

**ANÁLISIS Y LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
PANTALLAS ANCLADAS**

**JOSÉ ALBERTO RONDÓN
LUZ MARINA TORRADO GÓMEZ**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA**

2017

**ANÁLISIS Y LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
PANTALLAS ANCLADAS**

**JOSÉ ALBERTO RONDÓN
LUZ MARINA TORRADO GÓMEZ**

**Monografía de grado presentado como requisito para optar al título de
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

**Director:
DALTON MORENO GIRARDOT
Magíster en Ingeniería Civil**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA**

2017

DEDICATORIA

A Dios porque es él el que permite que todas las cosas sucedan. A mi esposo Edgar por su apoyo incondicional y a mis hijos Juan Diego y Mateo motores de mi vida, por todos aquellos momentos sacrificados.

Luz Marina

A Dios quien es el dador de Vida y mi impulso espiritual, a mi esposa Rosa Elena por acompañarme y apoyarme en todas mis empresas, a mis hijos Fabián, Gina Lizzeth y Alma por su cariño, comprensión y apoyo.

José Alberto

AGRADECIMIENTOS

A Dios Fuente de todo, por estar siempre presente en nuestras vidas ayudándonos a alcanzar nuestra metas.

Al ingeniero Dalton Moreno, director de este trabajo, por sus aportes y colaboración para la realización de este proyecto.

Al Ingeniero Álvaro Viviescas por sus aportes y seguimiento a este trabajo.

A todos nuestros docentes y compañeros de estudios por compartir el conocimiento, la experiencia y sobre todo su amistad, respeto y aprecio.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	15
1. OBJETIVOS.....	16
1.1 OBJETIVO GENERAL	16
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
2. MARCO TEÓRICO	17
2.1 DEFINICIÓN DE ESTRUCTURA DE RETENCIÓN DE SUELOS	17
2.1.1 Clasificación de las Estructuras de Retención	17
2.2 MÉTODO DE MUROS ANCLADOS	18
2.2.1 Aplicaciones de los muros anclados:	19
2.2.2 Métodos de Cálculo de Pantallas.....	21
2.2.2.1 Métodos clásicos	22
2.2.2.2 Métodos semiempíricos	22
2.2.2.3 Métodos elásticos	22
2.2.2.4 Métodos de Elementos finitos	22
2.2.3 Construcción de muros en pantalla anclada	24
2.2.4 Aplicaciones de los muros anclados	27
3. COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS.....	29
4. METODOLOGÍA UTILIZADA.....	31
4.1 PASO 1. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS	32

4.1.1 Esquema del muro	32
4.1.2 Distancias horizontales y verticales de los anclajes.....	32
4.1.3 Patrón de ubicación de los Anclajes	33
4.1.4 Inclinación de los anclajes	34
4.1.5 Longitud de los anclajes y distribución.....	34
4.1.6 Otras Consideraciones Iniciales	34
4.2 PASO 2. DISEÑO METODOLOGÍA FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (ANCHORED AND GROUND ANCHORS AND WALLS).....	35
4.2.1 Cálculo de cargas laterales	35
4.2.2 Muro anclado con desplazamiento.....	35
4.2.3 Diagramas aparentes de presión de tierra.....	36
4.2.4 Transformación de carga de presión total de tierra en diagrama aparente de presión para muros con anclajes.....	39
4.2.4.1 Transformación de diagramas de presión aparente para suelos granulares.....	39
4.2.5 Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas de consistencias rígidas a duras para condiciones de corto y largo plazo	40
4.2.6 Cálculo de presión por sobrecarga (PS).....	46
5. EJEMPLO PRÁCTICO.....	47
5.1 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA DISEÑO DE ANCLAJES	49
5.1.1 Evaluación de la estabilidad del propio anclaje.....	49

5.2 ANÁLISIS GEOTÉCNICO MEDIANTE SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS. PLAXIS 2D.....	73
5.3 DISEÑO UTILIZANDO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (Software SAP-2000)	76
5.3.1 Análisis de acuerdo a la federal highway administration (anchored and ground anchors and walls) - metodología empuje de tierras	76
5.3.1.1 Análisis de Resultados.....	81
5.3.2 Análisis teniendo en cuenta el método de winkler o del coeficiente de balasto	83
5.3.2.1 Análisis de resultados	95
5.4 CUADRO COMPARATIVO DE MOMENTOS ENTRE LAS METODOLOGÍAS ANALIZADAS.....	98
6. DIAGRAMA DE LINEAMIENTOS MÍNIMOS PARA DISEÑO DE MUROS EN PANTALLA ANCLADA RECOMENDADO	98
7. CONCLUSIONES	99
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102
BIBLIOGRAFÍA.....	104

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Aplicación de los muros anclados.....	20
Tabla 2. Proceso Constructivo de muros anclados.....	24
Tabla 3. Comparativo Metodología de Diseño	30
Tabla 4. Pasos para el Diseño de Muros en Pantalla Anclada	31
Tabla 5. Parámetros utilizados en los modelos para el análisis de estabilidad.....	70
Tabla 6. Factores de seguridad talud ejemplo	73
Tabla 7. Combinaciones de carga	78
Tabla 8. Valores de α	85
Tabla 9. Consideraciones geotécnicas de en el modelo.....	87
Tabla 10. Capacidad de soporte suelo 1	88
Tabla 11. Capacidad de soporte suelo 2	89
Tabla 12. Capacidad de soporte suelo 3	90
Tabla 13. Muestra los valores promedios y mínimos de los cálculos de capacidad portante de los suelos.....	91
Tabla 14. Coeficiente de balasto vertical y horizontal	92
Tabla 15. Cuadro comparativo de Momentos	98

LISTA DE ILUSTRACIONES

	Pág.
Ilustración 1. Direcciones desarrollo de métodos de diseño muros anclados.	23
Ilustración 2. Aplicaciones de los anclajes	28
Ilustración 3. Requisitos de los anclajes	34
Ilustración 4. Carga Total de presión de tierras – TL	36
Ilustración 5. Diagramas de presión de suelos de Terzaghi y Peck.....	37
Ilustración 6. Diagramas de presión aparente para suelos arenosos para uno y/o varios niveles de anclajes	39
Ilustración 7. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo	42
Ilustración 8. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo	43
Ilustración 9. Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medianamente blandas.....	45
Ilustración 10. Diagramas de presión de tierras aparente con sobrecarga	46
Ilustración 11. Perfil del suelo	48
Ilustración 12. Talud Ejemplo en condición estática	71
Ilustración 13. Talud Ejemplo en condición Dinámica.....	71
Ilustración 14. Talud Ejemplo con pantalla anclada en condición Estática	72
Ilustración 15. Talud Ejemplo con pantalla anclada en condición Dinámica	72
Ilustración 16. Talud Ejemplo con pantalla anclada - Deformaciones.....	74

Ilustración 17. Pantalla anclada – Líneas de anclaje	77
Ilustración 18. Respuestas de Fuerzas M11	79
Ilustración 19. Respuestas de Fuerzas M22	80
Ilustración 20. Momento Flector en pantalla anclada debido a combinación de carga VII – M11	82
Ilustración 21. Momento Flector en pantalla anclada debido a combinación de carga VII – M22	83
Ilustración 22. Modelo de Winkler aplicado a pantalla anclada	84
Ilustración 23. Valores determinados de α	86
Ilustración 24. Capacidad Portante Estrato de suelo 1	88
Ilustración 25. Capacidad Portante Estrato de suelo 2	89
Ilustración 26. Capacidad Portante Estrato de suelo 3	90
Ilustración 27. Modelo de Winkler aplicado a pantalla anclada	91
Ilustración 28. Modelo de Winkler aplicado a pantalla anclada	92
Ilustración 29. Respuestas de Fuerzas M11	94
Ilustración 30. Respuestas de Fuerzas M22	95
Ilustración 31. Momento Flector en pantalla anclada debido a combinación de carga VII – M11	96
Ilustración 32. Momento Flector en pantalla anclada debido a combinación de carga VII – M22	97
Ilustración 33. Diagrama de lineamientos mínimos	99

RESUMEN

TÍTULO: ANÁLISIS Y LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLAS ANCLADAS*

AUTORES: JOSÉ ALBERTO RONDÓN, LUZ MARINA TORRADO GÓMEZ**

PALABRAS CLAVES: pantalla anclada, anclajes, diseño.

DESCRIPCIÓN:

Las pantallas ancladas se han convertido en uno de los sistemas de contención más utilizados en nuestro medio para resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y transmitirla de forma segura a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento, hacia una zona de cimentación o anclaje fuera de la masa susceptible del movimiento. Su uso principalmente se ha enfocado a estabilización de taludes y excavaciones de edificaciones, con problemas de inestabilidad brindando un sistema de contención adecuado. En la actualidad existen muchas metodologías de diseño que proporcionan resultados diferentes ya que no contemplan algunos elementos geotécnicos importantes, razón por la cual no existe en nuestro medio una metodología clara de diseño de muros en pantalla anclada, lo que puede llevar a errores conceptuales en el análisis estructural de los mismos.

El presente trabajo de monografía consistió en el análisis y determinación de lineamientos para el diseño estructural de pantallas ancladas, que servirá a los profesionales de la ingeniería estructural y geotécnica como guía metodológica para el diseño estructural de muros en pantalla anclada.

Esta guía contribuirá al desarrollo responsable de los ingenieros y profesionales afines al área del diseño estructural en proyectos que requieran la utilización de este sistema brindando pautas para el diseño estructural de este sistema, ofreciendo una metodología para su diseño en la cual se incorpora la iteración suelo-estructura.

* Monografía

** Facultad de Ciencias Físico-Mecánicas. Escuela ingeniería Civil. Especialización en Estructuras. Director: Dalton Moreno Girardot, Magíster en Ingeniería Civil.

ABSTRACT

TITLE: ANALYSIS AND GUIDELINES FOR THE STRUCTURAL DESIGN OF ANCHORED WALLS*

AUTHORS: JOSÉ ALBERTO RONDÓN, LUZ MARINA TORRADO GÓMEZ**

KEYWORDS: anchored walls, anchor, design

DESCRIPTION:

The anchored screens have become one of the most used containment systems in our environment to resist the forces exerted by the contained earth and transmit it safely to a site outside the analyzed mass of movement, to a foundation zone or anchorage away from the susceptible mass of movement. Its use has mainly focused on stabilization of slopes and excavations of buildings, with instability problems providing an adequate containment system. Currently there are many design methodologies that provide different results because they do not include some important geotechnical elements, which is why there is no clear method of designing anchored walls in our environment, which can lead to conceptual errors in the structural analysis of the same.

The present work of monograph consisted of the analysis and determination of guidelines for the structural design of anchored screens, which will serve the professionals of the structural and geotechnical engineering as a methodological guide for the structural design of anchored walls.

This guide will contribute to the responsible development of the engineers and professionals related to the area of structural design in projects that require the use of this system providing guidelines for the structural design of this system, offering a methodology for its design in which iteration is incorporated soil -structure.

* Monograph

** Faculty of Physical-Mechanical Sciences. Civil Engineering School. Specialization in Structures. Director: Ing. Dalton Moreno Girardot, Magister in Engineering Civil.

INTRODUCCIÓN

La construcción de muros en pantalla ancladas son sistemas de contención mundialmente utilizados para la construcción de sótanos y excavaciones profundas, estabilidad de taludes y control y levantamiento de cimentaciones. Este sistema requiere de mano de obra muy calificada, de experiencia en la técnica y de la participación interdisciplinaria de un grupo de profesionales de todos los niveles. Las malas experiencias en este tipo de obras se deben precisamente a éste tipo de deficiencias, muchas de ellas involucrando pérdida de vidas humanas.

Para su diseño se requiere de un estudio geotécnico detallado que incluye la exploración y muestreo, la geología y la aplicación de la mecánica de suelos, la determinación de las cargas sobre la estructura, la determinación de los niveles de anclajes, el tipo de anclaje, su localización y el análisis de estabilidad del sistema, determinación de cargas de trabajo y ultimas, el diseño del sistema de protección de los refuerzos y diseño del sistema de construcción.

En la actualidad no existe en nuestro medio una metodología clara de diseño de muros en pantalla anclada, lo que puede llevar a errores conceptuales en el análisis estructural de las mismas amenazando la seguridad de los usuarios.

Por tal motivo se propuso realizar un estudio de análisis y determinación de lineamientos para el diseño estructural de pantallas ancladas, que servirá a los profesionales de la ingeniería estructural y geotécnica como guía metodológica para el diseño estructural de muros en pantalla anclada.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Establecer lineamientos mínimos que sirvan como guía metodológica práctica para el diseño estructural de pantallas ancladas.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar los factores relevantes en cada una de las etapas del diseño estructural de pantallas ancladas.
- Establecer criterios que se deben considerar en el diseño estructural de pantallas ancladas.
- Proponer una metodología práctica para el diseño estructural de pantallas ancladas.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 DEFINICIÓN DE ESTRUCTURA DE RETENCIÓN DE SUELOS

Los suelos, así como otros materiales tienen un ángulo de reposo propio; para lograr una pendiente mayor que la proporcionada por dicho ángulo se requiere de algún tipo de estructura de retención o soporte que evite el deslizamiento.

Tratándose de muros de pequeña altura se utilizan muros convencionales, tales como los muros de gravedad, semi-gravedad, en voladizo, de contrafuertes, etc. Mientras que para alturas mayores se utilizan otras técnicas o tecnologías no tan convencionales debido a su reciente aplicación en nuestro país, tales como muros anclados, apuntalamientos, muros Pernados, entre otros. Que si bien algunas de estas estructuras retienen la masa de suelo, pueden reforzarla introduciendo elementos que contrarrestan el empuje de dicha masa de suelos aprovechando la resistencia del suelo circundante al elemento, además de mejorar las propiedades del suelo [1].

2.1.1 Clasificación de las Estructuras de Retención. Las estructuras de retención se clasifican como [2]:

- **Muros convencionales:** Dentro de los diferentes métodos de retención de suelos recientes están:
 - a. Muros de gravedad.
 - b. Muros de semigravedad.
 - c. Muros de voladizo.
 - d. Muros con contrafuertes.

- **Muros no convencionales o de aplicación reciente:** Dentro de los diferentes métodos de retención de suelos recientes están:
 - a. Sistemas de anclajes activos en suelos
 - b. Método de soil nailing (pernados)
 - c. Tierra Armada

2.2 MÉTODO DE MUROS ANCLADOS

Los muros anclados son estructuras de gravedad, semi-gravedad o pantallas; que se sostienen mediante anclas pre-tensadas o pos-tensadas con bulbos profundos que transmiten una carga de tensión a suelos o rocas en los cuales pueden ser instalados [2].

Generalmente se coloca sobre la cara de un muro, una carga de tensión a través de un cable o barra de acero anclado a un bulbo cementado a profundidad dentro del talud. Los anclajes pre-tensados incrementan los esfuerzos normales sobre la superficie de falla real o potencial y así aumentan las fuerzas resistentes al incrementar la resistencia a la fricción, a lo largo de esa superficie.

El objetivo de un sistema de anclajes es el confinamiento del suelo en la vecindad de un corte y así garantizar la estabilidad de una excavación efectuada para construir el cajón de la cimentación de un edificio, restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de las laderas o cortes preexistentes.

La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la zona del bulbo de los anclajes adherentes son adecuadas. También se debería considerar la posibilidad de encontrar instalaciones de servicio público (tuberías de agua, gas,

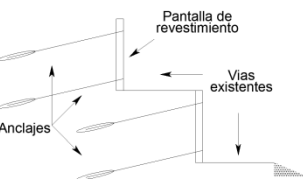
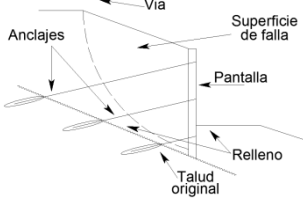
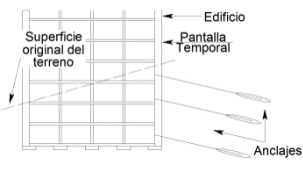
etc.) subterráneas y la proximidad de otros tipos de estructuras enterradas (cimientos de edificios aledaños) respecto de la ubicación de los anclajes.

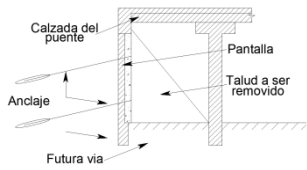
2.2.1 Aplicaciones de los muros anclados:

- **Muros de contención en vías.** Son comúnmente utilizados para las separaciones de grado para la construcción de carreteras deprimidas, calzada ensanchamientos y reasignaciones de calzada [3]. El muro de gravedad convencional es más caro que un anclado permanente pared, ya que requiere para la excavación un apoyo temporal, selección de relleno, y posiblemente fundación profunda. Los muros anclados también se pueden utilizar para la construcción de pilares de puente y taludes.
- **Estabilización de taludes y deslizamientos.** Se utilizan a menudo en combinación con paredes, vigas horizontales, o bloques de hormigón a estabilizar los taludes y deslizamientos de tierra, de suelo y roca. Los anclajes permiten cortes relativamente profundos que puedan adoptarse para la construcción de nuevas carreteras.
- **Estructuras de amarre.** Estas pueden ser utilizados para proporcionar resistencia a las fuerzas de levantamiento verticales. La elevación vertical las fuerzas pueden ser generados por las fuerzas hidrostáticas o de volteo.

En la ilustración 1. Se muestra un cuadro que resume las aplicaciones de éste sistema [1].

Tabla 1. Aplicación de los muros anclados.

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
MUROS ANCLADOS COMO RETENCIÓN EN CARRETERAS	Los muros anclados han sido utilizados comúnmente para la retención de suelo en vías o caminos que se encuentran en diferentes niveles de terreno, sobre todo en los de topografía irregular. También son muy utilizados para las ampliaciones de vías existentes, para la construcción de nuevas vías o para hacer reajustes en la infraestructura vial.	
MUROS ANCLADOS COMO ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	Los muros anclados permanentes son utilizados para la estabilización de taludes y para prevenir deslizamientos de roca y suelos, sobre todo cuando se realizan cortes en el terreno para la construcción de carreteras, rellenos o vías férreas. La estabilización consiste en que el muro soporte el suelo que se encuentra detrás de él. La fuerza que deben tener los anclajes debe ser superior a la necesaria para estabilizar las paredes de una éstas fuerzas excavación con un muro convencional y la pantalla de revestimiento se encarga de distribuir éstas fuerzas en los anclajes a la superficie del suelo, la cual no se comprime y es capaz de soportar las reacciones de los anclajes en la cara de la excavación.	
MUROS ANCLADOS COMO FUNDACIÓN EN EDIFICIOS	Tal como se observa éste tipo de muro es utilizado en un edificio que se encuentra en un terreno donde hay un talud y que al realizar un corte se generarán grandes fuerzas laterales ocasionadas por los empujes del terreno. En este caso los anclajes pueden ser los más indicados en lugar de las cimentaciones convencionales.	

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
MUROS ANCLADOS COMO ESTRIBOS DE PUENTES	Son utilizados como estribos de puentes, sobre todo cuando se tiene en cuenta la construcción de una nueva vía o camino cuyo trayecto pase justo bajo el estribo del puente y en el cual haya que realizar una remoción del material proveniente del terreno original del talud sobre el cual el estribo del puente se encuentra apoyado y en donde la construcción del muro le dará la estabilidad a la masa del suelo detrás de él.	

Fuente: FIGUEROA DÍAZ, Guillermo Ernesto, et al. Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador. 2011. Tesis Doctoral. Universidad de El Salvador.

2.2.2 Métodos de Cálculo de Pantallas. El diseño de pantallas tiene por objeto definir la profundidad de empotramiento, calcular las reacciones en los apoyos, comprobar los esfuerzos en la pantalla y estimar los desplazamientos. Una vez definidos estos aspectos, se deben efectuar ciertas comprobaciones que permitan garantizar la estabilidad de los diferentes elementos involucrados [1]. Para tales efectos, las principales verificaciones a efectuar son:

- Estabilidad de la pantalla frente a los empujes del terreno. Esto implica un equilibrio entre las cargas previstas en los sistemas de soporte y el empuje pasivo de la zona empotrada respecto del empuje activo en el trasdós de la pantalla con un adecuado factor de seguridad.
- Estabilidad del conjunto frente a una rotura general del terreno. Para lo cual se emplea un esquema de rotura similar al empleado en el cálculo de taludes.

- Estabilidad de los elementos del sistema de soporte. Involucra el estudio de los sistemas de apoyo con un factor de seguridad sobre la máxima carga de trabajo prevista.
- Estabilidad del fondo de la excavación. Estudio de la seguridad frente al sifonamiento y al levantamiento de fondo.

Los métodos que comúnmente se han utilizado en el cálculo se pueden clasificar en los siguientes grupos:

2.2.2.1 Métodos clásicos. Se basan en las condiciones de equilibrio límite del terreno en los cuales se suponen empujes de tierras correspondientes a dicho estado, los que son, por lo tanto, independientes de la deformación.

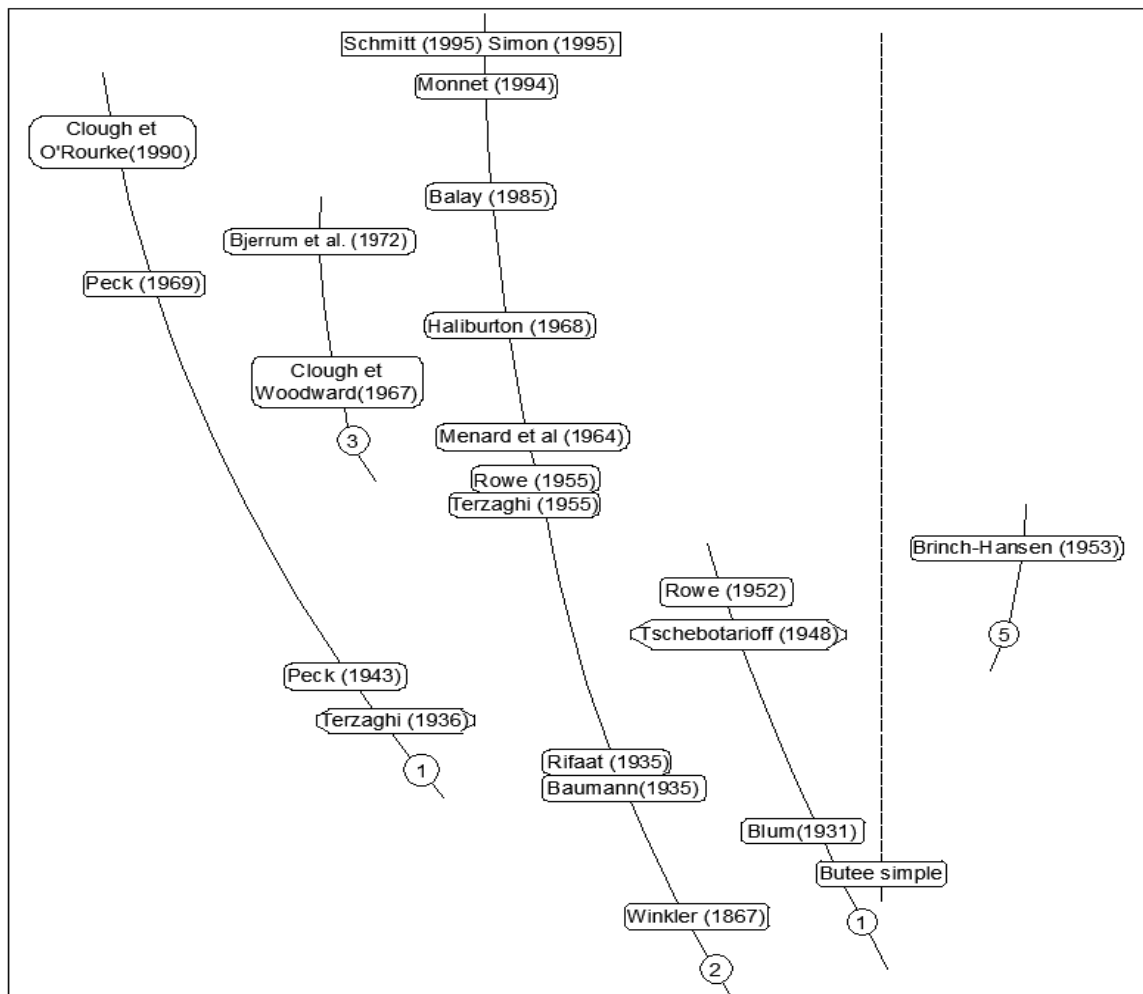
2.2.2.2 Métodos semiempíricos. Son considerados actualmente como métodos de equilibrio límite, pero con modificaciones empíricas deducidas de estudios experimentales o mediciones en casos reales.

2.2.2.3 Métodos elásticos. Se basan en la interacción suelo-estructura, por lo que se puede incluir en este método el modelo de Winkler o del coeficiente de balasto, en los cuales se supone que la reacción del suelo en un punto de la pantalla depende sólo del desplazamiento de dicho punto.

2.2.2.4 Métodos de Elementos finitos. Considerados los métodos del futuro, los cuales entregan soluciones más precisas, con mayor número de singularidades y son más representativos de la realidad. Sin embargo, presentan el gran inconveniente en cuanto a que se deben conocer muy bien los parámetros de cálculo y modelización del problema, lo que conlleva a costosas investigaciones del terreno.

En la siguiente ilustración se muestra el desarrollo de los métodos de diseño, el cual se ha llevado a cabo en cuatro (4) direcciones, de acuerdo a lo planteado por Delattre, 2001. El lado izquierdo de la imagen muestra los métodos de análisis de estado límite en servicio así: (1) corresponde a Métodos clásicos, (2) Métodos de reacción del terreno, (3) Métodos de elementos finitos, (4) Métodos empíricos y al lado derecho (5) se muestran los métodos de análisis de estado límite último.

Ilustración 1. Direcciones desarrollo de métodos de diseño muros anclados.



Fuente: PLAZA SANHUEZA, Carola Ximena; MAZO OTEO, Carlos; LÓPEZ-TELLO, Luis Fort. Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid. Tesis doctoral. Universidad católica de Chile, 2008.

2.2.3 Construcción de muros en pantalla anclada. A continuación se muestra el proceso constructivo para los muros en pantalla anclada (Ver Ilustración 3).

Tabla 2. Proceso Constructivo de muros anclados.

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
EXCAVACIÓN DE LA FRANJA SUPERIOR	Usualmente la construcción inicia con la introducción de maquinaria pesada y se realiza hasta unas pocas decenas de centímetros por debajo de la posición prevista para el primer nivel de anclaje. La profundidad de ésta capa excavada y de todas las capas posteriores depende de las características de cohesividad del suelo, ya que éste debe permanecer estable el tiempo que el constructor considere necesario. El perfil de la cara de la excavación debe ser razonablemente suave y no irregular, de manera que al momento de hacer las paredes de revestimiento se evite usar grandes cantidades de concreto lanzado.	
PERFORACIÓN DE ORIFICIOS PARA PRIMER NIVEL DE ANCLAJE	La perforación debe realizarse en tal forma que se garantice una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a todo lo largo del bulbo. La perforación debe limpiarse adecuadamente. El alineamiento de la perforación no debe permitir desviaciones mayores de 1 en 20. La desviación de la línea recta no debe exceder 20 mm en 3.0 metros de longitud. El anclaje debe colocarse lo más rápidamente posible después de terminada la perforación y en ningún caso la demora debe ser superior a 24 horas. El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo disponible. Se debe escoger el sistema	

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
	de perforación más adecuado en función del tipo de terreno, de cara a la movilización de la resistencia al anclaje.	
INSTALACION DE LOS TIRANTES O ANCLAJES DEL PRIMER NIVEL	Se suele colocar comúnmente varillas de alta resistencia la tensión centradas, de diámetro apropiado, en los orificios previamente perforados. Las varillas colocadas son roscadas en la parte exterior para facilitar su proceso de tensado y sujeción. Para conseguir que el refuerzo de los anclajes se mantenga sin contacto con el suelo excavado se utilizan separadores transversales cada cierta distancia. También se puede optar por la colocación de cables como tendones. Estos cables están compuestos por hilos de alambre de acero con altas resistencias. Además se pueden colocar varillas cuya resistencia a la tensión sea más alta, que 60 y 70 MPa respectivamente.	
COLOCACIÓN DE INYECCIÓN DE LECHADA	Se coloca el tirante en el hueco 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. La parte inicial del tirante ha sido previamente aislada con el objeto de evitar la cementación en el suelo. El mortero inicia el periodo de fraguado especificado, y no debe tensarse hasta que termine este proceso. La mezcla debe tener una relación A/C entre 0.4 y 0.55 con cemento tipo I, la cual obtiene resistencia de 21 MPa. Esta podrá ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir resistencia alta, con un mínimo de exudación.	

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
COLOCACIÓN DE REFUERZO EN LA PANTALLA	Durante el armado del refuerzo se colocan elementos de soporte que le dan cierta estabilidad. Así mismo se colocan ganchos que permiten mantener uniformemente la separación de las caras de la parrilla. Generalmente se utilizan varillas de diámetros comerciales y de uso frecuente (3/8" a ¾")	
CONSTRUCCIÓN DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO CON CONCRETO LANZADO	Se trata de una técnica en la cual se coloca sobre la superficie a proteger, un mortero o concreto neumáticamente lanzado con la ayuda de aire comprimido. Se recomienda que la relación A/C 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 inyección comienza impregnando la superficie del talud con agua impulsada con 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. Luego se proyectará la mezcla hasta obtener el flujo más continuo posible. Estas actividades se repiten para cada nivel del muro a construir.	
TENSIONAMIENTO DEL ANCLAJE	El tensado del ancla no debe realizarse hasta que se haya obtenido una resistencia mínima de 25 MPa en la mezcla. El gasto del equipo tensado debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño. El método común de tensionamiento consiste en utilizar un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar 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.	

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

Fuente: FIGUEROA DÍAZ, Guillermo Ernesto, et al. Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador. 2011. Tesis Doctoral. Universidad de El Salvador.

2.2.4 Aplicaciones de los muros anclados. El uso de este sistema de contención se ha extendido con el pasar del tiempo debido a los diferentes beneficios que esté presente. En la ilustración 18 se muestra las aplicaciones de los anclajes en estructuras.

- Muros de contención en carreteras: Los muros en pantalla anclada han sido utilizados para la construcción de carreteras deprimidas, ampliaciones de vías existentes o bien para hacer reajustes en la infraestructura vial.
- Estabilización de Taludes: Se utilizan a menudo para la estabilización de taludes y para prevenir deslizamientos de rocas o suelos, sobre todo cuando se realizan cortes en el terreno para la construcción de carreteras, rellenos o vías férreas. La estabilización consiste en que el muro soporte el suelo que se encuentra detrás de él.

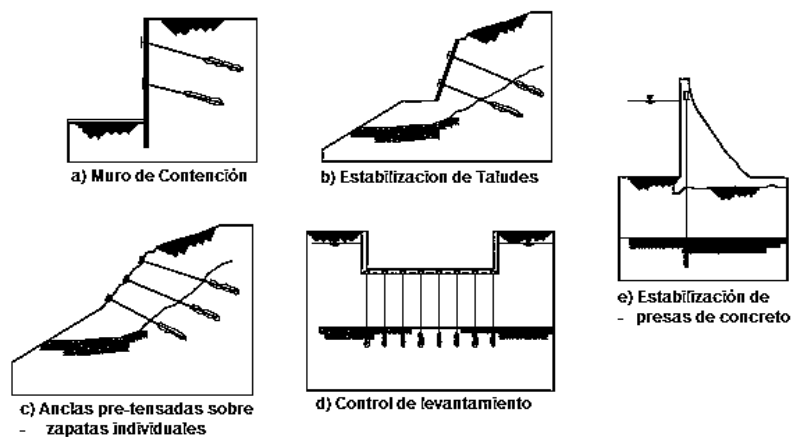
La fuerza que deben tener los anclajes debe ser superior a la necesaria para estabilizar las paredes de una excavación con un muro convencional y la pantalla de revestimiento se encarga de distribuir estas fuerzas en los anclajes a la superficie

del suelo, la cual no se comprime y es capaz de soportar las reacciones de los anclajes en la cara de la excavación.

- Muros pantalla como fundación en edificios: Se puede observar este tipo de aplicación en un edificio que se encuentra ubicado en un terreno en donde hay un talud y que, al realizar un corte del mismo se generaran grandes fuerzas laterales ocasionadas por los empujes del terreno.

Es por ello que los anclajes pueden ser indicados en lugar de las fundaciones convencionales para soportar este tipo de fuerzas [5].

Ilustración 2. Aplicaciones de los anclajes



Fuente: SABATINI, P. J.; PASS, D. G.; BACHUS, Robert Charles. Geotechnical engineering circular no. 4: ground anchors and anchored systems. 1999.

3. COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS

Las metodologías de diseño de pantallas ancladas se presentan en la Tabla 3, en donde se realiza un cuadro comparativo de las diferentes técnicas existentes en cuanto al diseño de las mismas.

Entre los requisitos del proyecto se deben tener en cuenta e incluir las limitaciones de construcción (topografía, acceso al sitio, servicios públicos, estructuras adyacentes, proyección de diseño).

Adicionalmente, el estudio geotécnico es importante, éste deberá incluir las investigaciones in-situ y laboratorio de acuerdo a lo estipulado Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en su capítulo H [6].

Tabla 3. Comparativo Metodología de Diseño

DATOS DE DISEÑO	MÉTODOS DE DISEÑO PANTALLAS ANCLADAS			
	ESTADO LÍMITE	SEMI-EMPÍRICOS	TENSIÓN-DEFORMACIÓN	ELEMENTOS FINITOS
Datos de Entrada	Cohesión (c).	Cohesión (c).	Coeficiente de balasto.	Modulo Young (E).
	Peso volumétrico del suelo (γ).	Peso volumétrico del suelo (γ).	Empuje activo y pasivo.	Coeficiente de Poisson (ν).
	Angulo de rozamiento interno (ϕ).	Angulo de rozamiento interno (ϕ).	Empuje aplicado.	Angulo de rozamiento interno (ϕ).
	Coeficientes de seguridad.			Cohesión (c).
				Angulo de dilatación (ψ).
Cálculo	Manual	Manual	Software CYPE	Software PLAXIS.
			Software RIDO	Software FLAC.
Datos Salida.	Presión vertical	Esfuerzos.	Desplazamientos.	Deformaciones
	Sobrecarga	Estabilidad.	Deformaciones.	Esfuerzos
	Condiciones sísmicas	Ruptura de los elementos.		Distribución y desplazamientos
	Presión de tierra horizontales	Resistencia de la pantalla.		Moldeamiento del muro
Limitaciones	No proporciona datos acerca de los movimientos del muro.	No se tiene en cuenta las deformaciones en el muro.	No existe mucha información acerca de esta metodología.	Requiere un alto grado de estudio del suelo donde se va realizar el proyecto, para la determinación de los parámetros geomecánicos de los suelos.
Uso	Poco uso.	Esta metodología viene perdiendo uso debido a que resulta ser un poco más ortodoxa a la hora de realizar los cálculos en el muro.	Su uso es limitado, ya que solo es utilizada si se requiere profundizar en las deformaciones y desplazamientos del muro.	Es la metodología más usada debido a que proporciona resultados cercanos a la realidad y evita resultados ficticios, todo esto es debido al alto número de variables que lo hace sensible y lo condiciona a ser muy preciso.

Fuente: CAMPOS CARREÑO, S. A., Estado del Arte del Muro en Pantalla Anclada, Bucaramanga: UPB, 2016.

4. METODOLOGÍA UTILIZADA

En la Tabla 2 se han registrado una serie de pasos para el diseño de pantallas ancladas.

Tabla 4. Pasos para el Diseño de Muros en Pantalla Anclada

PASOS PARA EL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS	
PASO 1. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS	a. Esquema del muro, en donde se indique altura, longitud, tipo de superficie
	b. Distancias horizontales y verticales de los anclajes
	c. Patrón de ubicación de los anclajes (arreglados, escalonamiento, patrones irregulares)
	d. Inclinação de los anclajes
	e. longitud de los anclajes y distribución
	f. Selección del tipo de anclaje
	g. Selección de las propiedades geomecánicas del suelo
	h. Tipos de falla externa: Estabilidad global, al deslizamiento y por capacidad portante
	i. Consideraciones sísmicas o seudoestáticas
	j. Tipos de falla interna: resistencia al arrancamiento y a la tracción del anclaje
	K. la evaluación de la longitud y carga máxima de los anclajes.
PASO 2. DISEÑO ESTRUCTURAL	a. Diseño de la superficie: Carga de la cabeza del anclaje, tipo y espesor del muro, materiales del muro, resistencia a la flexión, resistencia al puzonamiento de la superficie del muro, resistencia del perno de la cabeza de la superficie y otras consideraciones
PASO 3. DISEÑO FINAL	Estimaciones de las deformaciones máximas del muro y los asentamientos de la superficie del suelo.
PASO 4. OTRAS CONSIDERACIONES	a. Drenaje
	b. Cargas exteriores

4.1 PASO 1. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

4.1.1 Esquema del muro. Para establecer el esquema del muro anclado se debe incluir:

- Altura del muro
- Longitud del muro
- Inclinação del muro

La evaluación del esquema incluye también el desarrollo del perfil longitudinal de muro y localización de obras complementarias estableciendo las limitaciones de la ubicación de los anclajes.

4.1.2 Distancias horizontales y verticales de los anclajes. Los anclajes y sistemas de anclaje se diseñan asumiendo un área tributaria de carga a cada anclaje, basado en el espaciamiento horizontal y vertical entre los anclajes adyacentes.

Dependiendo de los requerimientos técnicos y las limitaciones específicas del proyecto, la distancia horizontal y vertical de los anclajes puede variar [3].

Las limitaciones de un proyecto pueden ser:

- La necesidad de un sistema muy rígido (es decir, anclajes estrechamente espaciados) para controlar los movimientos laterales de la pared.
- Estructuras subterráneas existentes que puede afectar el posicionamiento y la inclinación de los anclajes.
- Tipo de elementos de pared verticales seleccionados para el diseño.

4.1.3 Patrón de ubicación de los Anclajes. Los patrones comúnmente usados en la ubicación de los anclajes pueden ser [8]:

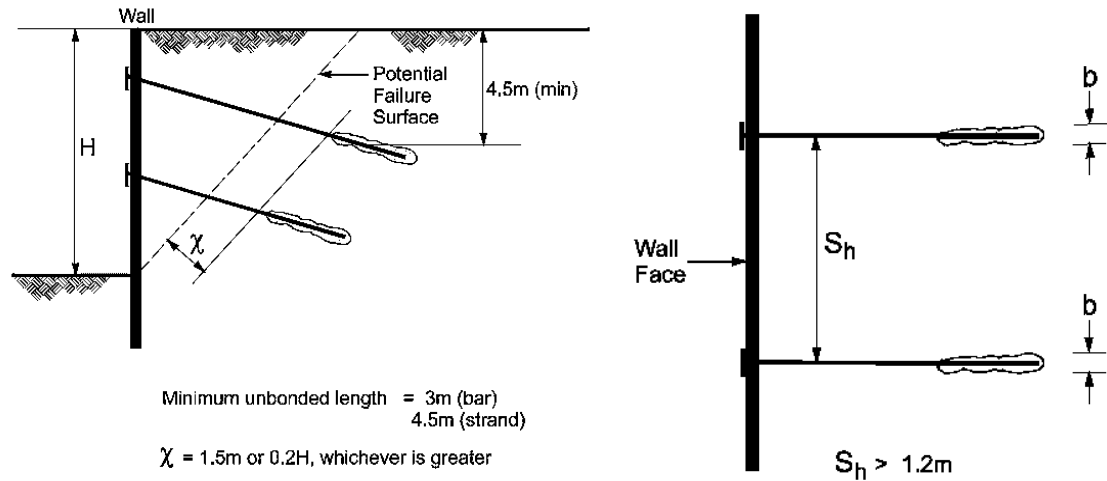
- Patrón cuadrangular
- Patrón irregular (con localizaciones limitadas)

El patrón cuadrangular resulta en una columna alineada de anclajes, facilita la construcción de paneles verticales de concreto lanzado, adicionalmente, facilita la instalación de tiras de geocompuestos para el sistema de drenaje detrás del revestimiento. Este patrón es el más utilizado en nuestro medio.

En el patrón irregular la instalación de geocompuestos como sistemas de drenaje es complicada. El uso de espaciamientos uniformes para los anclajes es beneficioso porque simplifica procesos de construcción y mejora el control de calidad. Sin embargo, debido a la geometría específica de cada proyecto, el espaciamiento de los anclajes puede necesitar que sea irregular, con reducción de espaciamientos en algunas partes.

Para los anclajes de tierra instalados en el suelo, una sobrecarga mínima de 4,5 m sobre el centro del ancla, se requiere una zona de enlace. Esto es necesario para evitar fugas de lechada durante la instalación para evitar que se produzca una elevación en la superficie del suelo resultante de la presión producida por la lechada y el espaciamiento horizontal debe ser mayor a 1.2 metros, tal como se muestra en la Ilustración 3.

Ilustración 3. Requisitos de los anclajes



Fuente: F. H. Administration, «FHWA-IF-99-015» Ground Anchors and Anchored Systems, 1999.

4.1.4 Inclinación de los anclajes. Para anclajes el ángulo de inclinación generalmente usado en la práctica para las perforaciones es en un promedio de 15° , pero por inconvenientes anteriormente mencionados esta inclinación puede variar generalmente de 10° a 20° . Por efectos de complicaciones en la aplicación de la inyección de lechada no es recomendable inclinación menor a 10° .

4.1.5 Longitud de los anclajes y distribución. La localización y longitud de los anclajes puede ser seleccionada de manera uniforme o variable. Es muy común que se utilicen longitudes uniformes, pero en ocasiones se diseñan longitudes diferentes de acuerdo a las características geológicas y al comportamiento de la estructura. Comúnmente los anclajes superiores son más largos que los inferiores.

4.1.6 Otras Consideraciones Iniciales:

- Evaluar la corrosión potencial.

- Evaluar los métodos de drenaje a ser usados. Esta información es usada para seleccionar el valor de diseño de la resistencia última de adherencia.
- Estimar diámetro del tubo de drenaje basado en el capítulo anterior en similares terreno y restricciones del diámetro impuestos por nivel seleccionado de protección de corrosión.
- Seleccione el factor de seguridad para diferentes modos de falla.
- Definir cargas actuantes.

4.2 PASO 2. DISEÑO METODOLOGÍA FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (ANCHORED AND GROUND ANCHORS AND WALLS) [8]

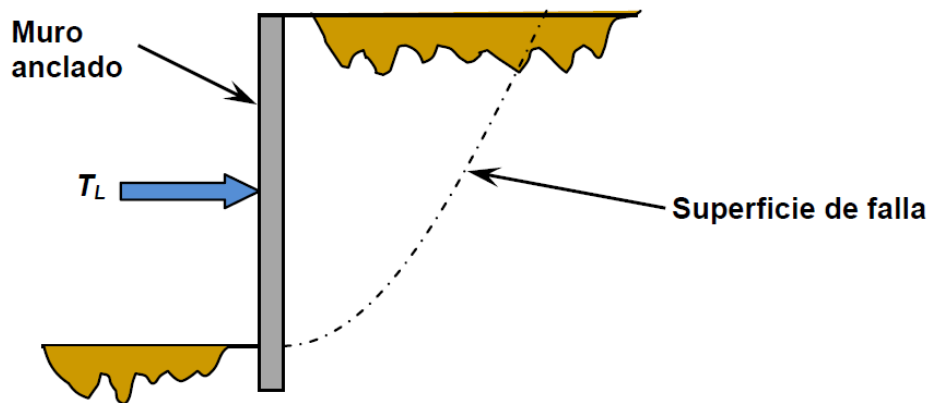
Este método utiliza una franja vertical de muro anclado considerada como una viga apoyada con soportes rígidos, situados en la ubicación del anclaje. En la práctica común, el uso de envolventes de presión de tierras en este tipo de análisis provee un método oportuno para el diseño preliminar y muchas veces para el diseño definitivo de muros anclados. Sin embargo, los diagramas aparentes de presión de tierras no pretenden representar la distribución real de la presión de tierras, sino que constituir presiones hipotéticas que simplifiquen el análisis [1].

4.2.1 Cálculo de cargas laterales. El cálculo de cargas laterales o carga total de tierras depende de factores tales como: el tipo de suelo, las sobrecargas y la vida útil del sistema, es decir si será de carácter temporal o de carácter permanente. A estos factores se le debe sumar la disponibilidad de permitir desplazamientos. Por lo tanto, estas estructuras se deben diseñar con las consideraciones adecuadas.

4.2.2 Muro anclado con desplazamiento. Esta condición se presenta cuando los anclajes son preesforzados a niveles consistentes con las presiones activas (es decir, existen desplazamientos del muro), considerando un valor de desplazamiento de $0.002H$ a $0.005H$ para arenas y arcillas rígidas, en donde la carga total (TL)

utilizada para determinar la presión aparente en esta condición, está basada en un factor de seguridad generalmente de 1.3 sobre la resistencia a cortante del suelo (Φ , c). En la ilustración 6 se muestra la ubicación de la fuerza externa T_L que estabiliza el corte [3]

Ilustración 4. Carga Total de presión de tierras – T_L



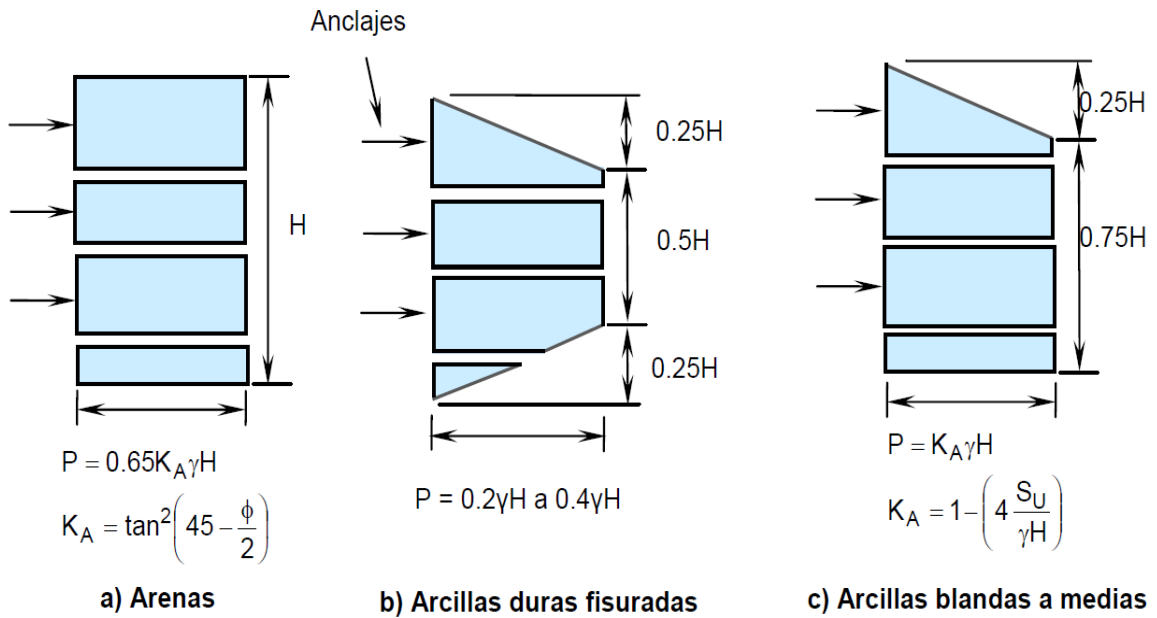
Fuente: F. H. Administration, «FHWA-IF-99-015» Ground Anchors and Anchored Systems, 1999.

La ecuación para la determinación de la fuerza externa (T_L) se muestra a continuación.

$$K_{Amob} = \frac{1 - \text{sen} \phi_{mob}}{1 + \text{sen} \phi_{mob}} \Rightarrow T_L = \frac{1}{2} K_{Amob} \gamma H^2$$

4.2.3 Diagramas aparentes de presión de tierra. La carga total de tierras que estabiliza el corte también puede ser calculada a través de los diagramas aparentes de presión de Terzaghi y Peck [9], que dependen del tipo de suelo en consideración. Los diagramas pueden ser rectangulares o trapezoidales de acuerdo al tipo de suelo. Ver ilustración 5.

Ilustración 5. Diagramas de presión de suelos de Terzaghi y Peck



Fuente: F. H. Administration, «FHWA-IF-99-015» Ground Anchors and Anchored Systems, 1999.

En donde:

H = Altura del muro (m)

γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)

S_u = Resistencia al corte no drenada ($S_u=c$) (KN/m²)

c = Cohesión del suelo (KN/m²)

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)

p = Presión de tierras según Terzaghi y Peck (KN/m²)

DIAGRAMA APARENTE DE PRESIÓN DE TIERRA PARA ARENA

La FHWA recomienda utilizar una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck , para ello se requiere conocer con anterioridad la localización de las anclas o de los soportes.

Los diagramas trapezoidales son más apropiados que los rectangulares, debido a que se asemejan más a las mediciones reales en campo [1]. Para evaluar las presiones, se requiere adicionar la presión de agua y la fuerza sísmica.

La máxima carga total de presión en suelos arenosos está dado por la siguiente ecuación:

$$T_L = 0.65K_A \gamma H^2$$

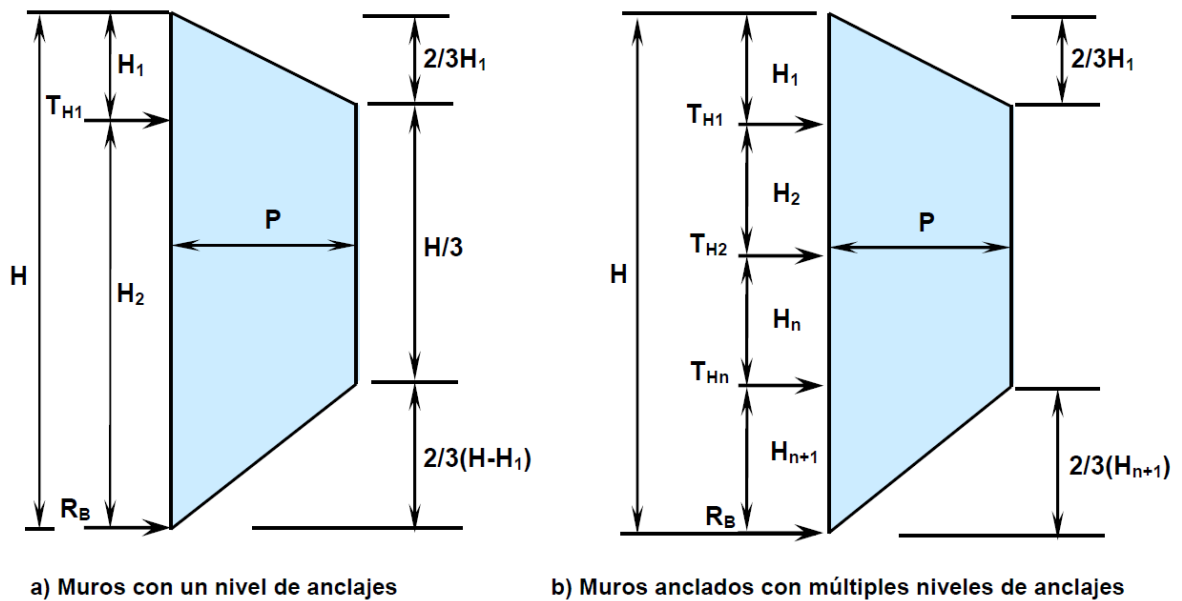
DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIONES DE TIERRA EN ARCILLAS

Los diagramas originales de Terzaghi y Peck para arcillas fueron desarrollados para soportes temporales y no definitivos. Para condiciones drenadas a largo plazo en arcillas duras o arcillas fisuradas, las presiones de tierra son mayores que las supuestas por Terzaghi y Peck por lo que los diagramas recomendados de presiones de tierras en arcillas duras o fisuradas para muros de carácter permanente son similares a los mostrados en la ilustración 10, cuyos valores de la presión de tierras, P , oscila los $0.2\gamma H$ a $0.4\gamma H$ para muros con un solo nivel de anclajes o con múltiples niveles de anclajes. La carga total de tierra (T_L) dependerá del tipo de suelo presente.

4.2.4 Transformación de carga de presión total de tierra en diagrama aparente de presión para muros con anclajes:

4.2.4.1 Transformación de diagramas de presión aparente para suelos granulares. Los valores de carga de presión total para suelos granulares, tanto para muros donde se permite deformación o para los muros donde no se permite, deben ser convertidas a un diagrama de presión aparente mostrado en la ilustración 6.

Ilustración 6. Diagramas de presión aparente para suelos arenosos para uno y/o varios niveles de anclajes



Fuente: F. H. Administration, «FHWA-IF-99-015» Ground Anchors and Anchored Systems, 1999.

La presión de transformación que estabiliza el corte para muros con un solo nivel de anclajes se puede determinar por medio de la siguiente expresión:

$$P = \frac{T_L}{\frac{2}{3}H} = \frac{0.65K_A\gamma H^2}{\frac{2}{3}H} \approx K_A\gamma H$$

Así mismo, para muros con varios niveles de anclajes se utiliza la siguiente expresión:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Donde:

- H_1 = Profundidad del primer anclaje (m) *
- T_H = Componente horizontal de la fuerza del anclaje
- T_L = Carga total de presión de tierra (KN/m)
- Carga de presión que estabiliza el corte (KN/m²)
- $\bar{H}_{n+1}$ = Profundidad inferior al enésimo anclaje (m)
- R_B = Carga de reacción en la base (KN/m)

4.2.5 Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas de consistencias rígidas a duras para condiciones de corto y largo plazo. Para arcillas de resistencia al corte no drenada ($s_u \neq 0$ y $\Phi = 0^\circ$) y cuyas consistencias van desde rígidas hasta duras, Weatherby recomienda utilizar diagramas de presiones aparentes que tienen la misma forma que los utilizados para suelos

granulares para el diseño de muros anclados para condiciones de corto plazo, es decir para condiciones no drenadas [10].

Weatherby también establece que la transición de una arcilla dura a una arcilla de consistencia más suave o medianamente suave (independientemente de si es bajo condición drenada o no drenada) no ocurre solo por la identificación de una única resistencia al corte no drenada s_u . Es por esto que se debe cumplir lo siguiente para clasificar el tipo de arcilla presente:

$$s_u \geq \frac{H}{4} (\gamma - 3.585)$$

Donde:

H = Altura del muro (m=

γ = peso volumétrico del suelo (KN/m³)

s_u = Resistencia al corte no drenado (KN/m³)

Para el caso de arcillas firmes o de consistencia rígida y dura, el número de estabilidad N_s debe ser calculado por:

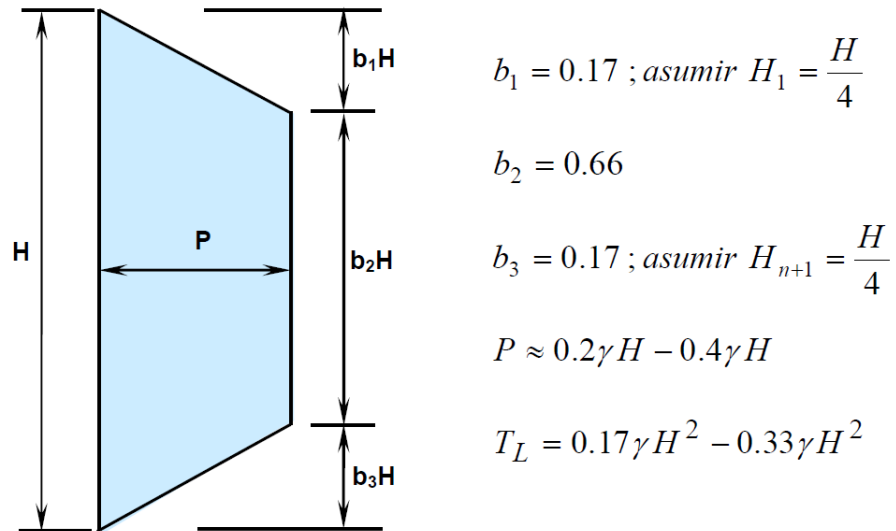
$$N_s = \frac{\gamma H}{s_u} < 4 \quad \text{Note que: } s_u = c$$

Otro parámetro a utilizar en el diseño es el factor de presión de tierras (**FPT**), el cual debe ser mayor de **3.14 KN/m³** para las condiciones no drenadas del suelo.

Sabatini, Pass y Bachus (1999) recomiendan que la carga total (**TL**) para arcillas duras pueda basarse en previas experiencias con excavaciones en depósitos de arcillas similares. Estos investigadores sugieren que para muros anclados temporales, la carga total varíe entre **0.17 γH^2** y **0.33 γH^2** , tal como se muestra en

la ilustración 7.

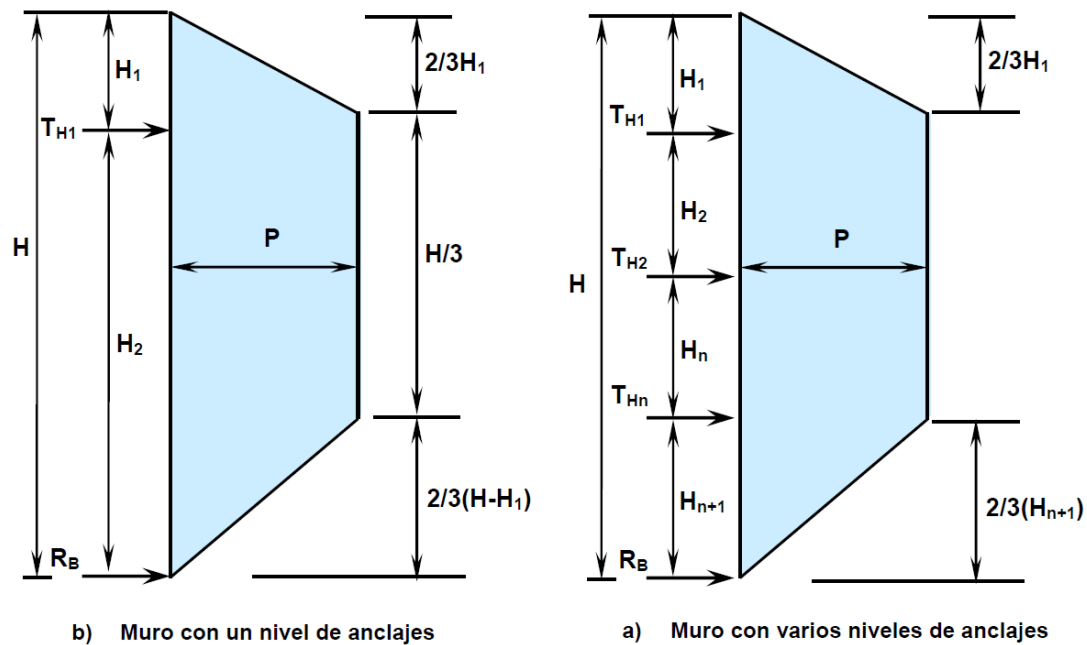
Ilustración 7. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo



Fuente: F. H. Administration, «FHWA-IF-99-015» Ground Anchors and Anchored Systems, 1999.

Por lo tanto, los diagramas de presiones aparentes para arcillas bajo condiciones de corto y largo plazo de consistencias rígidas a duras poseen la misma forma que para los suelos granulares. Ver ilustración 8.

Ilustración 8. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo



Fuente: F. H. Administration, «FHWA-IF-99-015» Ground Anchors and Anchored Systems, 1999.

En donde, la presión que estabiliza el corte para suelos arcillosos rígidos o duros para condiciones de corto plazo se puede calcular mediante la siguiente expresión.

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}} = \frac{0.17\gamma H^2 - 0.33\gamma H^2}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Para las condiciones a largo plazo o permanentes ($s_u = 0$ y $\Phi \neq 0^\circ$), la presión que estabiliza el corte está dada por:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

En donde KA estará en función del ángulo de fricción interna afectado por un factor de seguridad (Φ_{mob}).

Para el diseño de muros en arcillas se debe considerar éstos aspectos y asegurarse que la carga total seleccionada sea la más adecuada y la más grande. Es por esto que para el diseño de muros permanentes en este tipo de suelos deben evaluarse las dos condiciones disponibles, la de corto plazo y la de largo plazo [1].

Se recomienda utilizar un factor de presión de tierras (**FPT**) mínimo de **3.14 KN/m³** para condiciones a corto plazo, el cual debe ser comparado con el **FPT** calculado para la condición a largo plazo en donde se deberá utilizar el mayor valor de estos para el diseño del muro.

Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas de consistencias blandas a medianamente blandas

Los muros anclados temporales y permanentes en este tipo de suelos deben resistir las presiones laterales de tierra determinadas por el uso de resistencias al corte no drenadas para condiciones de corto plazo. Aunque los muros anclados de carácter permanente son rara vez construidos en este tipo de suelos, puede ser necesaria la presencia de ellos y para esto se debe considerar también la resistencia drenada al corte, pesos volumétricos efectivos, etc.

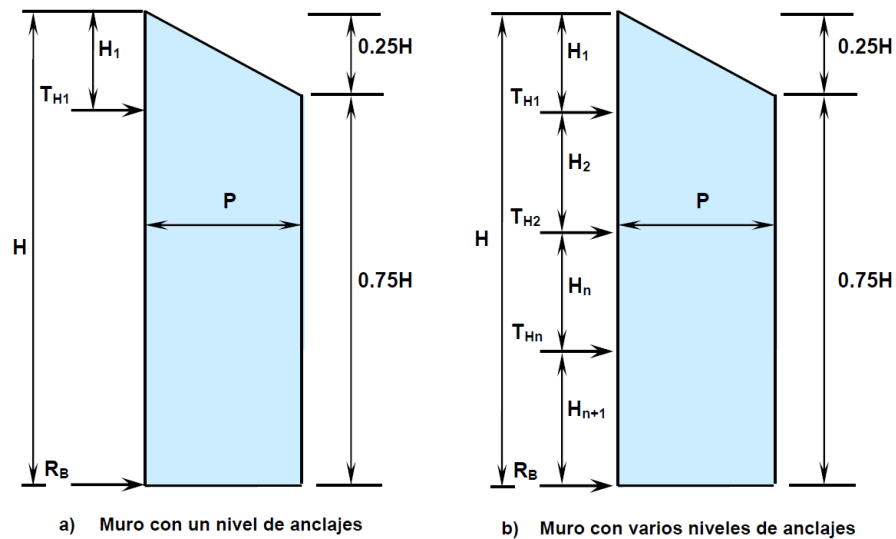
Para este tipo de arcillas, el número de estabilidad está determinado por la siguiente

ecuación:

$$N_s = \frac{\gamma H}{s_u} > 4 \quad \text{Note que :} \quad s_u = c$$

En la ilustración 9 se muestra el diagrama de presión para muros anclados temporales con uno y varios niveles de anclajes en arcillas blandas a medianamente blandas basado en la resistencia al corte no drenada su de la arcilla.

Ilustración 9. Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medianamente blandas



Fuente: F. H. Administration, «FHWA-IF-99-015» Ground Anchors and Anchored Systems, 1999.

Para este caso la presión que estabiliza el corte (**P**) queda determinada de la siguiente manera:

$$P = \frac{T_L}{0.875H} = \frac{0.875H^2 \left(1 - \frac{4s_u}{\gamma H} \right) \gamma}{0.875H}$$

Las fuerzas de los anclajes son determinadas mediante el método de áreas tributarias. El momento negativo en el anclaje superior se determina haciendo una sumatoria de momentos alrededor de ese punto.

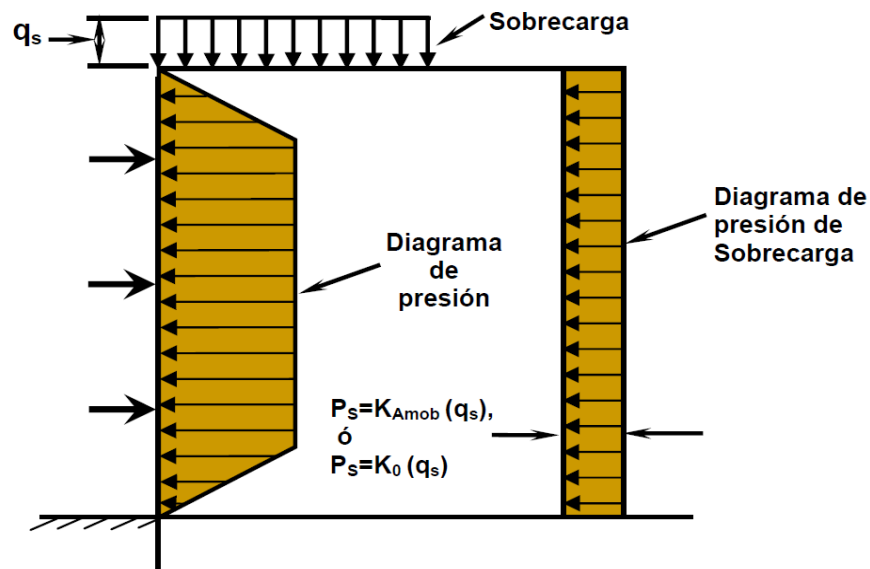
4.2.6 Cálculo de presión por sobrecarga (P_S). La sobrecarga (q_s) es multiplicada por el coeficiente K, tal como se puede ver en la siguiente ecuación y en la ilustración 12.

$$P_S = q_s K$$

Donde:

K, es el coeficiente de presión de tierras necesario para convertir la sobrecarga vertical a horizontal y depende del estado del suelo a analizar (**K₀**, **K_a** ó **K_{Amob}**), que a su vez dependen del factor de seguridad con el que se diseña el sistema.

Ilustración 10. Diagramas de presión de tierras aparente con sobrecarga



Fuente: FIGUEROA DÍAZ, Guillermo Ernesto, et al. Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador. 2011. Tesis Doctoral. Universidad de El Salvador.

5. EJEMPLO PRÁCTICO

Se va a realizar el diseño de una pantalla anclada teniendo en cuenta los siguientes criterios:

GEOMETRÍA DEL MURO

Altura del muro (H) : 11.50 metros

Longitud del Muro (L) : 8.00 metros

PROPIEDADES DE LOS SUELOS

ESTRATIGRAFÍA

- **SUELO 1**

Peso Unitario (KN/m³) : 18.80

Ángulo de fricción (°) : 23.70

Cohesión (KN/m²) : 7.80

Espesor del estrato (m) : 4.00

- **SUELO 2**

Peso Unitario (KN/m³) : 18.50

Ángulo de fricción (°) : 21.00

Cohesión (KN/m²) : 32.00

Espesor del estrato (m) : 3.50

- **SUELO 3**

Peso Unitario (KN/m³) : 19.00

Ángulo de fricción (°) : 31.50

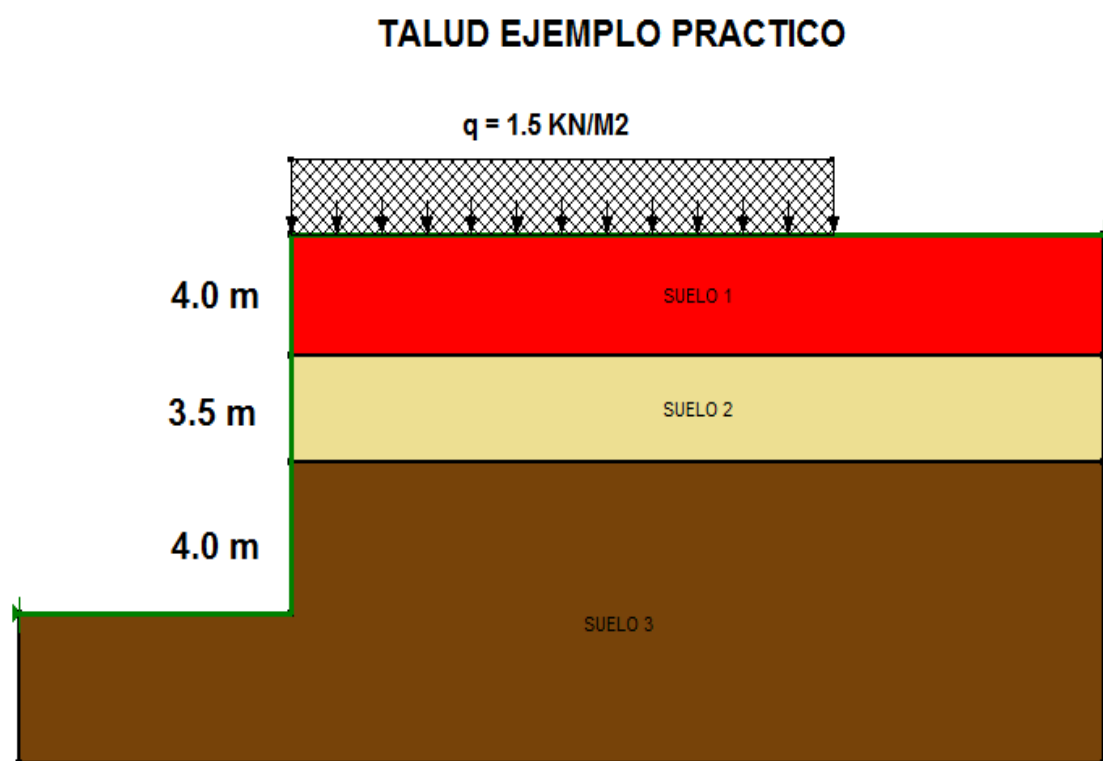
Cohesión (KN/m²) : 25.00

Espesor del estrato (m) : 8.00

▪ **SOBRECARGA**

Sobrecarga (KN/m²) : 15.00

Ilustración 11. Perfil del suelo



Fuente: FIGUEROA DÍAZ, Guillermo Ernesto, et al. Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador. 2011. Tesis Doctoral. Universidad de El Salvador.

5.1 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA DISEÑO DE ANCLAJES

5.1.1 Evaluación de la estabilidad del propio anclaje. La evaluación de la estabilidad del propio anclaje comprende los siguientes procesos [11]:

- Mayoración de las cargas actuantes.
- Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción).
- Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.
- Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).

PRIMER ANCLAJE

La evaluación de la estabilidad del propio anclaje de 0.6" (15.3 mm) se realizó teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Mayoración de las cargas actuantes.

La carga nominal mayorada del anclaje, PN_d se obtiene a través de la expresión:

$$PN_d = F_1 PN$$

Donde:

PN : Carga nominal del anclaje (KN)

F_1 : Coeficiente de mayoración. (si el anclaje es permanente utilizar 1.5 y si es provisional 1.2).

PN_d : Carga nominal mayorada del anclaje (KN)

$$PN_d = F_1 PN$$

$$PN_d = 1.5 * 400$$

$$PN_d = 600 \text{ KN} = 600.000 \text{ N}$$

- Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción)

Para ésta comprobación se minorará la tensión admisible en el tirante de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

En anclajes provisionales:

$$PN_d / AT \leq f_{pk} / 1,25$$

$$PN_d / AT \leq f_{yk} / 1,10$$

En anclajes permanentes:

$$PN_d / AT \leq f_{pk} / 1,30$$

$$PN_d / AT \leq f_{yk} / 1,15$$

Donde:

PNd: Carga nominal mayorada de cada anclaje.

AT : sección del tirante.

f_{pk} : límite de rotura del acero del tirante.

f_{yk} : límite elástico del acero del tirante.

Para anclajes Permanentes:

$$(PN_d / AT) \leq (f_{pk} / 1.30)$$

$$(600.000 \text{ N} / 560 \text{ mm}^2) \leq (1863.54 \text{ MPa} / 1.30)$$

$$1071.43 \text{ MPa} \leq 1433.49 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$(PNd / AT) \leq (fyk / 1.15)$$

$$(600.000 \text{ N} / 560 \text{ mm}^2) \leq (1583.70 \text{ MPa} / 1.15)$$

$$1071.43 \text{ MPa} \leq 1377.13 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.

Para la comprobación de 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.

Se deberá verificar:

$$PNd / (Lb \cdot pT) \leq \tau_{lim} / 1,2$$

$$\text{Con: } \tau_{lim} = 6,9 (fck/22,5)^{2/3}$$

Siendo: PNd = carga nominal mayorada de cada anclaje.

pT = perímetro nominal del tirante =

AT = sección del tirante.

Lb = longitud de cálculo del bulbo.

$$: 2\sqrt{\pi \cdot A_T}$$

τ_{lim} = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en Mpa, para este caso (21 Mpa)

fck = resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa.

Para esta comprobación, el exceso de longitud del bulbo por encima de 14 m se minorará por el coeficiente de 0,70, a fin de tener en cuenta la posible rotura progresiva del mismo.

$$(PNd / (Lb \cdot p_T) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$\tau_{lim} = 6.9 \cdot (f_{ck} / 22.5)^{2/3}$$

$$p_T = 2 \cdot \sqrt{(\pi \cdot A_T)}$$

$$p_T = 2 \cdot \sqrt{(\pi \cdot 140 \text{ mm})}$$

$$p_T = 41.94 \text{ mm}$$

$$Lb = 14000 \text{ mm}$$

$$\tau_{lim} = 6.9 \cdot (21 / 22.5)^{2/3}$$

$$\tau_{lim} = 6.59 \text{ Mpa}$$

$$(PNd / Lb \cdot p_T) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$(600.000 \text{ N} / (14000 \text{ mm} \cdot 41.94 \text{ mm})) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$(600.000 \text{ N} / (587160 \text{ mm}^2)) \leq (6.59 / 1.2)$$

$$1.02 \text{ MPa} \leq 5.49 \text{ Mpa} \text{ OK}$$

- Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).

Para dicha comprobación se minorará la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm} . Se comprobará mediante la siguiente ecuación:

$$PNd / (\pi \cdot DN \cdot Lb) \leq a_{adm}$$

Donde:

PNd: Carga nominal mayorada de cada anclaje.

DN : Diámetro nominal del bulbo.

Lb : Longitud de cálculo del bulbo.

a_{adm} : Adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

La adherencia admisible del bulbo se puede obtener mediante los siguientes métodos por orden de preferencia:

- a) Los valores de la adherencia admisible a_{adm} del bulbo se pueden deducir tanto de los ensayos de investigación como fundamentalmente de los ensayos de adecuación.
- b) Se puede obtener el valor de la adherencia admisible aplicando la expresión siguiente, en presiones efectivas:

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

Donde:

c' : Cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.

ϕ' : ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.

σ' : presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.

F_{2c} : 1,60; coeficiente de minoración de la cohesión.

$F_{2\phi} : 1,35$; coeficiente de minoración de la fricción.

c) También puede determinarse a_{adm} utilizando correlaciones empíricas, tales como la que se muestra a continuación:

$$a_{adm} = a_{lim} / F_3$$

Donde:

a_{lim} : adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos.

F_3 = coeficiente . Usar 1.45 para el caso de anclajes provisionales y 1.65 para el caso de anclajes permanentes.

Para este ejercicio práctico se utilizará la metodología b), así:

$$a_{Lim} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

$$\sigma = \sigma_{vertical} + \frac{1}{3} \sigma_{de\ inyección}$$

$$\sigma = 18.8 (4) + 1.7 (18.5) + \frac{1}{3} (2000)$$

$$\sigma = 773.32 \text{ KPa}$$

$$a_{Lim} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

$$a_{Lim} = \frac{32}{1.6} + 773.32 \times \frac{\tan 21}{1.35}$$

$$a_{Lim} = 20 + 219.89$$

$$a_{Lim} = 239.89 \text{ KPa} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$a_{adm} = a_{Lim} / F3$$

$$a_{adm} = 239.89 \text{ KPa} / 1.65$$

$$a_{adm} = 145.39 \text{ KPa} = 0.145 \text{ MPa}$$

$$PNd/(\pi \cdot DN \cdot Lb) \leq a_{adm}$$

$$600.000 \text{ N}/(\pi \cdot 100 \cdot 14000) \leq 0.145 \text{ Mpa}$$

$$0.136 \leq 0.145 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

SEGUNDO ANCLAJE

La evaluación de la estabilidad del propio anclaje de 0.6" (15.3 mm) se realizó teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Mayoración de las cargas actuantes.

La carga nominal mayorada del anclaje, PNd se obtiene a través de la expresión:

$$PN_d = F_1 PN$$

Donde:

PN: Carga nominal del anclaje (KN)

F₁: Coeficiente de mayoración. (si el anclaje es permanente utilizar 1.5 y si es provisional 1.2).

PNd: Carga nominal mayorada del anclaje (KN)

$$PN_d = F_1 PN$$

$$PN_d = 1.5 * 400$$

$$PN_d = 600 \text{ KN} = 600.000 \text{ N}$$

- Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción)

Para ésta comprobación se minorará la tensión admisible en el tirante de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

En anclajes provisionales:

$$PN_d / AT \leq f_{pk} / 1,25$$

$$PN_d / AT \leq f_{yk} / 1,10$$

En anclajes permanentes:

$$PN_d / AT \leq f_{pk} / 1,30$$

$$PN_d / AT \leq f_{yk} / 1,15$$

Donde:

PNd: Carga nominal mayorada de cada anclaje.

AT : sección del tirante.

f_{pk} : límite de rotura del acero del tirante.

f_{yk} : límite elástico del acero del tirante.

Para anclajes Permanentes:

$$(PNd / AT) \leq (f_{pk} / 1.30)$$

$$(600.000 \text{ N} / 560 \text{ mm}^2) \leq (1863.54 \text{ MPa} / 1.30)$$

$$1071.43 \text{ MPa} \leq 1433.49 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$(PNd / AT) \leq (f_{yk} / 1.15)$$

$$(600.000 \text{ N} / 560 \text{ mm}^2) \leq (1583.70 \text{ MPa} / 1.15)$$

$$1071.43 \text{ MPa} \leq 1377.13 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.

Para la comprobación de 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.

Se deberá verificar:

$$PNd / (L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim} / 1,2$$

$$\text{Con: } \tau_{lim} = 6,9 (f_{ck}/22,5)^{2/3}$$

Siendo: PNd = carga nominal mayorada de cada anclaje.

$$p_T = \text{perímetro nominal del tirante} = 2\sqrt{\pi \cdot A_T}$$

AT = sección del tirante.

Lb = longitud de cálculo del bulbo.

τ_{lim} = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en Mpa, para este caso (21 Mpa)

fck = resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa.

Para esta comprobación, el exceso de longitud del bulbo por encima de 14 m se minorará por el coeficiente de 0,70, a fin de tener en cuenta la posible rotura progresiva del mismo.

$$(PNd / (Lb \cdot p_T)) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$\tau_{lim} = 6.9 * (f_{ck} / 22.5)^{2/3}$$

$$p_T = 2 \cdot \sqrt{(\pi \cdot A_T)}$$

$$p_T = 2 \cdot \sqrt{(\pi \cdot 140 \text{ mm})}$$

$$p_T = 41.94 \text{ mm}$$

$$Lb = 9000 \text{ mm}$$

$$\tau_{lim} = 6.9 * (21 / 22.5)^{2/3}$$

$$\tau_{lim} = 6.59 \text{ Mpa}$$

$$(PNd / Lb \cdot p_T) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$(600.000 \text{ N} / (9000 \text{ mm} \cdot 41.94 \text{ mm})) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$(600.000 \text{ N} / (377.460 \text{ mm}^2)) \leq (6.59 / 1.2)$$

$$1.59 \text{ MPa} \leq 5.49 \text{ Mpa OK}$$

- Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).

Para dicha comprobación se minorará la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm} . Se comprobará mediante la siguiente ecuación:

$$PNd / (\pi \cdot DN \cdot Lb) \leq a_{adm}$$

Donde:

PNd: Carga nominal mayorada de cada anclaje.

DN : Diámetro nominal del bulbo.

Lb : Longitud de cálculo del bulbo.

a_{adm} : Adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

La adherencia admisible del bulbo se puede obtener mediante los siguientes métodos por orden de preferencia:

- c) Los valores de la adherencia admisible a_{adm} del bulbo se pueden deducir tanto de los ensayos de investigación como fundamentalmente de los ensayos de adecuación.
- d) Se puede obtener el valor de la adherencia admisible aplicando la expresión siguiente, en presiones efectivas:

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

Donde:

c' : Cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.

ϕ' : ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.

σ' : presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.

F_{2c} : 1,60; coeficiente de minoración de la cohesión.

$F_{2\phi}$: 1,35; coeficiente de minoración de la fricción.

c) También puede determinarse a_{adm} utilizando correlaciones empíricas, tales como la que se muestra a continuación:

$$a_{adm} = a_{lim} / F_3$$

Donde:

a_{lim} : adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos.

F_3 = coeficiente . Usar 1.45 para el caso de anclajes provisionales y 1.65 para el caso de anclajes permanentes.

Para este ejercicio práctico se utilizará la metodología b), así:

$$a_{Lim} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

$$\sigma = \sigma_{vertical} + \frac{1}{3} \sigma_{de inyección}$$

$$\sigma = 18.8 (4) + 3.5 (18.5) + 1.2 (19.0) + \frac{1}{3} (2000)$$

$$\sigma = 829.42 \text{ KPa}$$

$$a_{Lim} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

$$a_{Lim} = \frac{25}{1.6} + 829.42 \times \frac{\tan 31.5}{1.35}$$

$$a_{Lim} = 15.63 + 390.97$$

$$a_{Lim} = 406.6 \text{ KPa} = 0.407 \text{ MPa}$$

$$a_{adm} = a_{Lim} / F_3$$

$$a_{adm} = 406.6 \text{ KPa} / 1.65$$

$$a_{adm} = 246.42 \text{ KPa} = 0.246 \text{ MPa}$$

$$PN_d / (\pi \cdot DN \cdot L_b) \leq a_{adm}$$

$$600.000 \text{ N} / (\pi \cdot 100 \cdot 9000) \leq 0.246 \text{ Mpa}$$

$$0.212 \leq 0.246 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

TERCER ANCLAJE

La evaluación de la estabilidad del propio anclaje de 0.6" (15.3 mm) se realizó teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Mayoración de las cargas actuantes.

La carga nominal mayorada del anclaje, PN_d se obtiene a través de la expresión:

$$PN_d = F_1 PN$$

Donde:

PN : Carga nominal del anclaje (KN)

F_1 : Coeficiente de mayoración. (si el anclaje es permanente utilizar 1.5 y si es provisional 1.2).

PN_d : Carga nominal mayorada del anclaje (KN)

$$PN_d = F_1 PN$$

$$PN_d = 1.5 * 400$$

$$PN_d = 600 \text{ KN} = 600.000 \text{ N}$$

- Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción)

Para ésta comprobación se minorará la tensión admisible en el tirante de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

En anclajes provisionales:

$$PN_d / AT \leq f_{pk} / 1,25$$

$$PN_d / AT \leq f_{yk} / 1,10$$

En anclajes permanentes:

$$PN_d / AT \leq f_{pk} / 1,30$$

$$PN_d / AT \leq f_{yk} / 1,15$$

Donde:

PNd: Carga nominal mayorada de cada anclaje.

AT : sección del tirante.

f_{pk} : límite de rotura del acero del tirante.

f_{yk} : límite elástico del acero del tirante.

Para anclajes Permanentes:

$$(PN_d / AT) \leq (f_{pk} / 1.30)$$

$$(600.000 \text{ N} / 560 \text{ mm}^2) \leq (1863.54 \text{ MPa} / 1.30)$$

$$1071.43 \text{ MPa} \leq 1433.49 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$(P_{Nd} / A_T) \leq (f_{yk} / 1.15)$$

$$(600.000 \text{ N} / 560 \text{ mm}^2) \leq (1583.70 \text{ MPa} / 1.15)$$

$$1071.43 \text{ MPa} \leq 1377.13 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.

Para la comprobación de 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.

Se deberá verificar:

$$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim} / 1,2$$

$$\text{Con: } \tau_{lim} = 6,9 (f_{ck}/22,5)^{2/3}$$

Siendo: P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

$$p_T = \text{perímetro nominal del tirante} = 2\sqrt{\pi \cdot A_T}$$

A_T = sección del tirante.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

τ_{lim} = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en Mpa, para este caso (21 Mpa)

f_{ck} = resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa.

Para esta comprobación, el exceso de longitud del bulbo por encima de 14 m se minorará por el coeficiente de 0,70, a fin de tener en cuenta la posible rotura progresiva del mismo.

$$(PNd / (Lb \cdot p_T)) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$\tau_{lim} = 6.9 * (f_{ck} / 22.5)^{2/3}$$

$$p_T = 2 \cdot \sqrt{(\pi \cdot A_T)}$$

$$p_T = 2 \cdot \sqrt{(\pi \cdot 140 \text{ mm})}$$

$$p_T = 41.94 \text{ mm}$$

$$Lb = 8000 \text{ mm}$$

$$\tau_{lim} = 6.9 * (21 / 22.5)^{2/3}$$

$$\tau_{lim} = 6.59 \text{ Mpa}$$

$$(PNd / (Lb \cdot p_T)) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$(600.000 \text{ N} / (8000 \text{ mm} \cdot 41.94 \text{ mm})) \leq (\tau_{lim} / 1.2)$$

$$(600.000 \text{ N} / (335.520 \text{ mm}^2)) \leq (6.59 / 1.2)$$

$$1.79 \text{ MPa} \leq 5.49 \text{ Mpa} \quad \mathbf{OK}$$

- Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).

Para dicha comprobación se minorará la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm} . Se comprobará mediante la siguiente ecuación:

$$PNd / (\pi \cdot DN \cdot Lb) \leq a_{adm}$$

Donde:

PNd: Carga nominal mayorada de cada anclaje.

DN : Diámetro nominal del bulbo.

Lb : Longitud de cálculo del bulbo.

a_{adm} : Adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

La adherencia admisible del bulbo se puede obtener mediante los siguientes métodos por orden de preferencia:

- e) Los valores de la adherencia admisible a_{adm} del bulbo se pueden deducir tanto de los ensayos de investigación como fundamentalmente de los ensayos de adecuación.
- f) Se puede obtener el valor de la adherencia admisible aplicando la expresión siguiente, en presiones efectivas:

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

Donde:

c' : Cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.

ϕ' : ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.

σ' : presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.

F_{2c} : 1,60; coeficiente de minoración de la cohesión.

$F_{2\phi}$: 1,35; coeficiente de minoración de la fricción.

c) También puede determinarse a_{adm} utilizando correlaciones empíricas, tales como la que se muestra a continuación:

$$a_{adm} = a_{lim} / F_3$$

Donde:

a_{lim} : adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos.

F_3 = coeficiente. Usar 1.45 para el caso de anclajes provisionales y 1.65 para el caso de anclajes permanentes.

Para este ejercicio práctico se utilizará la metodología b), así:

$$a_{Lim} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

$$\sigma = \sigma_{vertical} + \frac{1}{3} \sigma_{de inyección}$$

$$\sigma = 18.8 (4) + 3.5 (18.5) + 4.0 (19.0) + \frac{1}{3} (2000)$$

$$\sigma = 882.62 \text{ KPa}$$

$$a_{Lim} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \times \frac{\tan \phi'}{F_{2\phi}}$$

$$a_{Lim} = \frac{25}{1.6} + 882.62 \times \frac{\tan 31.5}{1.35}$$

$$a_{Lim} = 15.63 + 416.05$$

$$a_{Lim} = 431.68 \text{ KPa} = 0.432 \text{ MPa}$$

$$a_{adm} = a_{Lim} / F3$$

$$a_{adm} = 431.68 \text{ KPa} / 1.65$$

$$a_{adm} = 261.62 \text{ KPa} = 0.262 \text{ MPa}$$

$$PNd/(\pi \cdot DN \cdot Lb) \leq a_{adm}$$

$$600.000 \text{ N} / (\pi \cdot 100 \cdot 8000) \leq 0.262 \text{ Mpa}$$

$$0.239 \leq 0.262$$

MODELACIÓN GEOTÉCNICA

Modelo y Software Utilizado:

Para el análisis del modelo geotécnico se utilizó un software el cual utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes.

El software utilizado fue Slope/W [12] licenciado para la Universidad Industrial de Santander, realiza un análisis de equilibrio límite ofreciendo varios posibles métodos de análisis de los cuales el Bishop, Ordinary y Janbu siempre se añaden al método que se elija.

Básicamente todos los métodos son similares, la diferencia entre ellos son las ecuaciones estáticas que se incluyen con las fuerzas entre particiones, que se asumen como las fuerzas cortantes y las fuerzas normales.

Métodos de Análisis

Aunque el programa permite trabajar con doce diferentes métodos de análisis, para el objeto del presente estudio se trabajó conjuntamente con los siguientes cuatro métodos:

1. Método ordinario o de Fellenius
2. Método Bishop simplificado
3. Método de Janbú simplificado
4. Método de Spencer

Método Ordinario o de Fellenius

Fue de los primeros en desarrollarse; este método ignoraba todas las fuerzas entre particiones y solo satisfacía el momento de equilibrio [13]. Asumiendo esta simplificación se supuso un factor de seguridad que permitía hacerse por cálculos de mano.

Método de Bishop

Después Bishop (1955) ideó un método que incluía fuerzas normales entre particiones, pero ignora las fuerzas cortantes. Bishop también simplificó el método satisfaciendo solo el momento de equilibrio. Lo interesante del método es el factor que incluye las fuerzas normales entre particiones, la ecuación del factor de seguridad se vuelve no lineal y requiere un procedimiento iterativo para ser calculado.

Método de Janbu

El método de Janbu simplificado se asemeja al método de Bishop simplificado en que incluyen las fuerzas normales e ignoran las fuerzas cortantes entre particiones,

pero la diferencia es que el método de Janbu satisface solo fuerzas horizontales de equilibrio como opuestas al momento de equilibrio.

Al seleccionar el cuarto método de análisis se debe especificar sus funciones. Si selecciona el método de Morgenstern-Price o GLE, se debe especificar una función de la ladera; para el método de Sarma se especifica la cohesión y el valor de ϕ entre las particiones; para el método de elementos finitos, se especifican datos del elemento y del tiempo con que se obtiene la información de la tensión.

Método Spencer

Este método satisface fuerzas y momentos de equilibrio y se limita a una función constante de fuerzas entre las particiones. Calcula el valor de λ y halla el mismo factor de seguridad para el momento y la fuerza de equilibrio.

Geometría y Estratigrafía

El modelo geotécnico se trabajó con los tipos de material de suelo identificados en campo y con los sondeos realizados.

Las propiedades de los suelos fueron obtenidas mediante ensayos de laboratorio, los cuales se adjuntan al presente informe.

De igual manera, los espesores de los mantos fueron determinados a partir de los sondeos geotécnicos realizados.

Superficies de Falla

Se analizaron 2.000 círculos posibles de falla para cada método.

Presiones de Poro

No se modelo presión de poro en el talud, puesto que no se evidenció en ninguno de los sondeos nivel freático. La humedad visualizada en el talud corresponde a aguas de escorrentía provenientes de la parte alta del talud.

Propiedades del Suelo

Los parámetros utilizados en los modelos para el análisis de estabilidad son:

Tabla 5. Parámetros utilizados en los modelos para el análisis de estabilidad

SUELO No	Peso unitario (KN/m ³)	Angulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m ²)
1	18.80	23.7	7.8
2	18.50	21.0	32.0
3	19.00	31.5	25.0

Los parámetros de la resistencia al corte obtenidos para el análisis de estabilidad corresponden a ensayos de laboratorio, los cuales se anexan a este proyecto.

Se realizaron las modelaciones del talud en condición estática y en condición dinámica, los modelos se muestran en las ilustraciones 12 a la 15 y resumen de los factores de seguridad se muestran en la Tabla 6.

Ilustración 12. Talud Ejemplo en condición estática

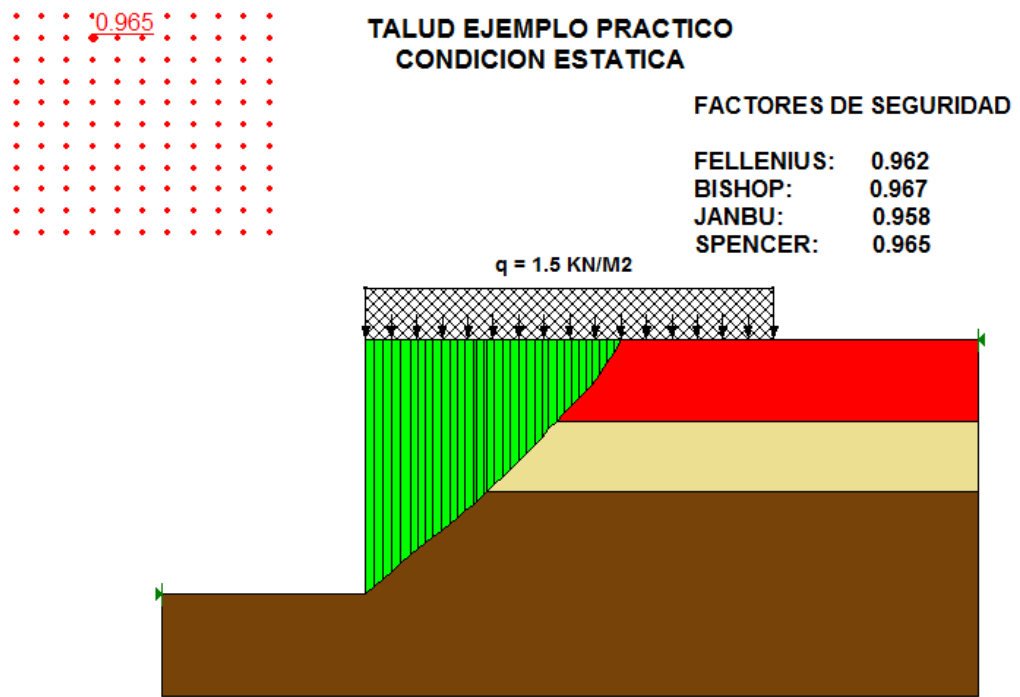


Ilustración 13. Talud Ejemplo en condición Dinámica

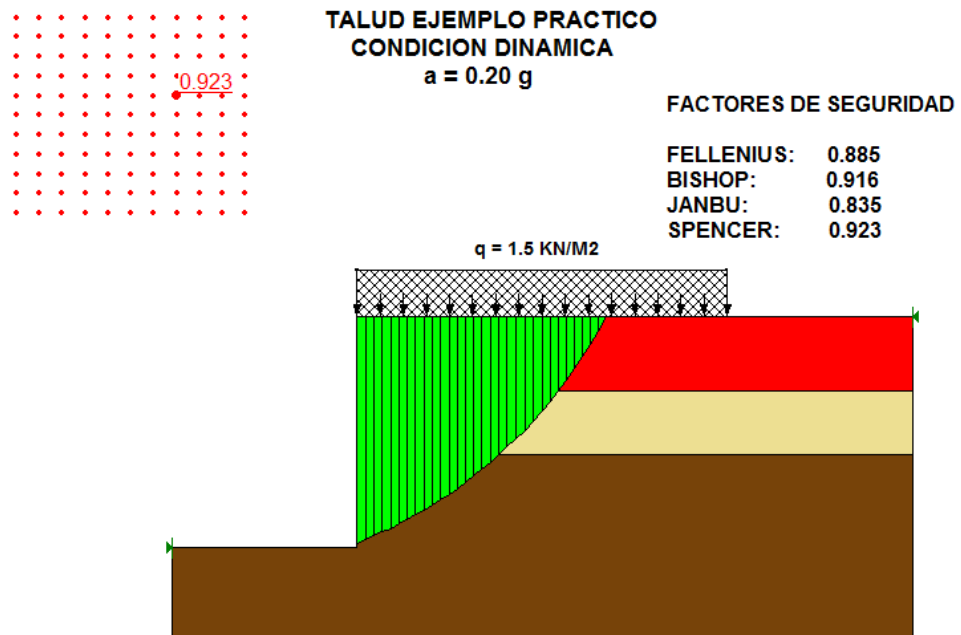


Ilustración 14. Talud Ejemplo con pantalla anclada en condición Estática

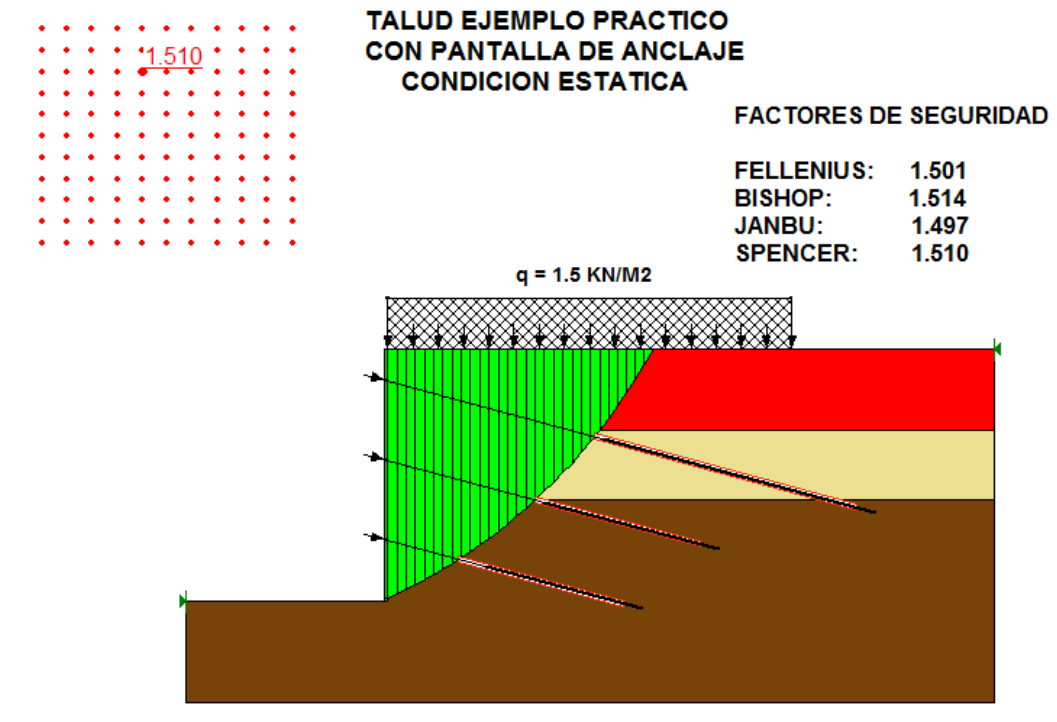
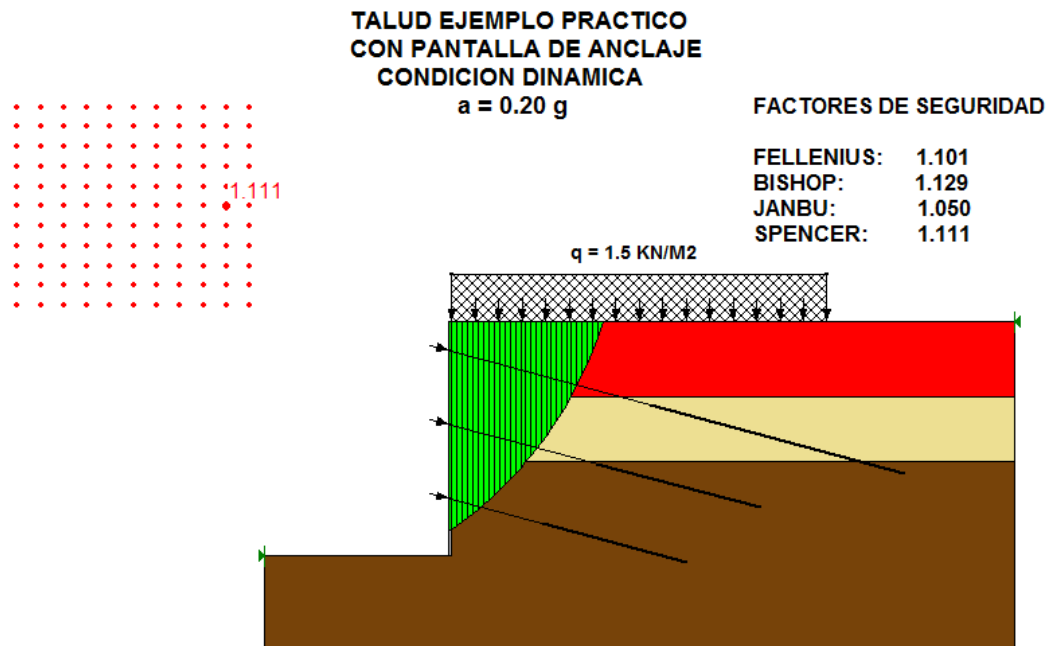


Ilustración 15. Talud Ejemplo con pantalla anclada en condición Dinámica



Resumen de los Factores de Seguridad Obtenidos

Resumen de los factores de seguridad obtenidos y Análisis de estabilidad del talud usado en el ejemplo práctico.

Tabla 6. Factores de seguridad talud ejemplo

Análisis	F.S. ordinario	F.S. Bishop	F.S. Janbu	F.S. Spencer
Talud ejemplo sin obras en condición estática	0.962	0.967	0.958	0.965
Talud ejemplo sin obras en condición dinámico con aceleración de 0.20 g	0.885	0.916	0.835	0.923
Talud ejemplo con pantalla anclada en condición estática	1.501	1.514	1.497	1.510
Talud ejemplo con pantalla anclada en condición dinámico con aceleración de 0.20 g	1.101	1.129	1.050	1.111

5.2 ANÁLISIS GEOTÉCNICO MEDIANTE SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS. PLAXIS 2D

El software Plaxis 2D se basa en elementos finitos bidimensionales que permite realizar análisis de deformaciones y estabilidad en problemas geotécnicos, como los muros en pantalla anclada. Este programa tiene en cuenta la interacción suelo-estructura y proporciona resultados más reales sobre el comportamiento de la pantalla anclada [9], debido a que los parámetros geotécnicos que se consideran en el cálculo son independientes de la geometría del modelo estudiado.

El modelo de comportamiento que se utiliza es el de Mohr Coulomb, el cual corresponde a un modelo elásto-plástico, el cual incluye los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad (E).
- Coeficiente de poisson (ν)
- Cohesión (C)
- Angulo de fricción (ϕ)
- Angulo de dilatación (Ψ)

En la ilustración 16 se muestran las modelaciones realizadas para el ejemplo práctico, los cuales muestran las deformaciones producidas en la pantalla anclada.

Ilustración 16. Talud Ejemplo con pantalla anclada - Deformaciones

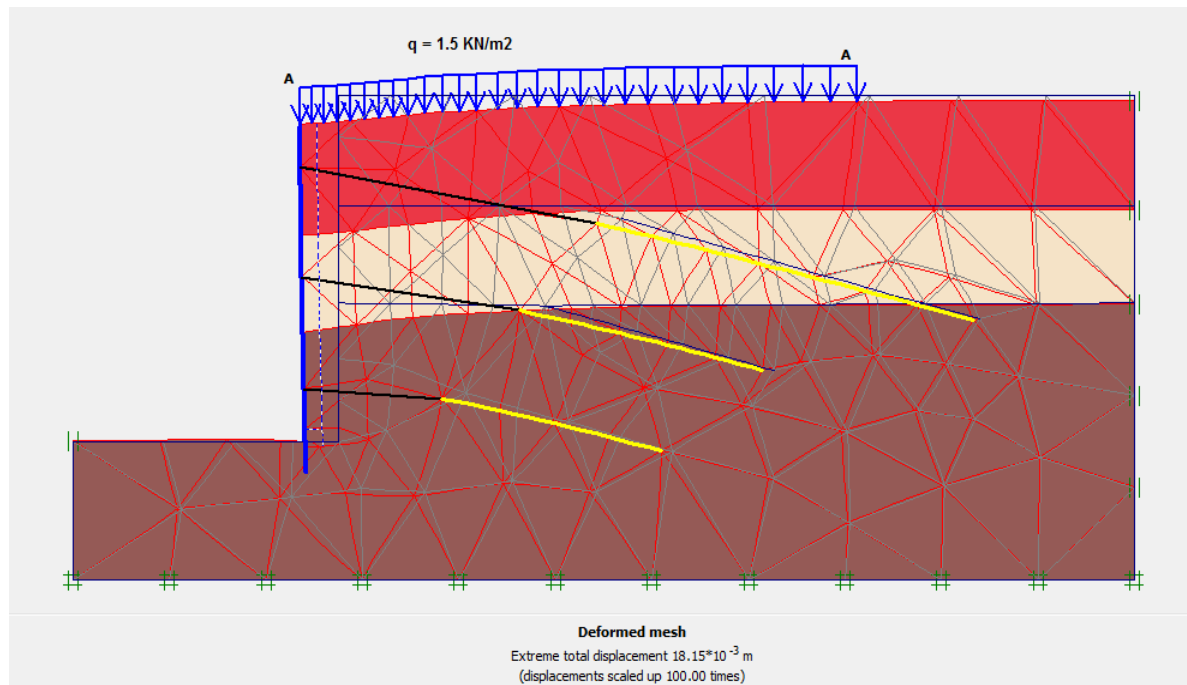


Ilustración 16. Continúa...

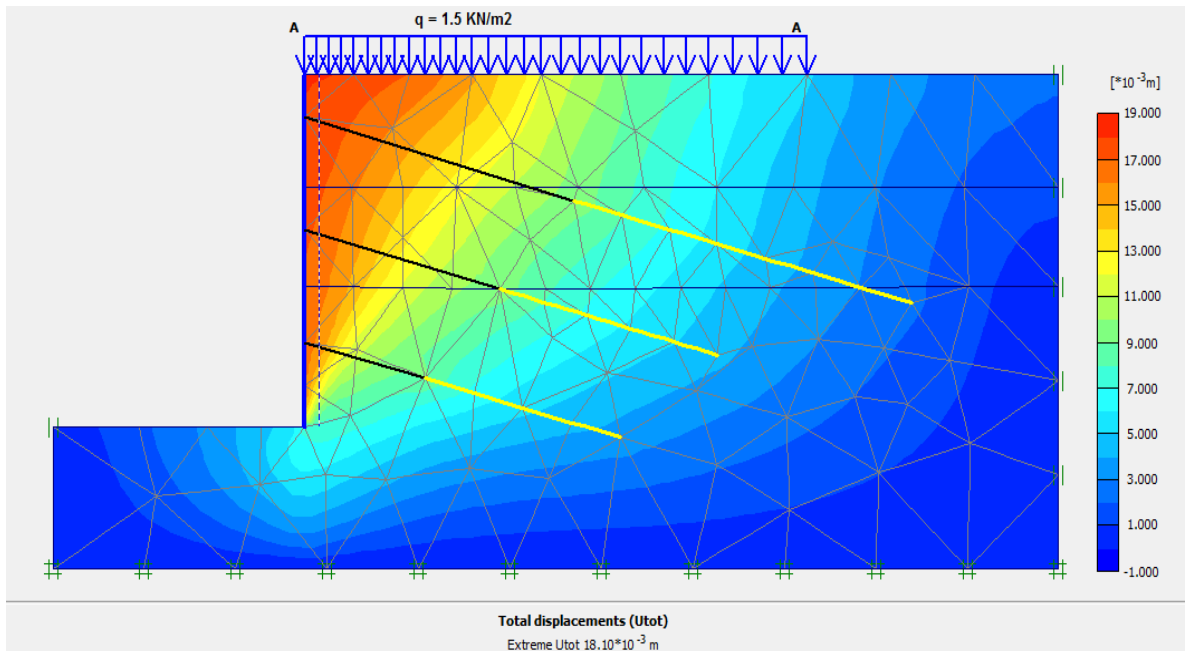
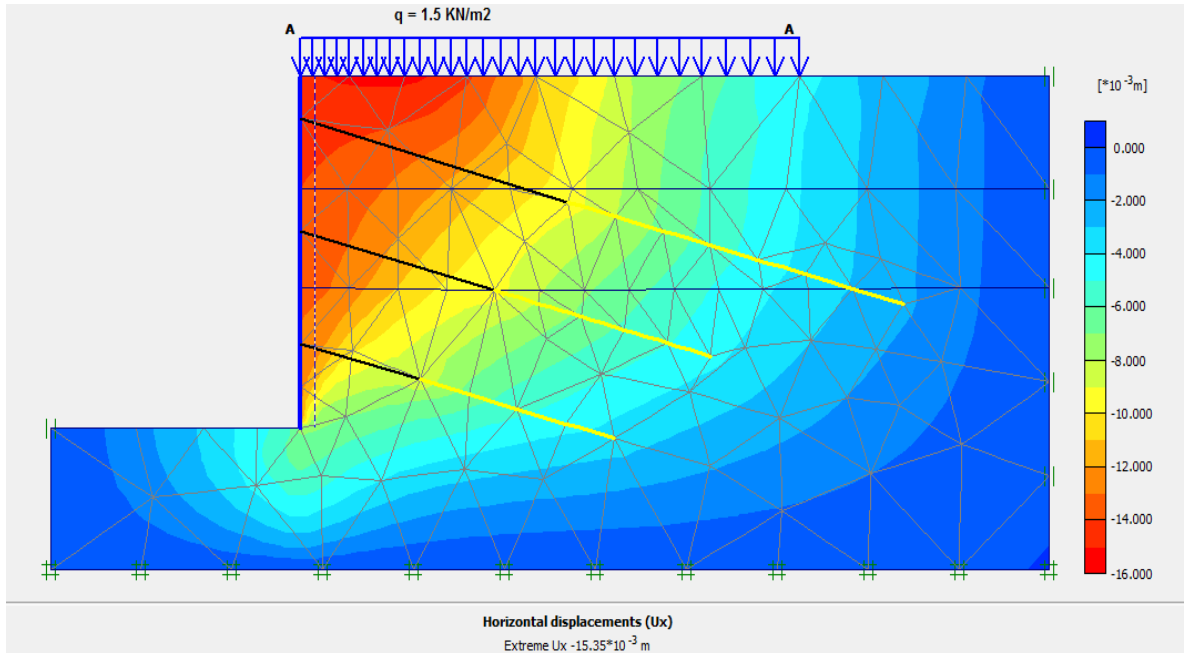


Ilustración 16. Continúa...



5.3 DISEÑO UTILIZANDO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (Software SAP-2000)

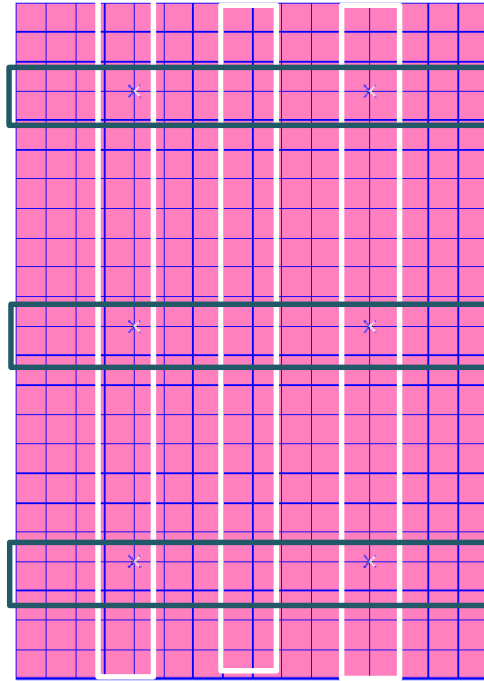
El análisis fue desarrollado mediante el modelamiento numérico de la estructura de contención en el software de análisis y diseño en elementos finitos SAP 2000 [14].

La pantalla anclada se modeló con elementos tipo SHELL, los anclajes están representados por fuerzas aplicadas en la pantalla directamente.

Se realizaron dos (2) tipos de análisis para verificar la respuesta de la pantalla anclada ante las cargas solicitadas.

5.3.1 Análisis de acuerdo a la federal highway administration (anchored and ground anchors and walls) - metodología empuje de tierras. En el análisis se contempló un muro de 8.0 metros de base, 11.5 m de altura y 0.15 m de espesor, el cual tiene seis (6) anclajes, las líneas de anclajes conformadas se muestran en la ilustración 17.

Ilustración 17. Pantalla anclada – Líneas de anclaje



La discretización de los elementos tipo SHELL corresponden a una malla de 0.50 x 0.50 metros, la cual garantizó una descripción verídica de la distribución de esfuerzos en la pantalla.

Para éste método fue necesario distribuir la reacción en la base calculada, por medio de una carga distribuida aplicada a un elemento tipo FRAME de dimensiones mínima y sin masa para que no aportara rigidez a la estructura. Adicionalmente, se restringió la base de la pantalla usando un apoyo que impidiera traslaciones en la dirección z. Las fuerzas se aplicaron mediante “Joins Patterns” para representar las presiones laterales de tierra, sobrecarga (de presión de tierras y sismo), efectos de sismo.

Se consideraron los materiales componentes del muro como isotrópicos y homogéneos de acuerdo a la teoría clásica de Euler Bernoulli, con f_c de 21 Mpa.

Las respuestas de las fuerzas en el muro se ven afectadas por medio de las combinaciones de carga descritas en la FHWA-IF-99-015. Ground Anchors and Anchored Systems (Ver Tabla 7).

Tabla 7. Combinaciones de carga

GRUPO (N)	V_n	B_{in} (i= tipo de carga, n= número de grupo)													% ⁽³⁾
		D	$(L+D)_n^{(2)}$	$(L+D)_p^{(2)}$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
I	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	100
I A	1,0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
I B	1,0	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	** (4)
II	1,0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
III	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0,3	1	1	0	0	0	125
IV	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	125
V	1,0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
VI	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0,3	1	1	1	0	0	140
VII	1,0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
VIII	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1,0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X ⁽⁶⁾	1,0	1	1	0	0	1 ⁽⁵⁾	0	0	0	0	0	0	0	0	100

Fuente: COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. (CSI). , Software SAP 2000, California US, 1975.

Los resultados arrojados por las diferentes combinaciones de carga demostraron que la combinación de carga correspondiente al grupo VII fue la que presentó los valores máximos de respuesta.

Se consideran como parámetros principales de diseño las respuestas de las fuerzas M11 y M22 para el diseño de éste tipo de elementos. A continuación se presentan los resultados de momentos en la pantalla en KN-m respectivamente.

Ilustración 18. Respuestas de Fuerzas M11

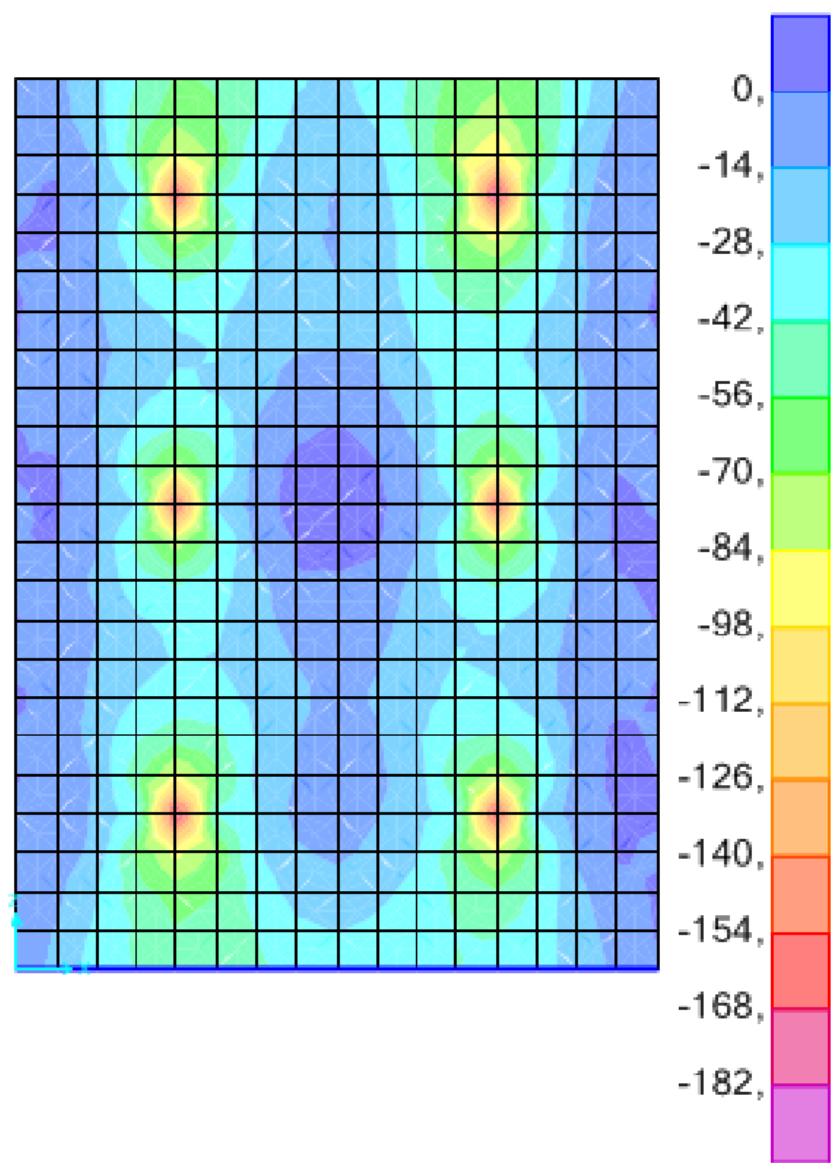
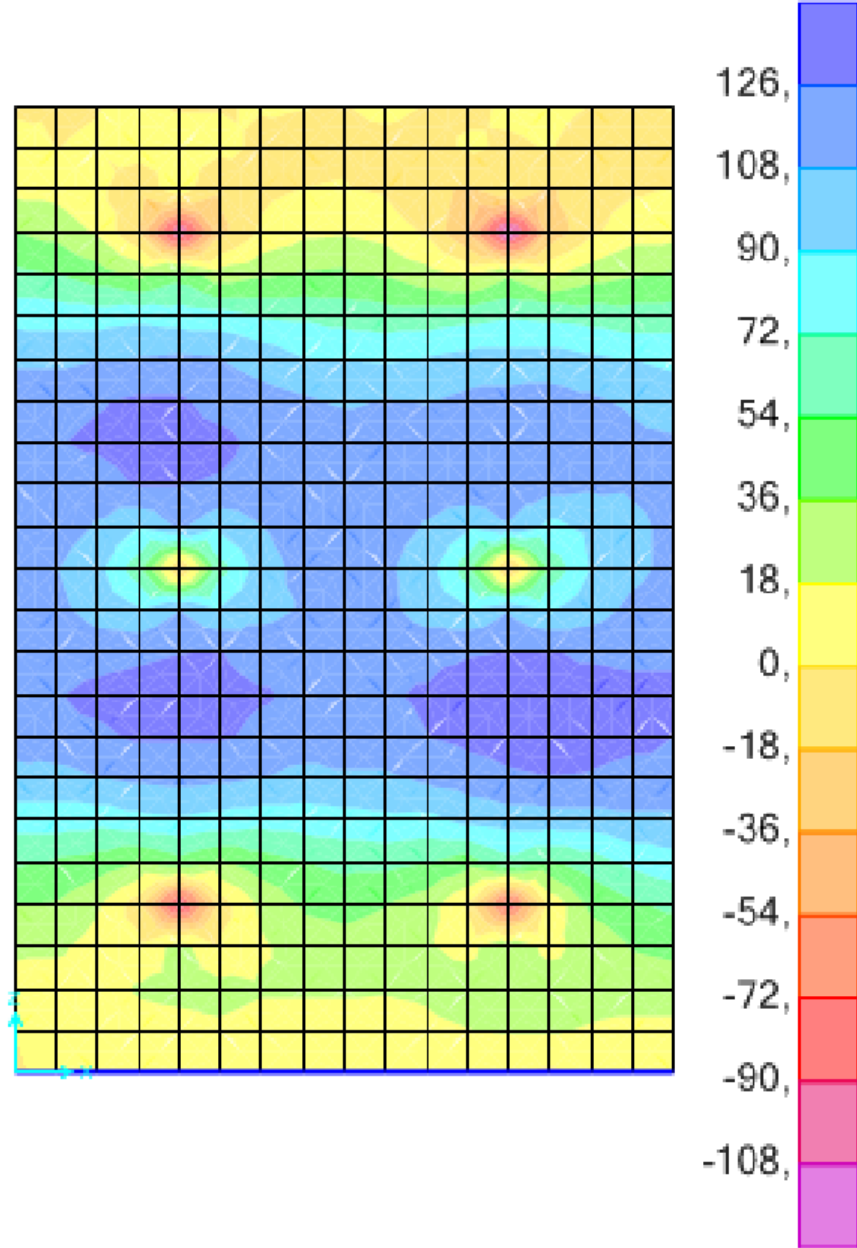


Ilustración 19. Respuestas de Fuerzas M22



5.3.1.1 Análisis de Resultados. Se examinaron las fuerzas generadas en la estructura de la pantalla en las dos direcciones principales, donde se evidencian los máximos en los sitios donde se aplican los tensionamientos de los anclajes.

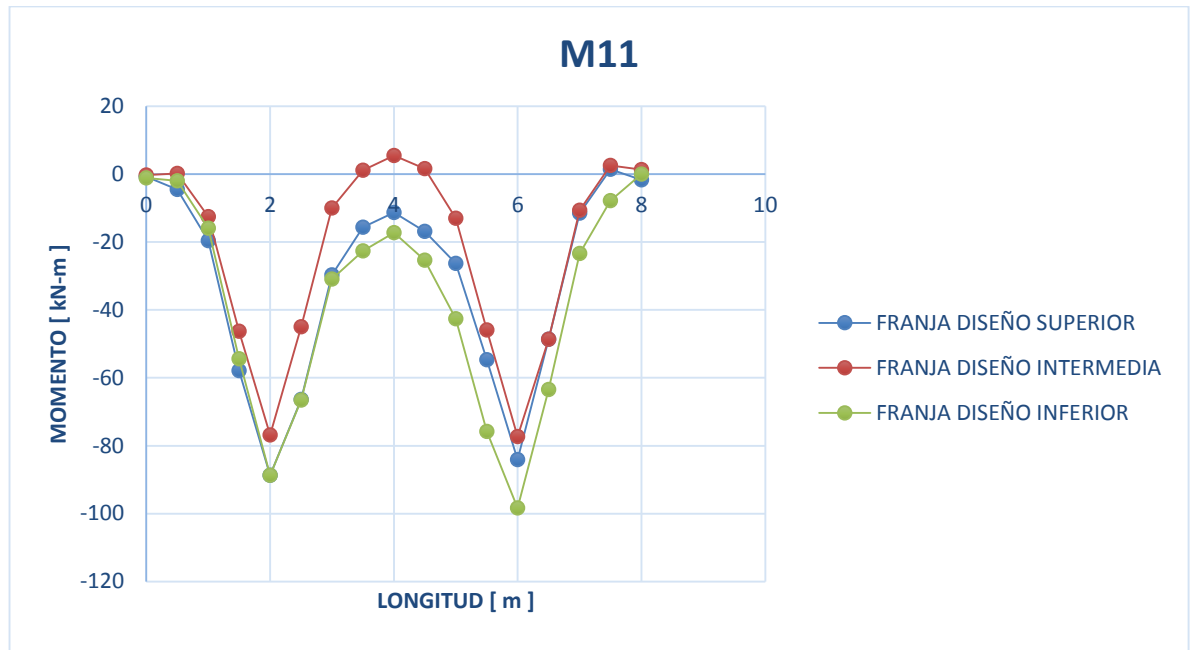
Se escogieron como franjas de diseño las zonas en donde coincidieron los ejes de anclajes y zonas intermedias para el caso M22.

Con el fin de evaluar las fuerzas internas generadas en las pantallas ancladas se muestran a continuación los diagramas de momentos en las dos (2) direcciones principales sobre las franjas de diseño elegidas (M11 y M22), tal como se muestran en las Ilustración 21 y 22.

En la ilustración 21 se muestra el momento flector en la pantalla anclada, en donde se evidencia que los puntos máximos coinciden con las zonas de aplicación de las fuerzas de tensionamiento de los anclajes, por otro lado, en las zonas de valles se muestran las zonas mínimamente requeridas.

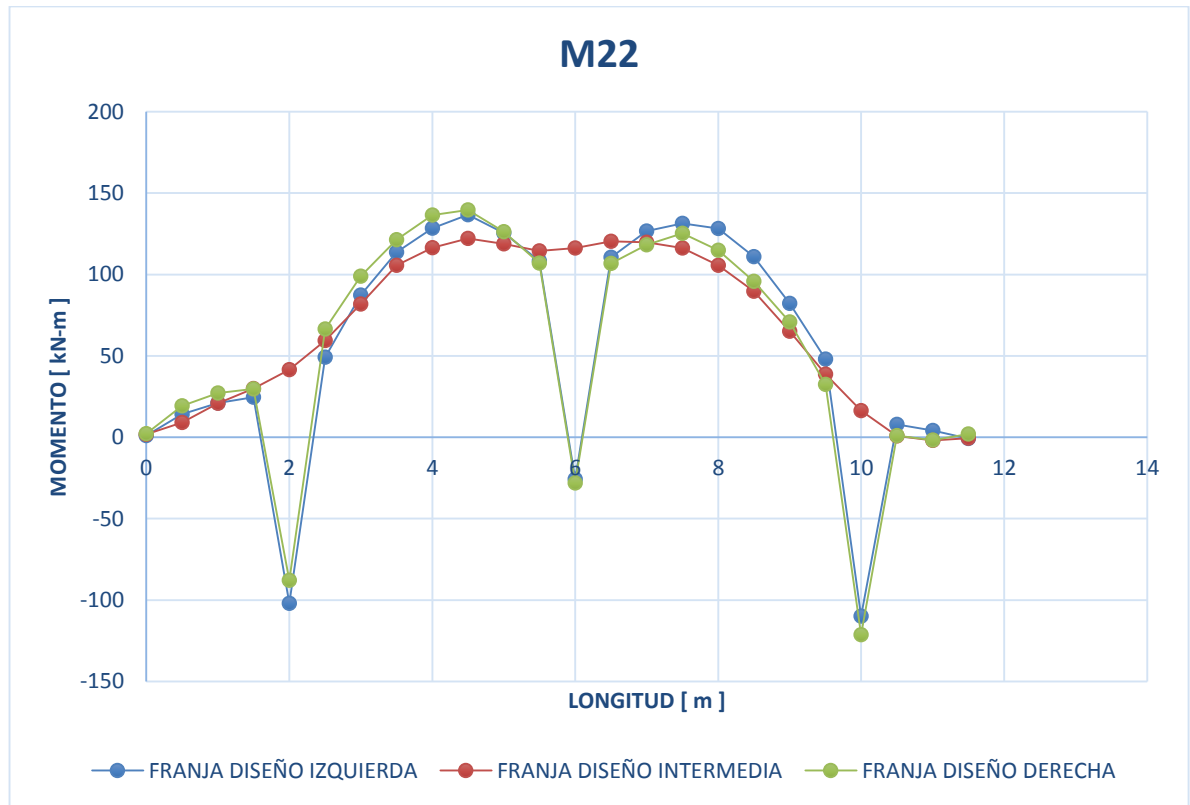
El comportamiento presentado en la zona intermedia no alcanza los valores máximos como en las zonas extremas, aun así es pertinente realizar el análisis allí, ya que sus valores podrían alcanzar valores considerables.

Ilustración 20. Momento Flector en pantalla anclada debido a combinación de carga VII – M11



El M22 en la pantalla anclada representado en la ilustración 22, permite evidenciar el comportamiento de las fuerzas internas debido a la combinación de carga dominante. El diagrama muestra como las franjas de diseño exteriores, las cuales contienen las líneas de anclajes, son las que presentan los valores de mayor magnitud, en coincidencia con la ubicación de los anclajes de la pantalla. Para la franja intermedia, se obtienen respuestas del rango de los momentos positivos con una participación importante en magnitud de respuesta.

Ilustración 21. Momento Flector en pantalla anclada debido a combinación de carga VII – M22



5.3.2 Análisis teniendo en cuenta el método de winkler o del coeficiente de balasto. Este análisis se basa en la interacción suelo- estructura, en el cual se supone que la reacción del suelo en un punto de la pantalla, depende solo del desplazamiento de dicho punto y se supone que la deformación producida en el suelo es proporcional a la presión aplicada en dicho punto. Esta relación está condicionada por un factor de proporcionalidad K, que se denomina coeficiente de balasto [4].

Ilustración 22. Modelo de Winkler aplicado a pantalla anclada



Fuente: SANHUEZA, C.; OTEO, C. Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid. Trabajo de titulación para optar al título de Doctor. Madrid, España, 2008, p. 19-42.

Para éste análisis el suelo se representó por un conjunto de resortes elásticos independientes entre sí y relacionados a través de la pantalla anclada, la cual se modeló como un elemento tipo SHELL.

Para estructuras verticales en suelos arcillosos Terzaghi propuso un coeficiente de balasto horizontal (K_h) constante con la profundidad. Para el caso de las pantallas analizó estructuras con un apoyo, estudiadas por el método de base libre y empotradas en el terreno a una profundidad (D) siendo inversamente proporcional a ella el parámetro de coeficiente de balasto horizontal a considerar [16].

Para estructuras verticales en suelos arenosos, todos los autores han admitido que el coeficiente de reacción horizontal debe aumentar con la profundidad. Para el caso de pantallas ancladas instaladas en arenas y analizadas por el método de base libre Terzaghi admitió una variación lineal inversamente proporcional a la profundidad (D) de empotramiento de la pantalla.

A continuación se presentan algunas teorías utilizadas para la determinación del coeficiente de balasto en pantallas:

- Fórmula de Menard: Para el caso de pantallas Menard propone la siguiente relación [17]:

$$\frac{1}{K_h} = \frac{1}{E_s} \left[\frac{a \cdot \alpha}{2} + 0.133(9 \cdot a)^\alpha \right]$$

Donde:

$a = 2h/3$ (h = profundidad del empotramiento de la pantalla)

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

K_h = coeficiente de balasto

α Se determina por medio de la siguiente tabla

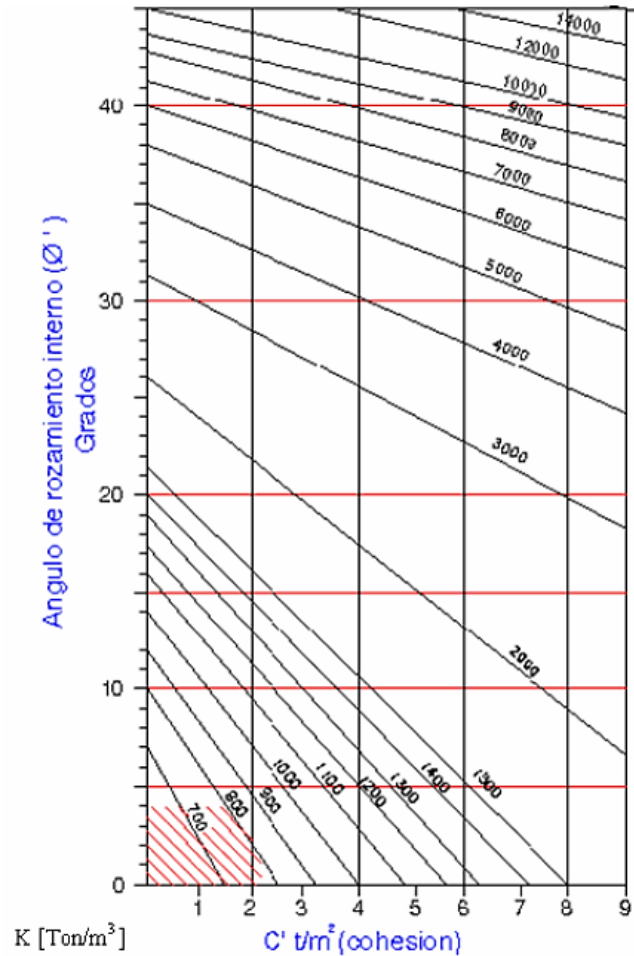
Tabla 8. Valores de α

VALORES DE α				
Valores de α				
Tipo de suelo	Arcilla	Limo	Arena	Grava
Preconsolidada	1	2/3	1/2	1/3
Normalmente consolidada	2/3	1/2	1/3	1/4
Erosionado, (degradado) o alterado	1/2	1/2	1/3	1/4

- Estimación de Chadeisson: Corresponde a una aproximación que depende exclusivamente de los parámetros de resistencia al corte de los suelos atravesados por la pantalla, sin considerar la geometría ni la rigidez de ésta.

Los valores son determinados por medio de la siguiente figura, teniendo en cuenta los parámetros de cohesión y ángulo de fricción.

Ilustración 23. Valores determinados de α



- Formulación de Bowles: Esta formulación toma como parámetros las características del suelo que depende de la capacidad de carga admisible del mismo.

$$K_s = 40 \times FS \times q_{adm} \quad (\text{KN/m}^3)$$

Donde:

K_s = módulo de balasto vertical.

FS = Factor de seguridad

q_{adm} = capacidad de carga admisible del suelo

Para la aplicación de éste método se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones geotécnicas de en el modelo.

Tabla 9. Consideraciones geotécnicas de en el modelo

SUELO No	Peso unitario (KN/m³)	Angulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m²)
1	18.80	23.7	7.8
2	18.50	21.0	32.0
3	19.00	31.5	25.0

Se calcularon las capacidades de carga para cada uno de los estratos de suelo encontrados.

Los resultados de portante para los diferentes estratos de suelo, se muestran en las Tablas 10 – 12 e ilustración 23 - 25.

Tabla 10. Capacidad de soporte suelo 1

Capacidad Portante en Suelo Resumen del Análisis			
Método	q_{ult}	q_{adm}	
Terzaghi (1943)	0.37 MPa	0.12 MPa	123.86 kPa
Meyerhof (1963)	0.43 MPa	0.14 MPa	142.75 kPa
Hansen (1970)	0.39 MPa	0.13 MPa	129.07 kPa
Vesic (1975)	0.54 MPa	0.18 MPa	179.41 kPa
Promedio			143.77 kPa
Mínimo			123.86 kPa

Ilustración 24. Capacidad Portante Estrato de suelo 1

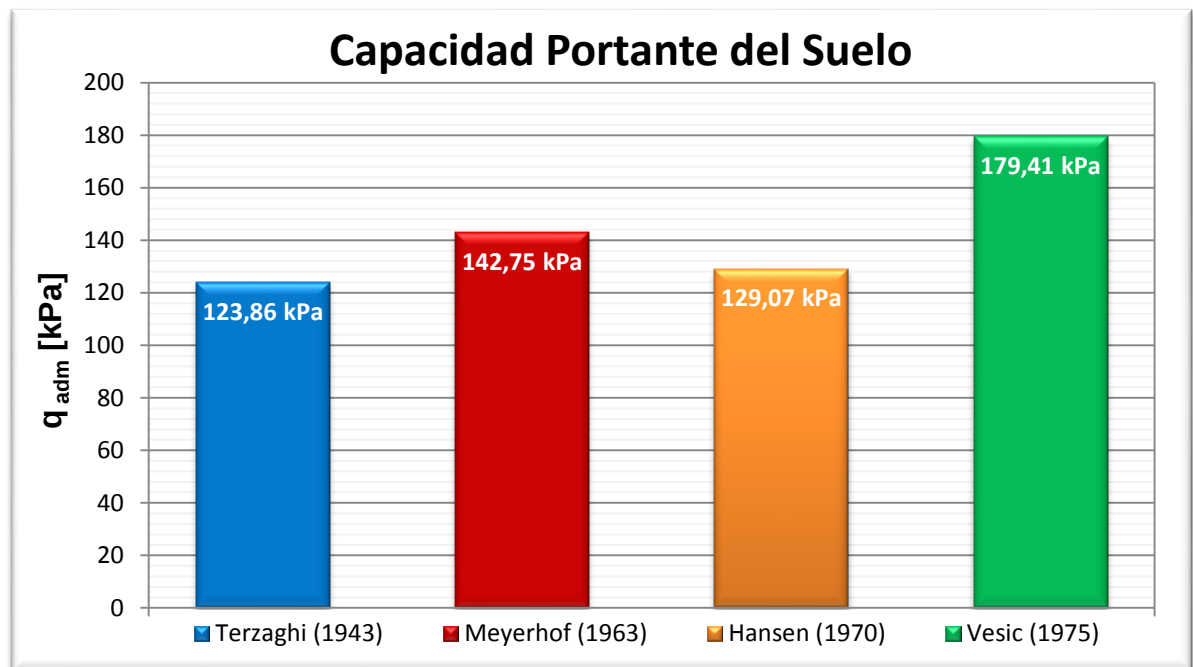


Tabla 11. Capacidad de soporte suelo 2

Capacidad Portante en Suelo Resumen del Análisis			
Método	q_{ult}	q_{adm}	
Terzaghi (1943)	0.88 MPa	0.29 MPa	292.33 kPa
Meyerhof (1963)	1.43 MPa	0.48 MPa	477.26 kPa
Hansen (1970)	1.15 MPa	0.38 MPa	382.28 kPa
Vesic (1975)	1.53 MPa	0.51 MPa	510.72 kPa
	Promedio		415.65 kPa
	Mínimo		292.33 kPa

Ilustración 25. Capacidad Portante Estrato de suelo 2

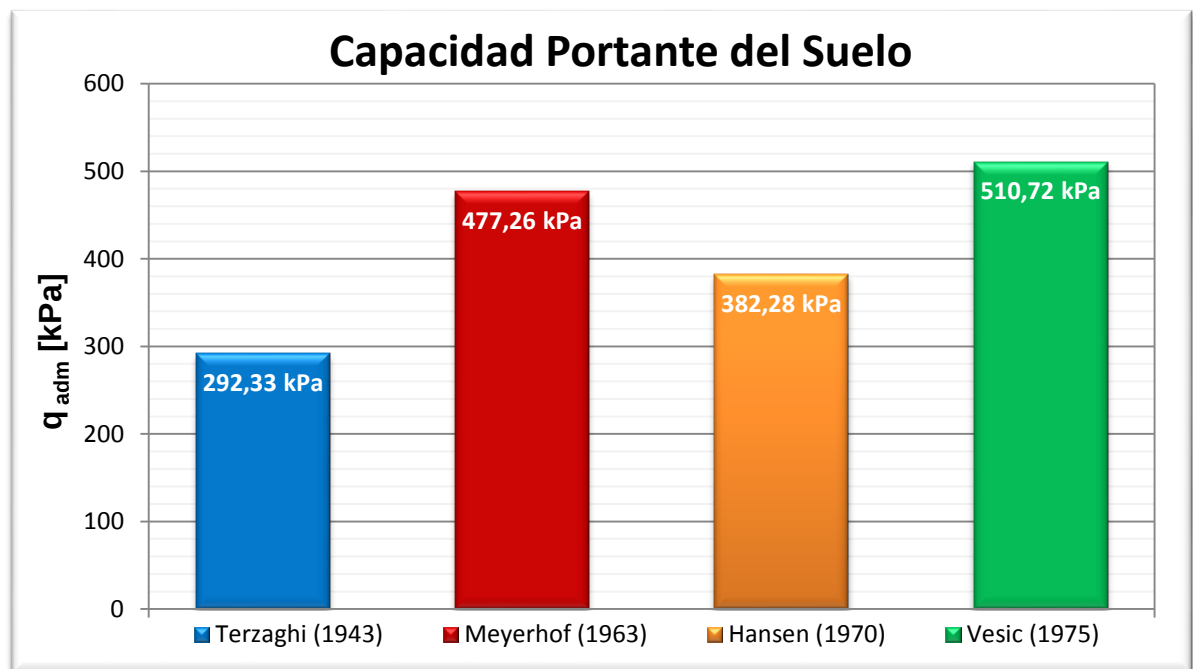
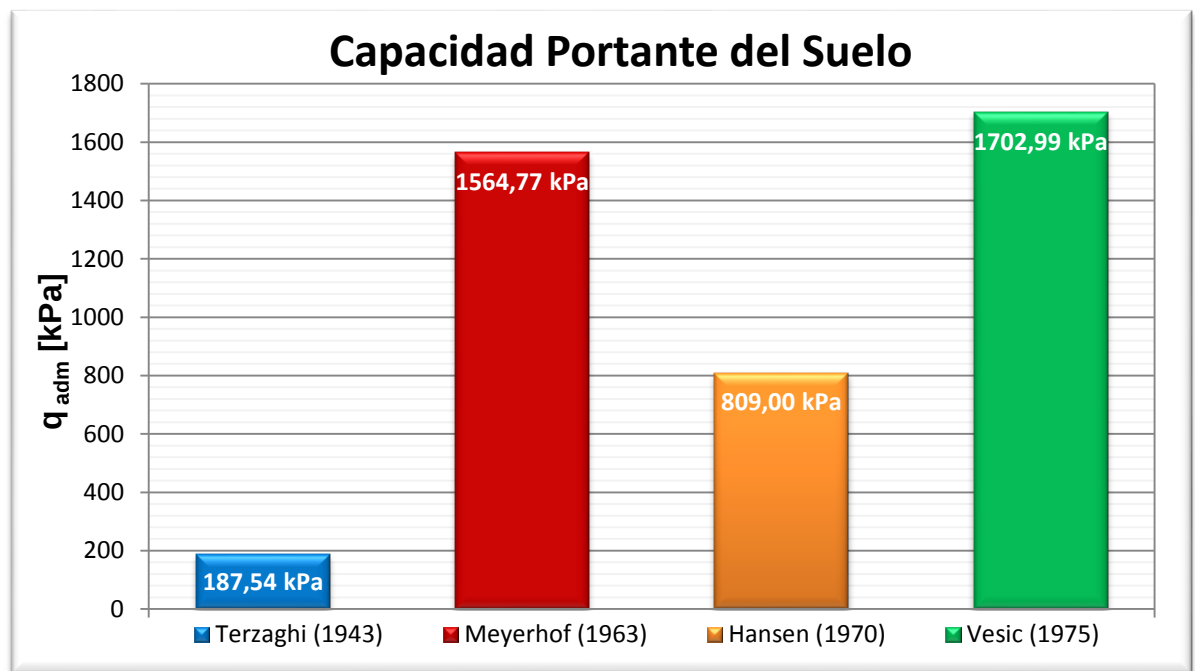


Tabla 12. Capacidad de soporte suelo 3

Capacidad Portante en Suelo Resumen del Análisis			
Método	q_{ult}	q_{adm}	
Terzaghi (1943)	0.56 MPa	0.19 MPa	187.54 kPa
Meyerhof (1963)	4.69 MPa	1.56 MPa	1564.77 kPa
Hansen (1970)	2.43 MPa	0.81 MPa	809.00 kPa
Vesic (1975)	5.11 MPa	1.70 MPa	1702.99 kPa
	Promedio		1066.08 kPa
	Mínimo		187.54 kPa

Ilustración 26. Capacidad Portante Estrato de suelo 3

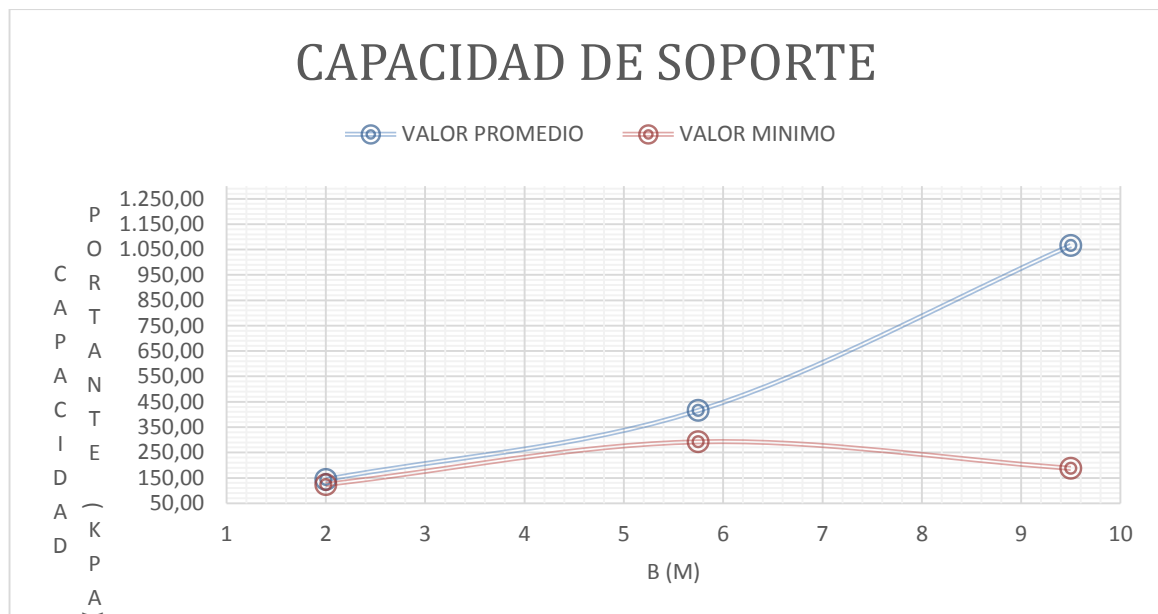


A continuación se muestra cuadro de resumen de los cálculos de capacidad portante de los suelos por los métodos de Terzaghi, Meyerhof, Vesic y Hansen, así como los valores promedios y mínimos de éstos.

Tabla 13. Muestra los valores promedios y mínimos de los cálculos de capacidad portante de los suelos.

Capacidad Portante en Suelo						
CUADRO RESUMEN						
ANCHO DE CIMENTACION:					2.00	m
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (m)	Terzaghi (1943)	Meyerhof (1963)	Hansen (1970)	Vesic (1975)	VALOR PROMEDIO (Kpa)	VALOR MINIMO (Kpa)
2	123.86	142.75	129.07	179.41	143.77	123.86
5.75	292.33	477.26	382.28	510.72	415.65	292.33
9.5	187.54	1,564.77	809.00	1,702.99	1,066.08	187.54

Ilustración 27. Modelo de Winkler aplicado a pantalla anclada



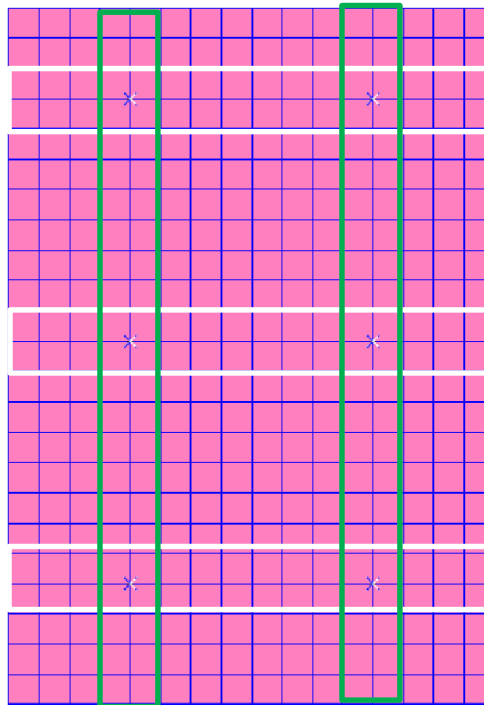
Posteriormente se procedió a realizar los cálculos de coeficiente de balasto vertical y horizontal, los cuales permitieron realizar la modelación en SAP. Estos cálculos se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14. Coeficiente de balasto vertical y horizontal

CALCULO COEFICIENTE BALASTO					
COEFICIENTE DE WINKLER					
VALOR CAPACIDAD SOPORTE (KPa)	VALOR CAPACIDAD SOPORTE (Kg/cm ²)	K _{vertical} (KN/m ³)	K _{horizontal} (KN/m ³)	K _{vertical} (Kg/cm ³)	K _{horizontal} (Kg/cm ³)
129.07	1.32	15,488.40	1,548.84	1.579	0.158
382.28	3.90	45,873.60	4,587.36	4.676	0.468
809.00	8.25	97,080.00	9,708.00	9.896	0.990

El análisis realizado en SAP se ejecuta de forma similar al anterior, donde se modeló el mismo muro de 8.0 metros de base, 11.5 m de altura y 0.15 m de espesor, con seis (6) anclajes. Las líneas de anclajes y su distribución geométrica se muestran en la ilustración 28.

Ilustración 28. Modelo de Winkler aplicado a pantalla anclada



Fuente: SANHUEZA, C.; OTEO, C. Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid. Trabajo de titulación para optar al título de Doctor. Madrid, España, 2008, p. 19-42.

La discretización del SHELL que modela la pantalla corresponde de igual forma a elementos fraccionados en partes iguales de 0.50 x 0.50 metros, esta subdivisión garantizó una descripción de la distribución de esfuerzos en la pantalla.

Este análisis representó la participación de la respuesta del suelo mediante la interacción suelo estructura que se proporcionó a través de los resortes, para los cuales fueron asignados los valores calculados de coeficiente de balasto. Aun así, se representó la participación del sismo y sobrecarga sísmica por medio de cargas distribuidas y aplicadas en los elementos SHELL por medio de los “Joins Patterns”. Se consideraron los materiales componentes del muro como isotrópicos y homogéneos de acuerdo a la teoría clásica de Euler Bernoulli, con f_c de 21 Mpa.

Las respuestas de las fuerzas en el muro se ven afectadas por medio de las combinaciones de carga descritas en la FHWA-IF-99-015. Ground Anchors and Anchored Systems (Ver Tabla 4). Y de las cuales muestra la mayor magnitud de respuesta la combinación del grupo VII.

Se consideran como parámetros principales de diseño las respuestas de las fuerzas M11 y M22 para el diseño de éste tipo de elementos. A continuación se presentan los resultados de momentos en la pantalla en KN-m respectivamente. (Ver Ilustraciones 29 y 30.

Ilustración 29. Respuestas de Fuerzas M11

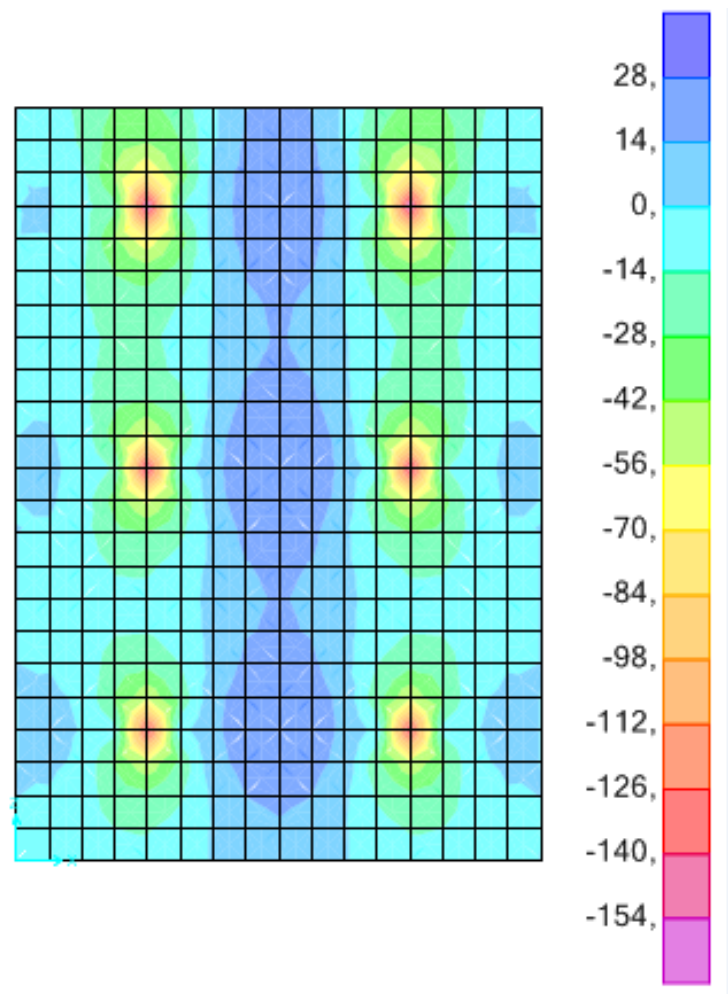
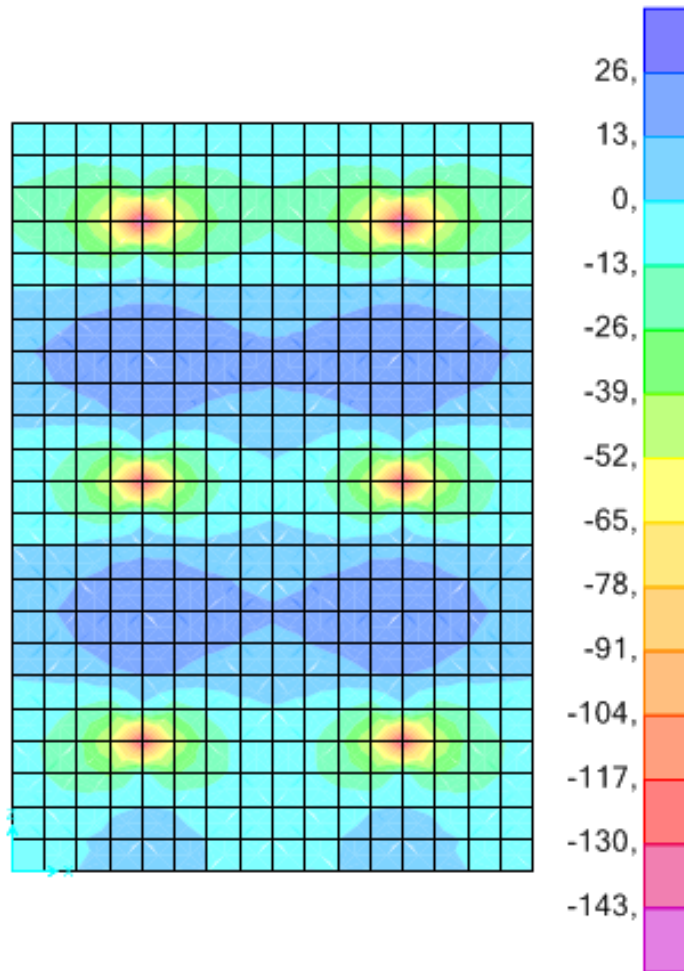


Ilustración 30. Respuestas de Fuerzas M22



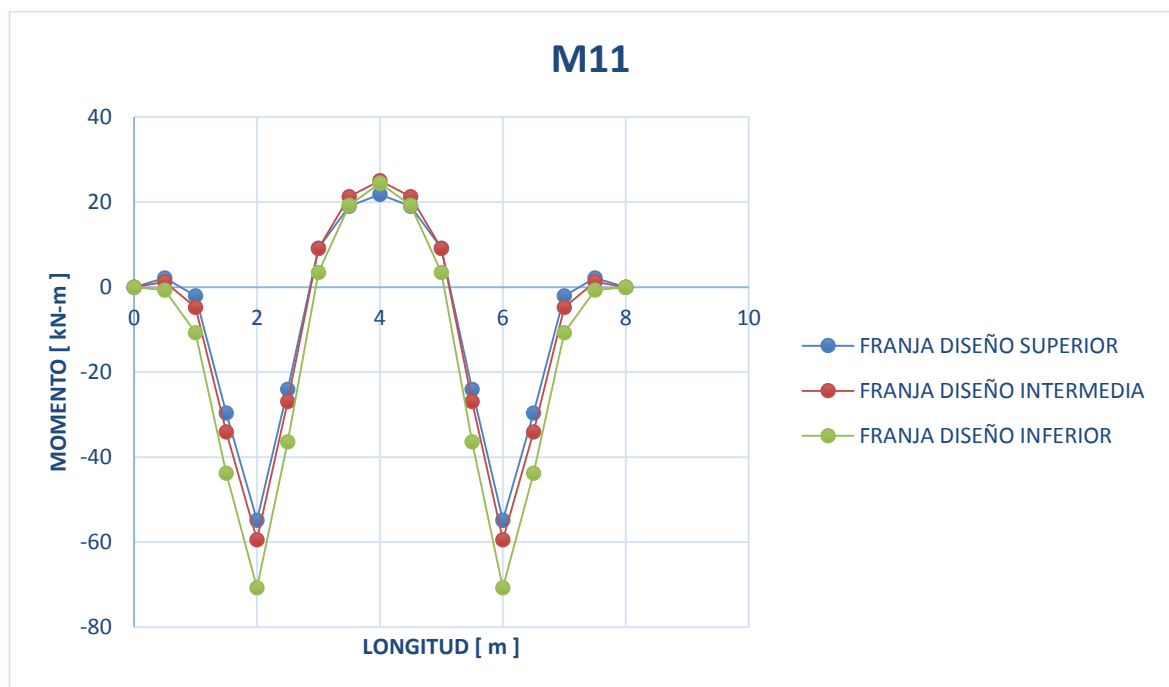
5.3.2.1 Análisis de resultados. Los resultados de las fuerzas internas que se generaron en la estructura de la pantalla anclada fueron analizados en las dos direcciones principales, donde se evidencian los máximos en zonas de aplicación los tensionamientos de los anclajes.

Se escogieron como franjas de diseño las zonas en donde coincidieron los ejes de anclajes además de zonas intermedias para el caso M22.

Con el fin de evaluar las fuerzas internas generadas en las pantallas ancladas se muestran a continuación los diagramas de momentos en las dos (2) direcciones principales sobre las franjas de diseño elegidas (M11 y M22).

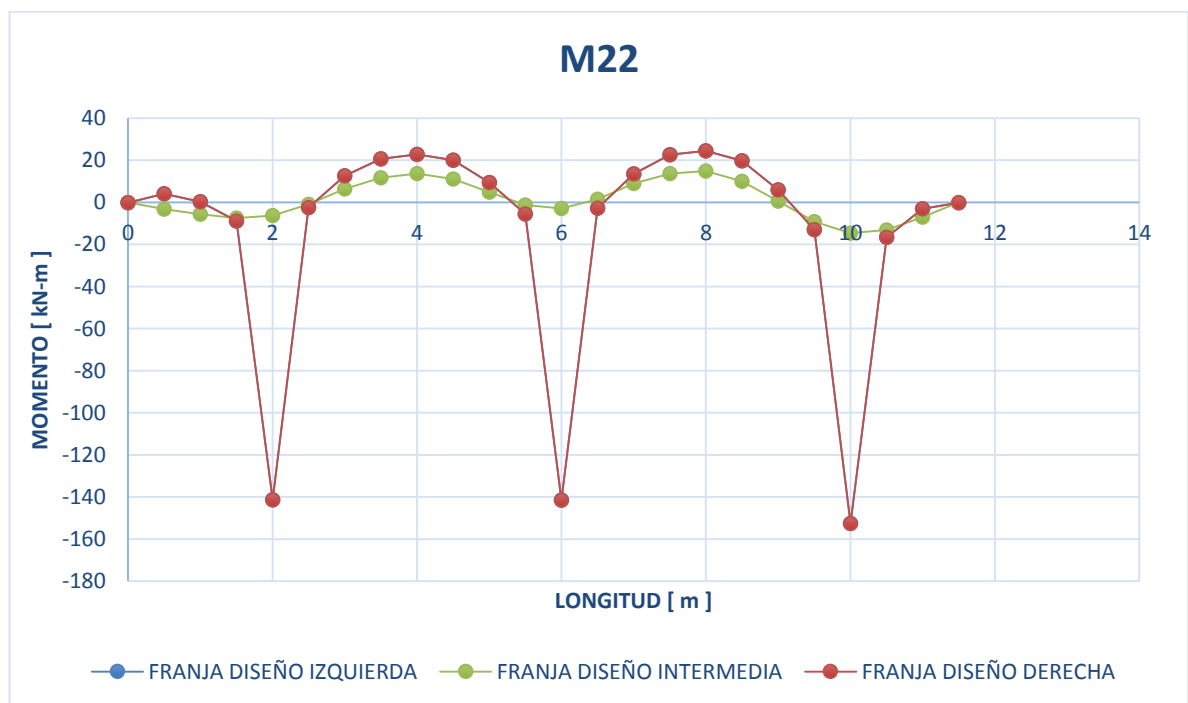
La ilustración 31 grafica los momentos flectores M11 en la pantalla anclada, se observa un comportamiento que describe los puntos máximos de valores de momento en coincidencia con las fuerzas de tensionamiento de los anclajes, además en las zonas de valles los valores tienden a cero en los extremos y momentos positivos de magnitud importante en la zona intermedia de la pantalla.

Ilustración 31. Momento Flector en pantalla anclada debido a combinación de carga VII – M11



En el caso de la ilustración 32 en la cual se plasman los valores que dan lugar al diagrama de momentos flectores M22 en la pantalla anclada, el comportamiento de las fuerzas internas debido a las solicitaciones describen una simetría de resultados para las franjas de análisis y diseño exteriores, donde se encuentran ubicados los anclajes en esta dirección, además de los picos de valores máximos de momento. Por otro lado en la franja intermedia, se presentan las respuestas en rangos de valores bajos, muy cercados a cero con puntos de inflexión en coincidencia en las zonas donde hay aplicación de cargas de tensionamiento de los anclajes de la pantalla.

Ilustración 32. Momento Flector en pantalla anclada debido a combinación de carga VII – M22.



5.4 CUADRO COMPARATIVO DE MOMENTOS ENTRE LAS METODOLOGÍAS ANALIZADAS

Se realizó un cuadro comparativo en donde se muestra los diferentes momentos calculados para las diversas metodologías analizadas y la diferencia presentada entre los mismos (ver Tabla 15).

Se tomaron como parámetros de comparación los momentos deducidos en los puntos de aplicación de los anclajes.

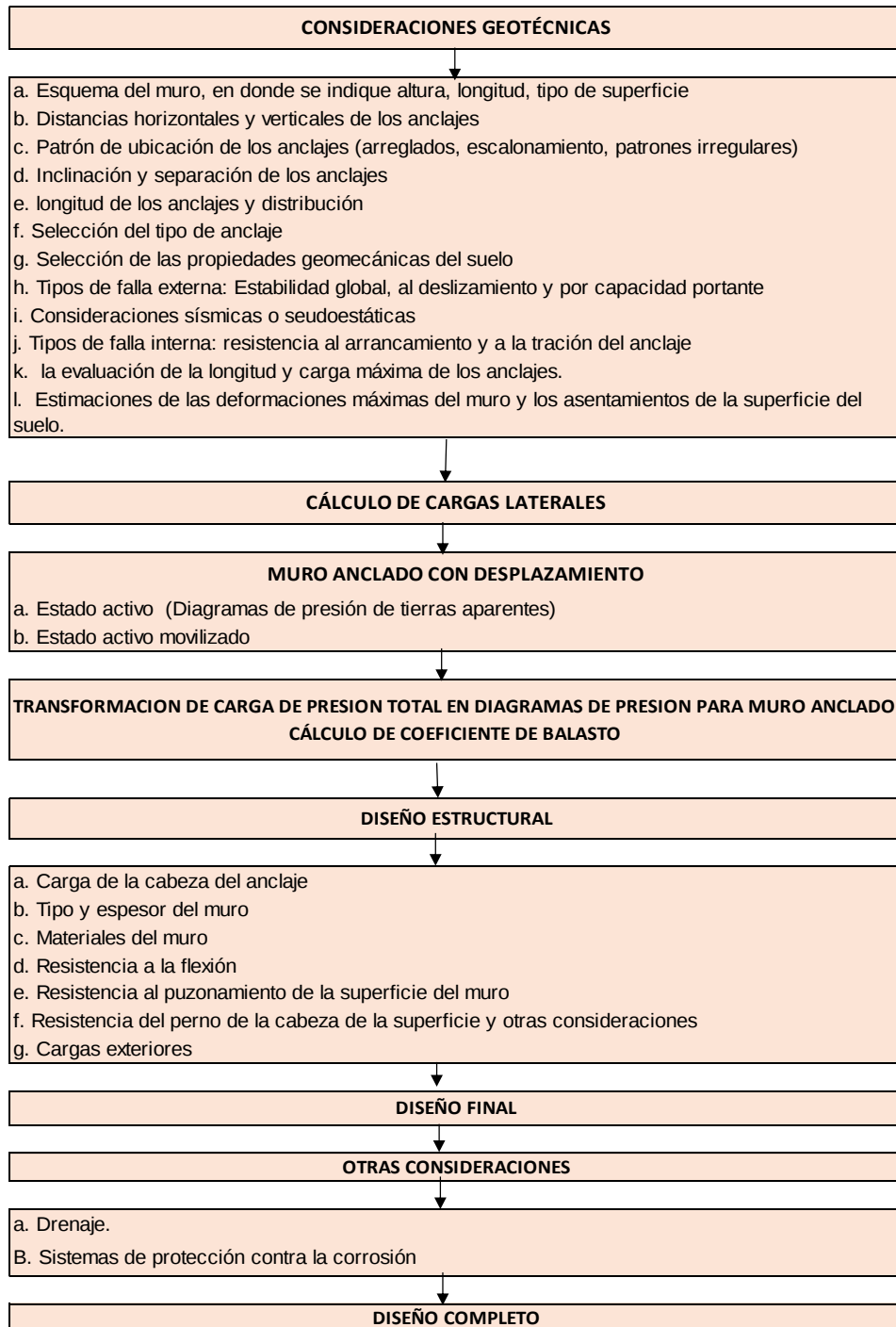
Tabla 15. Cuadro comparativo de Momentos

MÉTODO	M11			M22		
	EJE IZQUIERDO	EJE INTERMEDIO	EJE DERECHO	EJE SUPERIOR	EJE INTERMEDIO	EJE INFERIOR
FHWA (EMPUJE DE TIERRAS)	-88.7589	5.507	-98.383	-101.959	-139.719	-121.281
COEFICIENTE DE BALASTO	-70.731	24.432	-70.731	-141.364	-141.547	-152.677
DIFERENCIA %	20%	344%	28%	39%	1%	26%

El cuadro comparativo indica que los valores se mantienen en un rango de magnitudes tolerables, donde la mayor diferencia se nota en los valores de momentos de la zona intermedia del momento M11, pero a su vez permite visualizar que los valores arrojados por el método de coeficiente de balasto se ajustan de mejor manera al comportamiento de suelo y la respuesta de la estructura bajo las sollicitaciones de carga analizadas, además de presentar un nivel de confiabilidad más conservador para los parámetros de diseño.

6. DIAGRAMA DE LINEAMIENTOS MÍNIMOS PARA DISEÑO DE MUROS EN PANTALLA ANCLADA RECOMENDADO

Ilustración 33. Diagrama de lineamientos mínimos



7. CONCLUSIONES

Se identificaron los factores relevantes en las etapas del diseño estructural, las cuales sirvieron de base para la elaboración del esquema de lineamientos mínimos formulados por los autores.

Es importante considerar que el análisis y diseño de pantallas ancladas, debe incluir diseño geotécnico y diseño estructural, estos dos criterios deben estar correlacionados, mediante un trabajo interdisciplinario ajustando el modelo a las necesidades del proyecto.

Existen varias metodologías de diseño de pantallas ancladas desarrolladas a nivel mundial, tales como estado límite, semi-empírico, tensión-deformación y elementos finitos; sin embargo, la información de las mismas no es fácil de conseguir, por lo que en nuestro medio, se ha limitado al diseño utilizando como parámetros los empujes de tierra (FHWA) y el criterio del uso de coeficiente de balasto.

De acuerdo a los resultados obtenidos bajo las dos metodologías de diseño, se recomienda un análisis detallado utilizando los dos métodos para validar los resultados obtenidos. Pero para el caso en estudio, el método de coeficiente de balasto presentó una mejor distribución de los esfuerzos, encontrándose valores más conservadores bajo las solicitaciones de cargas en análisis.

Los resultados del método de coeficientes de balasto resultaron ser más óptimos desde el punto de vista del comportamiento de los diagramas de momento, evidenciando que los métodos de empujes de tierras para el momento M11 presentó valores cercanos a cero para momento positivo en el eje intermedio, y el momento M22, arrojó solo valores de momento positivo, implicando de esta forma, diferencias muy marcadas de una franja a otra, además de requerir refuerzos mínimos en zonas donde según sea el caso, podría requerir más que este. En caso contrario el método del coeficiente de balasto demostró tener más compatibilidad entre los diagramas

de momentos de las diferentes franjas de diseño, verificando que esta metodología presenta una mayor aproximación a los esfuerzos actuantes en la estructura.

Se propone para consideración del gremio ingenieril una metodología de diseño de pantallas anclada, la cual incluye los lineamientos mínimos que se requieren para la realización de éste tipo de consultoría, en la misma se muestra, cuáles deben ser los parámetros geotécnicos y estructurales que deben ser considerados o deben ser tenidos en cuenta para lograr una interrelación apropiada entre estas dos (2) disciplinas de la ingeniería civil.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] G. Figueroa Díaz, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación reciente en el Salvador, El salvador: Universidad el Salvador, 2011.
- [2] J. Suarez Díaz, Deslizamientos. Técnicas de Remediación, Bucaramanga: UIS, 1988.
- [3] F. H. Administration, «FHWA-IF-99-015,» *Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999.
- [4] C. X. Sanhueza Plaza, Criterios y Parámetros de Diseños para pantallas Contínuas en Madrid, Madrid: Tesis doctoral. Universidad católica de Chile, 2008.
- [5] P. Sabatini, « Ground Anchors and Anchored Systems,» *Geotechnical Engineering Circular No. 4*, 1999.
- [6] NSR-10, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Bogotá, 2010.
- [7] S. A. Campos carreño, Estado del Arte del Muro en Pantalla Anclada, Bucaramanga: UPB, 2016.
- [8] FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, «Geotechnical Engineering Circular No 7- FHWA0-IF-03-017,» *Soil Nail Walls*, 2003.

- [9] C. X. Sanhueza Plaza, Criterios y Parámetros de Diseño para Pantallas Continuas en Madrid, Madrid, España: Pontificia Universidad Católica de Chile, 2008.
- [10] D. E. Weatherby, FHWA-RD-82-047: TIEBACKS, Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers, 1982.
- [11] Dirección General de Carreteras, Guía para el Diseño y la Ejecución de Anclajes al Terreno en Obras de Carreteras, Madrid, España, 2011.
- [12] GEO-SLOPE International Ltd., *Software Slope/W.*, Calgary Canadá.
- [13] B. Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Editorial Thompson, 2006.
- [14] Computers and Structures, Inc. (CSI). , *Software SAP 2000.*, California US., 1975.

BIBLIOGRAFÍA

CAMPOS CARREÑO, S. A. Estado del Arte del Muro en Pantalla Anclada, Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana – UPB. 2016.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. (CSI). *Software SAP 2000.*, California US., 1975.

DAS M., Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. Ediciones Cengage Learning,, 2006.

ESPAÑA. DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. Guía para el Diseño y la Ejecución de Anclajes al Terreno en Obras de Carreteras, Madrid, España, 2011.

F. H. ADMINISTRATION, «FHWA-IF-99-015,» *Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, «Geotechnical Engineering Circular Nro. 7- FHWA0-IF-03-017,» *Soil Nail Walls*, 2003.

FIGUEROA DÍAZ, Guillermo Ernesto, et al. Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador. 2011. Tesis Doctoral. Universidad de El Salvador.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL Ltd. *Software Slope/W.*, Calgary Canadá. 2016.
REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE - NSR-10. Bogotá, 2010.

SABATINI, P. J.; PASS, D. G.; BACHUS, Robert Charles. Geotechnical engineering circular no. 4: ground anchors and anchored systems. 1999.

SANHUEZA, C.; OTEO, C. Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid. Trabajo de titulación para optar al título de Doctor. Madrid, España, 2008, p. 19-42.

SANHUEZA, C.; OTEO, C. Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid. Trabajo de titulación para optar al título de Doctor. Madrid, España: Pontificia Universidad Católica de Chile. 2008, p. 19-42.

SUAREZ DÍAZ, J. Deslizamientos. Técnicas de Remediación, Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander - UIS, 1988.

WEATHERBY, D. E. FHWA-RD-82-047: TIEBACKS, Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers, 1982.