3,50m. La distribución de los esfuerzos de tensión no varía y siguen la misma tendencia.

El esfuerzo de tensión máximo no varía para ambos casos ya que, para el bulbo de 4,50m es de 457,2kN/m y para el bulbo de 3,50m el esfuerzo de tensión máximo es 457,3kN/m. A diferencia con el esfuerzo de tensión mínimo se observa que, si hay diferencia, puesto que, para el bulbo de 4,50m es 17,2kN/m y para el bulbo de 3,50m es 105kN/m. Esto demuestra que a lo largo de la longitud del bulbo el esfuerzo de tensión disminuye como se observa en la **Figura 5-19** y se puede concluir que aproximadamente a partir de los 4 m el bulbo no trabaja.

Figura 5-19: Anclaje 1 - Análisis Global de Esfuerzo del Bulbo, Fuente Propia

A.2) Análisis Global de Esfuerzo de Tensión del Bulbo – Anclaje 2

El anclaje 2 inicialmente está diseñado con un bulbo de 5,50m de longitud de la misma forma que el anclaje 1 solo se redujo a 3,50m. En la **Figura 5-20** se observa el comportamiento del bulbo al ser reducido de 5,50m a 4,50m y 3,50m. La distribución de los esfuerzos de tensión varía entre las longitudes de 5,50m y 4,50m y no siguen la misma tendencia. Sin embargo, entre las longitudes de 4,50m y 3,50m la distribución de los esfuerzos de tensión no varían y siguen la misma tendencia.

El esfuerzo de tensión máximo para el bulbo de 5,50m es de 494,5kN/m, en la primera reducción, que es a 4,50m su esfuerzo de tensión máximo es de 474,5kN/m y en su última reducción que es a 3,50m el esfuerzo máximo de tensión es 474,5kN/m, hay una diferencia de esfuerzo de tensado inicial entre la longitud de 5,50m y 4,50m, que a diferencia entre las longitudes de 4,50m y 3,50m los esfuerzos son lo mismo.

A diferencia con el esfuerzo de tensión mínimo se observa que, si hay diferencia para los 3 casos, puesto que, para el bulbo de 5,50m es 12,1kN/m, para el bulbo de 4,50m es 27,8kN/m y para el bulbo de 3,50m es 80,1kN/m. De la misma forma esto demuestra que a lo largo de la longitud del bulbo el esfuerzo de tensión disminuye como se observa en la **Figura 5-20** y se puede concluir que, al tener una longitud de bulbo de 5,50 m, aproximadamente a partir de los 4,50 m el bulbo no trabaja. Del mismo modo, con un bulbo de 4,50 m de longitud,

aproximadamente a partir de los 4 m el bulbo no trabaja. Sin embargo, para un bulbo de 3,50 m de longitud se observa que toda la longitud trabaja. Así mismo, se puede observar que a partir de 170kN/m de esfuerzo de tensión el desarrollo de la distribución de esfuerzos es diferente en cada longitud.

Figura 5-20: Anclaje 2 - Análisis Global de Esfuerzo del Bulbo, Fuente Propia

A.3) Análisis Global de Esfuerzo de Tensión del Bulbo – Anclaje 3

El anclaje 3 inicialmente está diseñado con un bulbo de 9,00m de longitud a diferencia del anclaje 1 y anclaje 2 este anclaje se redujo solo hasta 4,00m. En la **Figura 5-21** se observa el comportamiento del bulbo al ser reducido de 9,00m a 4,00m, la distribución de los esfuerzos de tensión del bulbo varía en todas las reducciones de longitudes y no siguen la misma tendencia.

El esfuerzo de tensión máximo para el bulbo de 9,00m es de 498,4kN/m, para el bulbo de longitud de 8,00m es 495kN/m, para el bulbo de longitud de 7,00m es 489kN/m, para el bulbo de longitud de 6,00m es 487kN/m, para el bulbo de longitud de 5,00m es 486,1kN/m y para el bulbo de longitud de 4,00m es 485,1kN/m, hay una diferencia de 10kN/m de esfuerzo de tensado inicial entre las reducciones de longitudes de 9,00m hasta los 4,00m.

En el esfuerzo de tensión mínimo se observa que también hay diferencia para los 6 casos, puesto que para el bulbo de 9,00m es 8,19kN/m, para el bulbo de 8,00m es 7,01kN/m, para el bulbo de 7,00m es 12,8kN/m, para el bulbo de 6,00m es 9,54kN/m, para el bulbo de 5,00m

es 10,9kN/m y para el bulbo de 4,00m es 70,4kN/m. Para el anclaje 3 se puede concluir que casi en todas las reducciones de bulbo a excepción del bulbo de 4 m de longitud no trabajan tal como se observa en la **Figura 5-21**. Así mismo, se puede observar que a partir los 100kN/m los esfuerzos varían a lo largo de su longitud final.

Figura 5-21: Anclaje 3 - Análisis Global de Esfuerzo del Bulbo, Fuente Propia

A.4) Análisis Global de Esfuerzo de Tensión del Bulbo – Anclaje 4

El anclaje 4 inicialmente está diseñado con un bulbo de 9,00m de longitud de la misma forma que el anclaje 3 este también se reducirá hasta los 4,00m. En la **Figura 5-22** se observa el comportamiento del bulbo al ser reducido de 9,00m a 4,00m. La distribución de los esfuerzos de tensión del bulbo varía en todas las reducciones de longitudes desde los 9,00m hasta los 4,00m y no siguen la misma tendencia.

El esfuerzo de tensión máximo para el bulbo de 9,00m es de 490,9kN/m, para el bulbo de longitud de 8,00m es 488,2kN/m, para el bulbo de longitud de 7,00m es 489kN/m, para el bulbo de longitud de 6,00m es 485,8kN/m, para el bulbo de longitud de 5,00m es 481,9kN/m y para el bulbo de longitud de 4,00m es 481,4kN/m, hay una diferencia de 10kN/m de esfuerzo de tensado inicial entre las reducciones de longitudes de 9,00m hasta los 4,00m.

En el esfuerzo de tensión mínimo se observa que también hay diferencia para los 6 casos, puesto que para el bulbo de 9,00m es 8,05kN/m, para el bulbo de 8,00m es 9,99kN/m, para el bulbo de 7,00m es 12,49kN/m, para el bulbo de 6,00m es 12,10kN/m, para el bulbo de

5,00m es 16,7kN/m y para el bulbo de 4,00m es 79,4kN/m. Esto demuestra que similar al anclaje 3 a lo largo de la longitud del bulbo el esfuerzo de tensión disminuye para todas las reducciones a excepción el bulbo de 4 m no trabajan, tal como se observa en la **Figura 5-22**. Así mismo, se puede observar que a partir los 110kN/m los esfuerzos varían en cada metro de longitud.

Figura 5-22: Anclaje 4 - Análisis Global de Esfuerzo del Bulbo, Fuente Propia

B-1) Comportamiento del Bulbo Durante el Proceso Constructivo – Anclaje 1

Para poder ver como se desempeña el bulbo durante todo el proceso constructivo se realizó un análisis en cada fase de excavación resumiendo los resultados en la **Figura 5-23**, que muestra al anclaje 1 con una longitud de bulbo de 4,50m, anclaje 2 con una longitud de bulbo de 5,50m y el anclaje 3 y 4 con una longitud de 9,00m.

El esfuerzo máximo de tensión alcanzado por el bulbo en su fase inicial de activación es decir en la primera excavación es 457kN/m, además se observa como varía la distribución de esfuerzos en cada etapa de excavación y tensado de los anclajes 2, 3 y 4. A medida que se continúa excavando el esfuerzo máximo disminuye hasta 410kN/m, esto resulta cuando se activa el anclaje 3 en la tercera excavación. Finalmente, cuando se llega a los 13,30m de profundidad el esfuerzo de tensión del bulbo aumenta hasta los 420kN/m siendo este el valor final alcanzado por el bulbo de 4,50m del anclaje 1.

El esfuerzo mínimo de tensión del bulbo en su fase inicial es de 17,2kN/m y a medida que se sigue excavando, hay una variación hasta un mínimo de 8,61kN/m, que sucede en la activación del anclaje 3 y al llegar a los 13.30m de profundidad su esfuerzo mínimo final alcanzado es 11,65kN/m.

Nota:

- Anclaje 1 con bulbo de 4,50m de longitud.
- Anclaje 2 con bulbo de 5,50m de longitud
- Anclaje 3 con bulbo de 9,00m de longitud
- Anclaje 4 con bulbo de 9,00m de longitud

Figura 5-23: Anclaje 1 – Longitudes de Bulbo Completas, Fuente Propia

En el **Anexo E** se observa el desarrollo completo de todo el proceso de reducción de bulbo del anclaje 1 durante el proceso constructivo, lo cual muestra que el comportamiento de esfuerzo de tensión máximo promedio global no varía se mantiene en 457kN/m. Sin embargo, la distribución del esfuerzo de tensión máxima y esfuerzos de tensión mínima disminuye y cambia a lo largo de su longitud.

En la **Figura 5-24** se observa que el resultado final y comportamiento del bulbo del anclaje 1, al reducir las longitudes de bulbo de todos los anclajes al mínimo se obtiene que el esfuerzo de tensión máxima es 457kN/m, el cual se reduce hasta 411,8kN/m con una diferencia de 1kN/m del modelo inicial, esto resulta cuando se activa el anclaje 3 en la tercera excavación. Finalmente, al llegar a los 13,30m su esfuerzo máximo final es 424,3kN/m.

El esfuerzo mínimo de tensión del bulbo en su fase inicial es de 101,42kN/m y a medida que se sigue excavando hay una variación hasta un mínimo de 77,8kN/m, que se presenta al activar el anclaje 3. Finalmente, al llegar a los 13,30m su esfuerzo mínimo final es 88,57kN/m.

Nota:

- Anclaje 1 y 2 con bulbo de 3,50m de longitud.
- Anclaje 3 y 4 con bulbo de 4,00m de longitud.

Figura 5-24: Anclaje 1 – Reducción Final de Longitud de Bulbo los Anclajes, Fuente Propia

B-2) Comportamiento del Bulbo Durante el Proceso Constructivo – Anclaje 2

En la **Figura 5-25** se realizó un análisis en cada fase del proceso constructivo resumiendo los resultados del anclaje 2, que muestra al anclaje 1 con una longitud de bulbo de 4,50m, anclaje 2 con una longitud de bulbo de 5,50m y el anclaje 3 y 4 con una longitud de 9,00m.

El esfuerzo máximo de tensión alcanzado por el bulbo en su fase inicial de activación es decir en la segunda excavación es 494kN/m, además se observa como varía la distribución de esfuerzos en cada etapa de excavación y tensado de los anclajes 3 y 4. A medida que se continúa excavando el esfuerzo máximo disminuye hasta 459kN/m, esto resulta cuando se activa el anclaje 4 en la cuarta excavación. Finalmente, cuando se llega a los 13,30m de profundidad el esfuerzo de tensión del bulbo aumenta hasta 465,1kN/m siendo este el valor final alcanzado por el bulbo de 5,50m del anclaje 2.

El esfuerzo mínimo de tensión del bulbo en su fase inicial es de 12,1kN/m y a medida que se sigue excavando, hay una variación hasta un mínimo de 3,8kN/m, que se presenta cuando se activa el anclaje 4 y al llegar a los 13.30m de profundidad su esfuerzo mínimo final alcanzado es 5,64kN/m.

Nota:

- Anclaje 2 con bulbo de 5,50m de longitud
- Anclaje 3 con bulbo de 9,00m de longitud.
- Anclaje 4 con bulbo de 9,00m de longitud

Figura 5-25: Anclaje 2 – Longitudes de Bulbo Completas, Fuente Propia

En el **Anexo E** se observa el desarrollo completo en cada proceso de reducción de bulbo del anclaje 2, lo cual muestra que el comportamiento de esfuerzo de tensión máximo promedio global cambia entre 495kN/m y 462kN/m y también la distribución del esfuerzo de tensión máxima y esfuerzos de tensión mínima disminuye y cambia a lo largo de su longitud.

En la **Figura 5-26** se observa que el resultado final y comportamiento del bulbo del anclaje 2, al reducir las longitudes de bulbo de todos los anclajes al mínimo se obtiene que el esfuerzo de tensión máxima es 462,3kN/m, el cual se reduce hasta 426,5kN/m con una diferencia de 32,8kN/m del modelo inicial, esto sucede cuando se activa el anclaje 4 en la cuarta excavación, al llegar a los 13,30m su esfuerzo máximo final es 433,8kN/m.

El esfuerzo mínimo de tensión del bulbo en su fase inicial es de 13,48kN/m y a medida que se sigue excavando, también hay una variación hasta un mínimo de 4,86kN/m, que resulta al activar el anclaje 3 y al llegar a los 13,30m su esfuerzo mínimo final es 9,93kN/m.

Nota:

- Anclaje 2 con bulbo de 3,50m de longitud.
- Anclaje 3 y 4 con bulbo de 4,00m de longitud.

Figura 5-26: Anclaje 2 – Reducción Final de Longitud de Bulbo los Anclajes, Fuente Propia

B-3) Comportamiento del Bulbo durante el Proceso constructivo -Anclaje 3

De la misma forma, en la Figura 5-27 se realizó un análisis en cada fase del proceso constructivo resumiendo los resultados del anclaje 3, que muestra al anclaje 1 con una longitud de bulbo de 4,50m, anclaje 2 con una longitud de bulbo de 5,50m y el anclaje 3 y 4 con una longitud de 9,00m.

El esfuerzo máximo de tensión alcanzado por el bulbo en su fase inicial de activación es decir en la primera excavación es 485,4kN/m, además se observa como varía la distribución de esfuerzos en cada etapa de excavación y tensado del anclaje 4. A medida que se continúa excavando el esfuerzo máximo disminuye hasta 453,1kN/m, esto resulta cuando se activa el anclaje 4 en la cuarta excavación. Así mismo, cuando se llega a los 13,30m de profundidad el esfuerzo de tensión del bulbo aumenta hasta 458,7kN/m siendo este el valor final alcanzado por el bulbo de 9,00m del anclaje 3.

El esfuerzo mínimo de tensión del bulbo en su fase inicial es de 8,19kN/m y a medida que se sigue excavando el esfuerzo de tensión mínimo aumenta hasta 15,88kN/m, que se presenta cuando se activa el muro en la etapa final, al llegar a los 13.30m de profundidad.

Nota:

- Anclaje 3 con bulbo de 9,00m de longitud.
- Anclaje 4 con bulbo de 9,00m de longitud

Figura 5-27: Anclaje 3 – Longitudes de Bulbo Completas, Fuente Propia

En el Anexo E se observa el desarrollo completo en cada proceso de reducción de bulbo del anclaje 3, lo cual muestra que el comportamiento de esfuerzo de tensión máximo promedio global cambia entre 495kN/m y 462kN/m y también la distribución del esfuerzo de tensión máxima y esfuerzos de tensión mínima disminuye y cambia a lo largo de su longitud.

En la **Figura 5-28** se observa que el resultado final y comportamiento del bulbo del anclaje 3, al reducir las longitudes de bulbo de todos los anclajes al mínimo se obtiene que el esfuerzo de tensión máxima es 462,3kN/m, el cual se reduce hasta un mínimo de 426,5kN/m con una diferencia de 26,6kN/m del modelo inicial, esto sucede cuando se activa el anclaje 4 en la cuarta excavación, al llegar a los 13,30m su esfuerzo máximo final es 433,8kN/m.

El esfuerzo mínimo de tensión del bulbo en su fase inicial es de 60,2kN/m y a medida que se sigue excavando, también hay una variación hasta un mínimo de 47,4kN/m, que resulta al activar el anclaje 4 y al llegar a los 13,30m su esfuerzo mínimo final es 52,1kN/m.

Nota:

- Anclaje 3 con bulbo de 4,00m de longitud.
- Anclaje 4 con bulbo de 4,00m de longitud.

Figura 5-28: Reducción Final de Longitud de Bulbo los Anclajes, Fuente Propia

B-4) Comportamiento del Bulbo Durante el Proceso Constructivo – Anclaje 4

De la misma forma, en la Figura 5-29 se realizó un análisis en cada fase del proceso constructivo resumiendo los resultados del anclaje 4, que muestra al anclaje 1 con una longitud de bulbo de 4,50m, anclaje 2 con una longitud de bulbo de 5,50m y el anclaje 3 y 4 con una longitud de 9,00m.

El esfuerzo máximo de tensión alcanzado por el bulbo en su fase inicial de activación es decir en la primera excavación es 490,9kN/m. Además, se observa como varía la distribución de esfuerzos en la última etapa de excavación hasta alcanzar los 13,30m de profundidad el esfuerzo de tensión del bulbo aumenta hasta 494,5kN/m siendo este el valor final alcanzado por el bulbo de 9,00m del anclaje 4.

El esfuerzo mínimo de tensión del bulbo en su fase inicial es de 8,05kN/m y a medida que se sigue excavando el esfuerzo de tensión mínimo disminuye hasta 7,8kN/m, que se presenta cuando se activa el muro en la etapa final al llegar a los 13.30m de profundidad.

Nota:

- Anclaje 3 con bulbo de 9,00m de longitud.
- Anclaje 4 con bulbo de 9,00m de longitud

Figura 5-29: Anclaje 4 – Longitudes de Bulbo Completas, Fuente Propia

En el **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se observa el desarrollo completo e n cada proceso de reducción de bulbo del anclaje 4, lo cual muestra que el comportamiento de esfuerzo de tensión máximo promedio global cambia entre 509kN/m y 484kN/m y también la distribución del esfuerzo de tensión máxima y esfuerzos de tensión mínima disminuye y cambia a lo largo de su longitud.

En la **Figura 5-30** se observa que el resultado final y comportamiento del bulbo del anclaje 4, al reducir las longitudes de bulbo de todos los anclajes al mínimo se obtiene que el esfuerzo de tensión inicial es 481,4kN/m con una diferencia de 13,1kN/m del modelo inicial, al llegar a los 13,30m su esfuerzo final es 484,4kN/m.

El esfuerzo mínimo de tensión del bulbo en su fase inicial es de 62,8kN/m y al llegar a los 13,30m su esfuerzo mínimo final es 59,9kN/m.

En el Anexo E se presenta el análisis de reducción del bulbo por metro lineal.

Nota:

- Anclaje 3 con bulbo de 4,00m de longitud.
- Anclaje 4 con bulbo de 4,00m de longitud.

Figura 5-30: Anclaje 4 – Reducción Final de Longitud de Bulbo los Anclajes, Fuente Propia

5.5.2.8 Análisis de Deformaciones del suelo

Durante el proceso constructivo el suelo se deforma en cada etapa de excavación y este a su vez está expuesto constantemente a cargas vivas y muertas que influyen en su deformación, es por ello que se analizó cada etapa de excavación y tensado del anclaje con el programa computacional Plaxis. Es importante medir y controlar las deformaciones horizontales y verticales que presenta el suelo, para poder analizar las áreas con grandes deformaciones que podrían afectar a estructuras aledañas durante la construcción de los muros anclados que en condiciones más desfavorables la masa de suelo puede colapsar. En la Figura 5-31 se muestra el área de análisis realizado en esta tesis.

Figura 5-31: Sección Típica y Área de Análisis de Deformaciones, Fuente Propia (PLAXIS 8.2)

En todas las etapas de construcción y reducción de bulbo se tomaron medidas sobre las deformaciones horizontales y verticales. En la **Figura 5-32** se resumen los resultados de las deformaciones horizontales a medida que se va reduciendo las longitudes de bulbo de los 4 anclajes. La deformación mínima que presenta en todas las fases de reducción de bulbo es de $2 \times 10^{-3} \text{ m}$ (2mm) y en cada etapa de excavación aumenta en un rango de 2mm. Finalmente al llegar a los 13,30m la deformación máxima horizontal con las longitudes completas de los bulbos es $10 \times 10^{-3} \text{ m}$ (10mm) y la deformación máxima horizontal al reducir las longitudes de bulbo al mínimo que anteriormente se menciono es $16 \times 10^{-3} \text{ m}$ (16mm). Finalmente se observa un aumento de 6mm de deformación horizontal en la masa de suelo.

Figura 5-32: Deformaciones Horizontales, Fuente Propia

Así mismo, se realizó un análisis a las deformaciones verticales que se presenta en cada una de las fases de reducción de bulbo y durante el proceso constructivo para sintetizar el

comportamiento del suelo. En la Figura 5-33 se observa que la deformación mínima vertical es $8 \times 10^{-3} \text{ m}$ (8mm), a medida que se continúa excavando las deformaciones verticales varían, pero al llegar a los 13,30m la deformación máxima vertical es $20 \times 10^{-3} \text{ m}$ (20mm) para todos los procesos iterativos del bulbo.

Figura 5-33: Deformaciones Verticales, Fuente Propia

5.5.2.9 Factor de Seguridad

Finalmente se realiza el cálculo del factor de seguridad cuando se llega a la profundidad deseada (13.30 m). En esta parte del modelo se utiliza el tipo de cálculo Phi-C Reduction (reducción de C y Phi), este tipo de cálculo debe ser seleccionado cuando se desea calcular un factor de seguridad global tal como se describe en la sección 4.3.2.4. Se puede calcular el factor de seguridad en cada una de las fases de excavación de forma local o global. En este modelo se realizó el cálculo del factor de seguridad global al final del proceso constructivo (global).

Figura 5-34: Gráfica del factor de seguridad global del suelo, Fuente Propia (PLAXIS 8.2)

En la Tabla 5-7 se resume en cálculo de los factores de seguridad en cada iteración, los resultados obtenidos son factores globales.

Tabla 5-7: Resumen de los factores de seguridad globales obtenidos a partir de la Modelación desarrollada

Longitud de bulbo				Factor de seguridad	
Anclaje 1	Anclaje 2	Anclaje 3	Anclaje 4	Estático	Pseudo - Estático
Diseño ⁽¹⁾	Diseño ⁽¹⁾	Diseño ⁽¹⁾	Diseño ⁽¹⁾	2.48	2.35
3,50m	4,00m	8,00m	8,00m	2.37	2.12
3,50m	3,50m	7,00m	7,00m	2.25	2.07
3,50m	3,50m	6,00m	6,00m	2.18	1.98
3,50m	3,50m	5,00m	5,00m	2.00	1.92
3,50m	3,50m	4,00m	4,00m	1.95	1.87

(1) Longitudes de bulbo de diseño.

Finalmente, al reducir las longitudes de bulbo de los 4 anclajes, se observa que los esfuerzos varían a lo largo de su longitud y tienen un comportamiento variado de esfuerzo de tensión durante el proceso constructivo. Del mismo modo, las deformaciones calculadas varían de acuerdo con cada etapa de excavación tanto las deformaciones horizontales como las deformaciones verticales.

6 CAPÍTULO VI: Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

Los sistemas de retención rígidas (concreto, mampostería y mixtos), son tipos de estructuras que no cambian de forma bajo la acción de los empujes del suelo, solo sufren deformaciones de giro y desplazamiento.

Los sistemas de retención flexibles (tablestacas y muros) son aquellos que de acuerdo con sus dimensiones y forma experimentan deformaciones apreciables de flexión. Cada tipo de estructuras tienen sus ventajas y desventajas. Su aplicabilidad dependerá de las características y condiciones de cada proyecto.

Los muros anclados son estructuras de gravedad o semi-gravedad que se sostienen mediante anclajes pretensados o postensados que transmiten la carga de la masa de suelo y las sobrecargas.

Las fallas en los muros anclados principalmente son causadas por el exceso de carga, exceso de tensión, secuencias de excavación, fuerzas hidrostáticas o sísmicas. Se dividen en fallas locales (falla del cable y/o acero del anclaje, falla de unión bulbo-suelo, falla del muro o estructura superficial, falla de la masa de suelo y falla entre el tendón y la lechada) y globales o generalizados (falla rotacional, falla por volteo, falla por deslizamiento y falla progresiva). Su proceso constructivo consta de un proceso continuo y repetitivo, la profundidad de excavación dependerá de la singularidad de cada proyecto, sobre todo del tipo de suelo y sus características.

El diseño de anclajes provisionales o permanentes se realizó bajo las recomendaciones de la “Guía española para el Diseño y la Ejecución de los Anclajes en Obras de Carretera”, “la norma DIN 4125 y DIN 4085”, “Bustamante 1988” entre otros.

El dimensionamiento y la posición de la placa de reparto en la cabeza del anclaje es con la finalidad de evitar deformaciones excesivas, concentración de tensiones en la estructura a anclar, asentamientos no admisibles, entre otros.

En los anclajes activos la longitud de bulbo del anclaje se estima en base a la carga necesaria aplicada para cumplir con los factores de seguridad global de la estructura.

El método de equilibrio límite con más uso en los diseños de estabilidad de taludes son el de las dovelas, el cual cada modelo está limitado de acuerdo con su caracterización geotécnica y aplicabilidad estructural.

Para el análisis pseudo estático se ha considerado un PGA de 0,20g para un periodo de retorno de 100 años y una probabilidad de excedencia de 10% para un tiempo de exposición de 10 años. El coeficiente sísmico utilizado es el 50% del PGA esto de acuerdo con Hynes-Griffin y Franklin (1984).

Se ha considerado una carga distribuida de 30kN/m² con la finalidad de representar las cargas alledañas y otras cargas presentes como los vehiculares a la sección crítica.

En base a la evaluación de la estabilidad por el método de equilibrio límite, y considerando que la sección mostrada es la más crítica, los resultados de los factores de seguridad estáticas y pseudo-estáticas obtenidos son mayores a los mínimos recomendados en los criterios de diseño ver Tabla 5-4, por lo que las condiciones del suelo son estables en todas las fases iterativas de reducción de bulbo.

Se ha considerado que los esfuerzos de tensión menores a los 50kN/m pertenecen a la zona no activa. Este criterio se asume como una condición de medida.

Los esfuerzos de tensión globales obtenidos del anclaje 1 durante los análisis iterativos en la reducción de longitud de bulbo muestran que el esfuerzo máximo no varía y se mantiene en 457,3kN/m. Sin embargo, el esfuerzo mínimo varía de 17,2kN/m a 105kN/m. Esto demuestra que a lo largo de la longitud del bulbo el esfuerzo de tensión disminuye se puede concluir que aproximadamente a partir de los 4 m el bulbo no trabaja

Los esfuerzos de tensión globales obtenidos del anclaje 2 durante los análisis iterativos en la reducción de longitud de bulbo muestran que el esfuerzo máximo varía de 494,5kN/m a 474,5kN/m. Del mismo modo, el esfuerzo mínimo varía de 12,1kN/m a 80,1kN/m. A partir de los 4 m el bulbo no trabaja. Sin embargo, para un bulbo de 3,50 m de longitud se observa que toda la longitud trabaja. Así mismo, se puede observar que a partir de 170kN/m de esfuerzo de tensión el desarrollo de la distribución de esfuerzos es diferente en cada longitud.

Los esfuerzos de tensión globales obtenidos del anclaje 3 durante los análisis iterativos en la reducción de longitud de bulbo muestran que el esfuerzo máximo varía de 498,4kN/m a 485,1kN/m. Del mismo modo, el esfuerzo mínimo varía de 8,19kN/m a 70,4kN/m. Para el

anclaje 3 se puede concluir que casi en todas las reducciones de bulbo a excepción del bulbo de 4 m de longitud no trabajan. Así mismo, se puede observar que a partir los 100kN/m los esfuerzos varían a lo largo de su longitud fina.

Los esfuerzos de tensión globales obtenidos del anclaje 4 durante los análisis iterativos en la reducción de longitud de bulbo muestran que el esfuerzo máximo varía de 490,9kN/m a 481,4kN/m. Del mismo modo, el esfuerzo mínimo varía de 8,05kN/m a 79,4kN/m. A lo largo de la longitud del bulbo el esfuerzo de tensión disminuye para todas las reducciones, a excepción el bulbo de 4 m no trabaja. Así mismo, se puede observar que a partir los 110kN/m los esfuerzos varían en cada metro de longitud.

Anclaje 1 - el comportamiento de esfuerzo de tensión del bulbo presenta cambios durante cada etapa del proceso constructivo tal como se observa en el Anexo E. El anclaje 1 en su fase inicial (4,50m de bulbo) de activado, es decir en la primera excavación su esfuerzo de tensión máxima es 457kN/m y la mínima es 17,2kN/m, a medida que se continua excavando el esfuerzo máximo disminuye hasta 410kN/m y su esfuerzo mínimo hasta 8,61kN/m, este resultado se presenta al activar el anclaje 3 y al llegar a los 13,30m la excavación su esfuerzo de tensión máxima es de 420kN/m y su esfuerzo de tensión mínima es 11,65kN/m. Pero al reducir el bulbo a 3,50m el esfuerzo máximo es 457kN/m y la mínima 101,42kN/m, de la misma forma en la excavación 3 el esfuerzo se reduce hasta 411,8kN/m con una diferencia de 1kN/m del modelo inicial y su esfuerzo mínimo cambia hasta 77,8kN/m. A los 13,30m su esfuerzo máximo es 424,3kN/m y su mínimo 88,57kN/m, siendo menores a los valores de diseño y manteniendo el suelo con deformaciones mínimas.

Anclaje 2 - el comportamiento de esfuerzo de tensión del bulbo presenta cambios durante cada etapa del proceso constructivo tal como se observa en el Anexo E. El anclaje 2 en su fase inicial (4,50m de bulbo) de activado, es decir en la primera excavación su esfuerzo de tensión máxima es 494kN/m y la mínima es 12,1kN/m, a medida que se continua excavando el esfuerzo máximo disminuye hasta 459kN/m y su esfuerzo mínimo hasta 3,8kN/m, este resultado se presenta al activar el anclaje 4 y al llegar a los 13,30m la excavación su esfuerzo de tensión máxima es de 465,1kN/m y su esfuerzo de tensión mínima es 5,64kN/m. Pero al reducir el bulbo a 3,50m el esfuerzo máximo es 495kN/m y la mínima 13,48kN/m, de la misma forma en la excavación 4 el esfuerzo se reduce hasta 426,5kN/m con una diferencia de 32,8kN/m del modelo inicial y su esfuerzo mínimo cambia hasta 4,86kN/m. A los 13,30m

su esfuerzo máximo es 433,8kN/m y su mínimo 9,93kN/m, siendo menores a los valores de diseño y manteniendo el suelo con deformaciones mínimas.

Anclaje 3 - el comportamiento de esfuerzo de tensión del bulbo presenta cambios durante cada etapa del proceso constructivo tal como se observa en el Anexo E. El anclaje 3 en su fase inicial (4,50m de bulbo) de activado, es decir en la primera excavación su esfuerzo de tensión máxima es 494kN/m y la mínima es 12,1kN/m, a medida que se continua excavando el esfuerzo máximo disminuye hasta 459kN/m y su esfuerzo mínimo hasta 3,8kN/m, este resultado se presenta al activar el anclaje 4 y al llegar a los 13,30m la excavación su esfuerzo de tensión máxima es de 465,1kN/m y su esfuerzo de tensión mínima es 5,64kN/m. Pero al reducir el bulbo a 3,50m el esfuerzo máximo es 495kN/m y la mínima 13,48kN/m, de la misma forma en la excavación 4 el esfuerzo se reduce hasta 426,5kN/m con una diferencia de 32,8kN/m del modelo inicial y su esfuerzo mínimo cambia hasta 4,86kN/m. A los 13,30m su esfuerzo máximo es 433,8kN/m y su mínimo 9,93kN/m, siendo menores a los valores de diseño y manteniendo el suelo con deformaciones mínimas.

Anclaje 4 - el comportamiento de esfuerzo de tensión del bulbo presenta cambios durante cada etapa del proceso constructivo tal como se observa en el Anexo E. El anclaje 4 en su fase inicial (9,00m de bulbo) de activado, es decir en la primera excavación su esfuerzo de tensión máxima es 490,9kN/m y la mínima es 8,05kN/m, a medida que se continúa excavando el esfuerzo máximo aumenta hasta 494,5kN/m al llegar a los 13,30m y su esfuerzo mínimo es 7,8kN/m. Pero al reducir el bulbo a 4,00m el esfuerzo máximo es 509kN/m y la mínima 16,62kN/m. A los 13,30m su esfuerzo máximo es 484,4kN/m y su mínimo 16,33kN/m, siendo menores a los valores de diseño y manteniendo el suelo con deformaciones.

Las longitudes de bulbo propuestos y diseñados en el proyecto analizado por el método de equilibrio límite presentan resultados estables, pero de acuerdo a los resultados obtenidos con el programa PLAXIS se considerarían sobredimensionados, ya que el esfuerzo de tensión es baja y no se desarrolla uniformemente en toda la longitud del bulbo, que en algunos casos son muy pequeños que se consideran despreciables.

PLAXIS es un software dinámico, ya que permite realizar análisis de tensión y deformación a detalle durante el proceso constructivo, ofrece una serie de modelos matemáticos aplicables para diferentes casos.

El modelo Mohr-Coulomb a pesar de ser uno de los modelos más empleados para simular el comportamiento del terreno presenta una gran desventaja, y es que este modelo solo incluye un módulo de rigidez para interpretar el comportamiento de los suelos en carga y descarga, lo cual evita que este modelo pueda reproducir de manera correcta el comportamiento del suelo en descarga, esto se debe a que los parámetros geotécnicos obtenidos de los ensayos realizados en campo y laboratorio son limitados.

De acuerdo con los análisis de deformación horizontal para la sección analizada, el desplazamiento mínimo horizontal es de 2mm y el desplazamiento horizontal máximo es de 16mm, con un aumento de 14mm durante el proceso constructivo e iterativo.

De acuerdo con los análisis de deformación vertical para la sección analizada el desplazamiento mínimo vertical es de 8mm y el desplazamiento vertical máximo es de 20mm, con un aumento de 12mm durante el proceso constructivo e iterativo.

El aumento notable de la deformación vertical (asentamiento) se focaliza dentro de los 2 metros horizontales del muro anclado, lo cual va aumentando a lo largo de la excavación en todas las etapas y disminuyendo en todos los procesos de activación de cada anclaje. Inicialmente el asentamiento en la primera etapa de excavación es de 8.00mm y cuando se llega a completar todas las etapas de excavación el asentamiento es de 20,00mm aproximadamente.

Los factores de seguridad obtenidos por el método del phi-reduction en el análisis de deformaciones y estos cumplen con los criterios mínimos establecidos en la Tabla 5-7.

Se analizó el comportamiento del anclaje durante el proceso constructivo mediante el método de Elementos Finitos, obteniendo como resultado una optimización de la longitud de bulbo, ya que se llevó dichas longitudes hasta 3,50m los dos primeros anclajes (anclaje 1 y 2) y hasta 4,00m para los anclajes posteriores (anclaje 3 y 4).

El comportamiento de los anclajes obtenidos se encuentra bajo las consideraciones desarrolladas en la presente tesis, asimismo, debido al modelo constitutivo utilizado; en este caso se utilizó el modelo Mohr coulomb y por el cual se observa que un anclaje no se ve influenciado por el comportamiento de los demás debido a la profundidad de excavación analizada y durante su proceso constructivo. Por otro lado, si el modelamiento se considerara bajo consideraciones y modelos constitutivos diferentes, tales como Hardening soil, se podría observar un comportamiento del suelo más representativo y/o diferente en función a

los esfuerzos de carga y descarga a los que se someta, asimismo, se podría obtener variación en el comportamiento de la distribución de los esfuerzos a lo largo de la longitud del bulbo del anclaje.

6.2 Recomendaciones

Se recomienda tener presente que los parámetros de mayor importancia que utiliza el programa PLAXIS es el módulo de deformación, cohesión y ángulo de fricción, por ende, es importante realizar todos los ensayos necesarios para una mejor representación del comportamiento del suelo.

Se recomienda utilizar los módulos de elasticidad mostrados en la tabla para realizar un análisis de deformaciones por el modelo constitutivo Hardening Soil. Los valores obtenidos fueron recopilados de una serie de proyectos desarrollados en Lima que contempla excavaciones, investigaciones de ingenieros civiles, ensayos triaxiales, etc.

Estrato	E_{50}^{ref}
Grava Suelta	45.5Mpa
Grava Promedio	136Mpa
Grava Densa	160Mpa

Con la finalidad de obtener resultados de mayor precisión o de mayor confiabilidad, se recomienda utilizar en la configuración inicial de la herramienta PLAXIS una malla muy fina y con aplicación de 15 nodos.

Tener en consideración que el método de equilibrio limite, si bien se obtienen resultados confiables en la práctica no te indican la posición del anclaje o la zona de fijación. Estos se definen a partir de la zona de equilibrio plástico o la sección de desplazamiento critica.

En excavaciones en la que se emplean muros anclados como estructuras de contención es preciso evaluar dos factores de seguridad; se trata del factor de seguridad global o geotécnica y del factor de seguridad del elemento estructural, en este caso del muro anclado.

Tener en consideración que para el diseño y análisis de los anclajes se tiene que seguir los lineamientos indicados en la norma NTP E050 actualizada en diciembre del 2018, en la cual se incluye el diseño de estructuras de contención subterráneas.

Se recomienda realizar análisis de deformaciones con niveles freáticos, para verificar y calcular los cambios que ocurre en cada fase del proceso constructivo. Así mismo, realizar

un análisis dinámico y calcular el porcentaje de incremento en las deformaciones del suelo y el esfuerzo de tensión de los bulbos.

Se recomienda realizar el análisis considerando otros modelos constitutivos diferentes de Mohr Coulomb para analizar y comprar el comportamiento del suelo en función a las cargas sometidas, además de, visualizar la nueva distribución de los esfuerzos en el bulbo del anclaje y así optimar los análisis y consideraciones para futuros diseños.

7 REFERENCIAS

ANGAMARCA ANGAMARCA, Freddy (2010) Modelación numérica de estabilidad de taludes controlados por la presencia de niveles de despegue de alta plasticidad y permeabilidad (Tesis para obtener título de In. Civil). Loja: Universidad Técnica Particular de Loja.

ARTACHO VARGAS, Pablo (2010) Solución constructiva para excavaciones en suelos de textura arenosa, mediante en diseño de un muro contención con pilas ancladas “estudio particular” (Tesis para obtener título de Ing. Civil). Valdivia: Universidad Austral de Chile.

BLANCO, Antonio y RAMOS, Maritza (2010) Sistema de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos – caso especial de muros anclados. Presentación PowerPoint en ASOCEM – Lima.

BRAJA M. Das. (2011) Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, séptima edición. México: Cengage Learning Latinoamérica.

CALLEJAS QUEZADA, Francisco Israel (2011) Procedimiento constructivo de muro pantalla (tesis para obtener el título de Ing. civil). México D. F.: Universidad Nacional Autónoma de México.

CUADRADO CABELLO, Agustín (2010) Análisis tenso - deformacional en rotura y condiciones de seguridad de pantallas en voladizo y ancladas. Comparación con métodos clásicos (Tesis de especialidad). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

DEL AGUILA, Swarton (2016) Tipología de Anclajes al terreno. Presentación PowerPoint. Lima.

DE LEON QUEZADA, Manuel (2014) Análisis comparativo de excavaciones con muros pantalla diseñados mediante el método de elementos finitos utilizando diferentes modelos constitutivos (Tesis de Maestría). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña

DIRECCIÓN TÉCNICA DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (2001) Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

ERRÁZURIZ AMENABAR, Eduardo Felipe (2009) Pantallas de contención métodos de diseño y aplicaciones (Tesis para obtener el título de Ing. Civil). Santiago de Chile: Universidad de Chile.

JUÁREZ BADILLO, Eulalio. (2005). Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México: Limusa S.A.

MARTINEZ VERGARA, Alberto José (2007) Conglomerado de Lima metropolitana en cimentaciones. Lima: Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica.

MARTINEZ VERA, Eder Hernaldo (2008) Construcción de muros de contención en zonas urbanas: Análisis comparativo de costos para las soluciones más usadas (Tesis de grado). Valdivia: Universidad Austral de Chile.

MARTOS ÁLVAREZ, Raquel (2013) Estudio del comportamiento de anclajes al terreno en muros de gran altura (tesis de título). Barcelona: Universidad de Barcelona.

MONROY SALGADO, Rogelio (2007) Anclajes en suelos (tesis de maestría en ingeniería). México: Universidad Nacional Autónoma de México.

MOZÓ VERGARA, David Eric (2012) Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos (Tesis para obtener el título de ing. Civil). Concepción: Universidad Católica de la Santísima Concepción.

MURILLO, Tomas y ORDUÑO, Luis (2010) Anclajes al terreno. Presentación PowerPoint de Uriel y Asociados S.A.

ORTIZ SALAS, Carmen (2010) Estabilidad de Taludes. Presentación PowerPoint en la Universidad Privada de Tacna.

PEÑA, A.; CALAVERA, J. y LLORENS, M. (2011). Recomendaciones para el análisis de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada, pp. 122–148. En: Revista de la Construcción, vol. 10, N°.2.

PUELLES BARTURÉN, José Antonio (2011) Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo, aplicación a excavaciones profundas en Lima metropolitana (Tesis de maestría en ciencias). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.

RAMOS RIOS, Alvaro (2015) Propuesta y análisis de alternativas constructivas para la mejora en el acabado de los muros anclados. Caso de proyecto de edificaciones en la ciudad de Lima (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

RAMIREZ CONTRERAS, Ronald (2006) Comparación de los métodos de esfuerzo-Deformación y equilibrio límite en la modelación de estabilidad de taludes utilizando los softwares Plaxis y Slope/w (Tesis para obtener el título de Ing. Civil). Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

ROSETO FREIRE, Carlos Ernesto (2015) Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos (tesis para obtener el título de Ing. Civil). Ambato: Universidad Técnica de Ambato.

SANHUEZA PLAZA, Carola Ximena (2008) Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid (Tesis doctoral). Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

SAUCEDO SULZER, Mariano (2010) Cimentaciones profundas caso edificio omega – lima. Presentación PowerPoint en el XV Congreso Visión. Lima.

SYMPOSIUM ORGANISING COMMITTEE (2008) Proceedings International Symposium Ground Anchors Limelette test Field Results, Volume I. Brussels: Belgian Federation of Foundations Contractors (ABEF)

UCAR, Roberto (2002). Manual de anclajes en obras de tierra. Venezuela: Facultad de ingeniería Universidad de los Andes, Mérida.

ZUÑIGA ROMERO, Camilo (2015) Análisis comparativo de estabilidad de taludes mediante los métodos de equilibrio límite aplicado a taludes o laderas adyacentes al cerro de la Popa, casco urbano de Cartagena (Tesis para obtener el título de Ing. Civil). Cartagena: Universidad de Cartagena.

Hynes-Griffin, M. E. & Franklin, A. G., 1984, Rationalizing the Seismic Coefficient Method. Miscellaneous Paper GL-84-13, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

López, S. (2014). Análisis de la distribución de empujes de suelos sobre subterráneos de gran profundidad en proyecto Beauchef poniente. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Hashash, Y. M. a., & Whittle, A. J. (2002). Mechanisms of Load Transfer and Arching for Braced Excavations in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(3), 187.

Joan Ugaz (2018) “Análisis Técnico del Uso de Muros Anclados y Empotrados para Excavaciones Profundas en Suelos Gravosos y Rellenos”, Lima, Perú.