

ESTUDIO DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE SISTEMAS DE
CONTENCIÓN DE TALUDES. CASO DE ESTUDIO: CONEXIÓN ORIENTE –
OCCIDENTE A TRAVÉS DEL CORREDOR DE LA CALLE 54, BUCARAMANGA,
COLOMBIA

MAIRA ALEJANDRA PORTILLO PALLARES
YESELYS SAURITH ROMERO

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2014

ESTUDIO DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE SISTEMAS DE
CONTENCIÓN DE TALUDES. CASO DE ESTUDIO: CONEXIÓN ORIENTE –
OCCIDENTE A TRAVÉS DEL CORREDOR DE LA CALLE 54, BUCARAMANGA,
COLOMBIA

MAIRA ALEJANDRA PORTILLO PALLARES
YESELYS SAURITH ROMERO

Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil

Director

WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ

Ingeniero Civil

Codirector

OMAR GIOVANNY SÁNCHEZ RIVERA

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2014

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar le doy gracias a Dios por haberme permitido conseguir este logro, a mis padres Iris Marled Pallares Rangel y Eglis Leonel Soto Beleño, por su apoyo incondicional, mi hermano, mi abuela , toda mi familia que siempre han creído en mí. También le doy gracias al Ingeniero Civil y director de proyecto Wilfredo del Toro, al Ingeniero Civil , co-director Omar Giovanni Sánchez y el Ingeniero Héctor Torres por su colaboración, aporte y disponibilidad durante el desarrollo de nuestro proyecto, y al grupo de investigación de geomática.

MAIRA ALEJANDRA PORTILLO PALLARES

CONTENIDO

INTRODUCCION	17
1. DEFINICION DEL PROBLEMA	19
2. JUSTIFICACIÓN.....	20
3. OBJETIVOS.....	21
3.1 OBJETIVO GENERAL	21
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
4. MARCO REFERENCIAL.....	22
4.1 DEFINICIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN	22
4.2 COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN	22
4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN SISTEMAS DE CONTENCIÓN..	24
4.4 FACTOR DE SEGURIDAD	26
4.5 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS.....	26
4.6 PLAXIS 2D.....	27
4.7 MÉTODOS DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN.....	28
4.7.1 Muros en gaviones.....	28
4.7.1.1 Criterios para el llenado de gaviones y colchonetas.	29
4.7.2 Tierra reforzada.....	32
4.7.2.1 Elementos de Refuerzo.....	33
4.7.2.2 Relleno.....	33
4.7.2.3 Pared exterior del Muro.....	34
4.7.2.4 Conectores.....	34
4.7.2.5 Diseño.....	35
4.7.3 Muros de concreto reforzado	36
4.7.3.1 Presiones de tierra en condiciones estables.....	38
4.7.3.2 Presión de tierra en reposo.....	39
4.7.3.3 Presiones activas	40
4.7.3.3.1 Teoría de Rankine.....	40

4.7.3.3.2	Teoría de Coulomb.	41
4.7.3.4	Presiones pasivas.	41
4.7.3.5	Presiones inducidas por sismos.....	42
4.7.3.5	Presiones debidas a cargas aplicadas arriba del muro.....	43
4.7.3.6	Cargas en forma de tira	43
4.7.3.7	Presiones de expansión.....	43
4.7.3.7	Interacción suelo-estructura.....	44
4.7.3.8	Fuerzas del agua sobre los muros.....	44
4.7.3.9	Presión de agua.....	44
4.7.3.10	Subdrenajes.....	45
4.7.3.11	Diseño de muros.....	46
4.7.3.12	Recomendaciones para muros de concreto armado.....	46
4.7.4	Pantallas ancladas.....	47
4.7.4.1	Pernos Individuales no tensionados.....	48
4.7.4.2	Diseño de Anclajes.	48
4.7.4.3	Tendones y varillas	49
4.7.4.4	Bulbo de Anclaje	50
4.7.4.5	Perforación.....	51
4.7.4.6	Inyección.....	51
4.7.4.7	Tensionado.	52
5.	METODOLOGÍA	53
5.1	ETAPA 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	53
5.2	ETAPA 2. SELECCIÓN DE PERFILES TRANSVERSALES REPRESENTATIVOS.....	53
5.3	ETAPA 3: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	54
5.4	ETAPA 4: MODELAMIENTO DE CADA UNO DE LOS SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EL SOFTWARE PLAXIS 2D	54
5.5	ETAPA 5: CÁLCULO DE COSTOS APROXIMADOS DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE CONTENCIÓN	56
5.5.1	Cálculo de los costos aproximados.....	56

5.6	ETAPA 6: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN EN LOS PERFILES PROPUESTOS	57
6.	RESULTADOS.....	58
6.1	SELECCIÓN DE PERFILES TRANSVERSALES REPRESENTATIVOS	58
6.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	60
6.3	MODELAMIENTO DE CADA UNO DE LOS SISTEMAS DE CONTENCION EN EL SOFTWARE PLAXIS 2D.	62
6.3.2	Muros en gavión.....	66
6.3.3	Muro en concreto reforzado	71
6.3.4	Tierra armada	76
6.4	CÁLCULO DE COSTOS APROXIMADOS DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE CONTENCION.....	80
6.5	ANÁLISIS DE VENTAJAS Y DESVENTAJA DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN.....	83
7.	CONCLUSIONES	84
	BIBLIOGRAFIA	86
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	89

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Topografía del caso de estudio modelada en AutoCAD civil 3D	55
Figura 2. Ubicación de las secciones transversales representativas	58
Figura 3. Perfil K0+630	59
Figura 4. Perfil K0+900	59
Figura 5. Perfil K1+150	59
Figura 6. Superficie de falla del perfil K0+630 (sondeo 1) en condición dinámica.	61
Figura 7. Superficie de falla del perfil K0+900 (sondeo 2) en condición dinámica.	61
Figura 8. Superficie de falla del perfil K1+150 (sondeo 3) en condición dinámica.	61
Figura 6. Modelo de pantallas ancladas en PLAXIS 2D, perfil K0+630	62
Figura 10. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k0+630, para pantallas ancladas.	63
Figura 11. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K0+630, para pantallas ancladas.	63
Figura 12. Modelo de pantallas ancladas en PLAXIS 2D, perfil K0+900	64
Figura 13. Grafica del factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900, para pantallas ancladas.	64
Figura 14. Modelo de pantallas ancladas en PLAXIS 2D, perfil K1+150	65
Figura 15. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k1+150, para pantallas ancladas.	65
Figura 16. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K1+150, para pantallas ancladas.	66
Figura 17. Modelo de PLAXIS 2D, muro gavión para el perfil k0+630	67
Figura 18. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k0+900, para Muro Gavión.	67

Figura 19. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900, para Muro Gavión	68
Figura 20. Modelo de PLAXIS 2D, muro gavión para el perfil k0+900	68
Figura 21. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k0+900, para Muro Gavión.	69
Figura 22. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900, para Muro Gavión	69
Figura 23. Modelo de PLAXIS 2D, muro gavión para el perfil k1+150	70
Figura 24. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k1+150, para Muro Gavión	70
Figura 25. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K1+150, para Muro Gavión	71
Figura 26. Modelo de PLAXIS 2D, para el muro en concreto reforzado en el perfil K0+630	72
Figura 27. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+630. Para muro en concreto reforzado.	72
Figura 28. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K0+630. Para muro en concreto reforzado.	73
Figura 29. Modelo de PLAXIS 2D, para el muro en concreto reforzado en el perfil K0+900	73
Figura 30. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+900. Para muro en concreto reforzado.	74
Figura 31. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900. Para muro en concreto reforzado.	74
Figura 32. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K1+150. Para muro en concreto reforzado.	75
Figura 33. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K1+150. Para muro en concreto reforzado.	75
Figura 34. Modelo de PLAXIS 2D, para muro en tierra armada en el perfil K0+630.	76

Figura 35. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+630. Para muro en tierra armada.	77
Figura 36. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K0+630. Para muro en tierra armada.	77
Figura 37. Modelo de PLAXIS 2D, para muro en tierra armada en el perfil K0+900.	78
Figura 38. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+900. Para muro en tierra armada.	78
Figura 39. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900. Para muro en tierra armada.	79
Figura 40. Modelo de PLAXIS 2D, para muro en tierra armada en el perfil K1+150.	79
Figura 41. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+900. Para muro en tierra armada.	80

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	Secciones transversales representativas con su respectiva altura.	58
Tabla 2.	Perfiles geotécnicos.....	60
Tabla 3.	Deformaciones máximas y factores de seguridad dinámica para cada sección de los diferentes taludes con su correspondiente altura.	66
Tabla 4.	Deformaciones máximas y factores de seguridad dinámica para cada sección de los diferentes taludes con su correspondiente altura.	71
Tabla 5.	Deformaciones máximas y factor de seguridad dinámico para cada sección de los diferentes taludes con su respectiva altura.	76
Tabla 6.	Deformaciones máximas y factor de seguridad dinámico para cada sección de los diferentes taludes con su respectiva altura.	80
Tabla 7.	Costos aproximados por metro lineal para el perfil k1+630. H=3.5 m..	81
Tabla 8.	Costos aproximados por metro lineal para el perfil k0+900. H= 7.3 m..	82
Tabla 9.	Costos aproximados por metro lineal para el perfil k1+150. H= 6.7 m..	82
Tabla 10.	Análisis de ventajas y desventajas de los sistemas de contención propuestos.	83

RESUMEN

TITULO: ESTUDIO DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE TALUDES. CASO DE ESTUDIO: CONEXIÓN ORIENTE – OCCIDENTE A TRAVÉS DEL CORREDOR DE LA CALLE 54, BUCARAMANGA, COLOMBIA*

AUTOR: MAIRA ALEJANDRA PORTILLO PALLARES
YESELYS SAURITH ROMERO**

PALABRAS CLAVES: CONTENCIÓN, TALUDES, ESTABILIDAD, PRESUPUESTO, ALTURA, CONSTRUCCIÓN.

El presente trabajo consiste en evaluar sistemas de contención factibles para los taludes conocidos como: muro en gavión, muro en tierra armada, pantallas ancladas, muro en concreto reforzado, caso de estudio conexión oriente-occidente a través del corredor de la calle 54, Bucaramanga, Colombia, donde se tendrá en cuenta la relación beneficio costo aproximado, la altura del talud, la estabilidad y el proceso constructivo de los diferentes sistemas de contención, utilizando software que den resultados aproximados a los reales de la ejecución del proyecto.

Para iniciar el proyecto se seleccionan tres perfiles transversales representativos, en zonas donde se requieren realizar obras de contención de taludes, para el modelamiento se hace uso del software PLAXIS 2D, donde se realizaron los cuatro modelos de sistemas de contención mencionados para cada uno de los tres perfiles de diferentes alturas, que nos permite conocer de una manera rápida y sencilla la relación esfuerzo-deformación de los diferentes taludes que fueron seleccionados. Durante la selección de tipos de estructuras de contención, es de gran importancia los diferentes factores que permiten realizar una estructura de buena calidad, factores tales como; la localización de la estructura de contención, su posición relativa con relación a otras estructuras, la cantidad de espacios disponibles, la altura de la estructura propuesta, la topografía resultante, las condiciones del terreno, la vida útil de la estructura, la disponibilidad de materiales, el tiempo disponible para la construcción, entre otros, esto con el fin de realizar un análisis de ventajas y desventajas de los métodos de estabilización estudiados.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Wilfredo del Toro Rodríguez

ABSTRACT

TITLE: STUDY OF THE ADVANTAGES AND DISADVANTAGES OF CONTAINMENT SYSTEMS SLOPE. CASE STUDY: CONNECTING EAST - WEST CORRIDOR THROUGH THE STREET 54, Bucaramanga, COLOMBIA*

AUTHOR: MAIRA ALEJANDRA PORTILLO PALLARES
YESELYS SAURITH ROMERO**

KEYWORDS: CONTAINMENT, SLOPE, STABILITY, BUDGET, HEIGHT, BUILDING.

This work consist in to evaluate the containment systems feasible to Slopes as: gabion wall, reinforced earth wall, anchored screens, reinforced concrete Wall; it is applied to the case study: East-West connection through the 54th Street corridor in Bucaramanga, Colombia. It will take into account the approximate cost benefit ratio, the slope height, the stability and the construction process of the some containment systems, it is using software that provides approximate results to the real execution of the project.

Three representative cross sections are selected to start the project, it is in areas where is necessary to execute containment slopes works, it was used to model PLAXIS 2D software, in this was performed the mentioned four models of containment systems for each of the three sections of different heights, it allows to know quickly and easily the stress-strain relationships of the different slopes that were selected. During the selection of types of containment structures is very important the different factors that allowing for a high quality structure, factors such as; the location of the containment structure, their relative position in relation to other structures, the number of available spaces, the height of the proposed structure, the resulting topography, terrain conditions, the lifetime of the structure, the availability of materials , the time available for construction, among others, this with the purpose to perform an analysis of advantages and disadvantages of the stabilization methods studied.

* Work degree

** Faculty of Engineering Physics and Mechanics. School of Civil Engineering. Toro Director Wilfredo Rodriguez

INTRODUCCION

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad.

Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

El costo de construir una estructura de contención es generalmente, mayor que el de conformar un talud, por lo tanto debe estudiarse con mucho cuidado su efectividad como método de estabilización y durante el diseño debe hacerse todo el esfuerzo por mantener su altura lo más baja posible.

Una estructura de contención y cada parte de esta, requiere cumplir ciertas condiciones fundamentales de estabilidad, rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc., durante la construcción y a lo largo de su vida útil y en muchos casos se requiere plantear alternativas para poder cumplir con las necesidades de un proyecto específico. Estas alternativas pueden requerir de análisis y cálculos adicionales de interacción suelo - estructura. En todos los casos el diseño debe ser examinado de una manera crítica a la luz de la experiencia local. Cuando una estructura de contención no satisface cuales quiera de sus criterios de comportamiento se puede considerar que ha alcanzado el "Estado Límite". Durante el período de

diseño se deben discutir en toda su extensión todo el rango posible de estados límite. [1]

Los sistemas de contención fueron diseñados originalmente para mantener a raya una masa de suelo permitiendo la existencia de una diferencia de nivel permanente, sin embargo los sistemas de contención no contienen solamente suelos. Entre los múltiples lugares donde podemos ver los sistemas de contención funcionando tenemos: Carreteras, Estribos de Puentes, Sótanos de edificaciones, Tanques de agua. [2]

El auge que ha tomado en los últimos años el uso del computador prácticamente, ha obligado a su empleo para el análisis de estabilidad de taludes, en la mayoría de los casos. Este sistema ha permitido incorporar más información en los modelos de análisis y permite analizar situaciones que no eran posibles con los sistemas manuales. Actualmente se conocen programas comerciales de software para computador, como PLAXIS 2D, permite de una forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad y por cualesquiera de los métodos de análisis. Algunos métodos emplean los elementos finitos, con muy poco éxito en la estabilidad de taludes específicos, y otros emplean análisis de equilibrio por interacción. [3]

En el presente trabajo de investigación se estudiaron las ventajas y desventajas de sistemas de contención de taludes conocidos como: muros en tierra armada, gaviones, muros en concreto reforzado y pantallas ancladas, teniendo en cuenta los costos aproximados de construcción, altura del talud, factor de seguridad y el proceso de construcción. El caso de estudio son los taludes resultantes del corte y relleno del proyecto “conexión oriente – occidente a través del corredor de la calle 54’.

1. DEFINICION DEL PROBLEMA

El problema de la estabilidad de taludes debe ser considerado y tiene que ver con muchos campos de la actividad humana, de un modo particular con la ingeniería civil. En algunas regiones, los deslizamientos ocurren con muy poca frecuencia, mientras que en otras, son tan frecuentes que se constituyen en uno de los factores importantes de la conformación topográfica y el paisaje. Debido al enorme perjuicio que se deriva de ellos en los bosques, tierras productivas, comunicaciones, asentamientos humanos y obras de ingeniería, pueden llegar a convertirse en un problema económico y social de grandes proporciones

En el planeamiento de medidas efectivas de estabilización de taludes es importante entender las causas de la inestabilidad. Las causas más comunes son: talud muy empinado por corte o relleno, exceso de presión de poros causados por niveles freáticos altos o interrupción de la trayectoria de drenaje, socavación debido a la erosión de agua superficial y pérdida de resistencia con el tiempo debido a procesos de reptación y meteorización

Durante la selección de tipos de estructuras de contención, es de gran importancia los diferentes factores que permiten realizar una estructura de buena calidad, factores tales como; la localización de la estructura de contención, su posición relativa con relación a otras estructuras, la cantidad de espacios disponibles, la altura de la estructura propuesta, la topografía resultante, las condiciones del terreno, aguas freáticas, la cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción, la vida útil de la estructura, el efecto de movimientos en estructuras del entorno, la disponibilidad de materiales, el tiempo disponible para la construcción, la apariencia, entre otros.

2. JUSTIFICACIÓN

El estudio de la estabilidad de taludes requiere de la realización de una cantidad considerable de cálculos repetitivos, en la actualidad existen varias herramientas informáticas que permiten agilizar y obtener una mayor precisión en los cálculos. Una de las herramientas más versátiles en el mercado para el análisis de la estabilidad de taludes es el software PLAXIS 2D que permite conocer la relación esfuerzo-deformación.

En el presente trabajo se pretende estudiar las ventajas y desventajas de sistemas de contención de taludes conocidos como: muros en tierra armada, gaviones, muros en concreto reforzado y pantallas ancladas, teniendo en cuenta los costos de construcción, altura del talud, factor de seguridad y el proceso de construcción. El caso de estudio son los taludes resultantes del corte y relleno del proyecto “conexión oriente – occidente a través del corredor de la calle 54”, proyecto elaborado por el equipo técnico del grupo de investigación de Geomática.

3. OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Estudiar las ventajas y desventajas de diferentes sistemas de contención de taludes, teniendo en cuenta la relación beneficio costo, la altura del talud, la estabilidad y el proceso constructivo.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Seleccionar tres perfiles transversales representativos, en zonas donde se requieran realizar obras de contención de taludes, del proyecto “conexión oriente – occidente a través del corredor de la calle 54”, con la utilización del software Autocad Civil 3D 2014. Proyecto elaborado por el equipo técnico del grupo de investigación de Geomática.
- Modelar; un muro en concreto reforzado, un muro en tierra armada, un muro tipo gavión y una pantalla anclada, para la contención de los taludes de cada uno de los tres perfiles estudiados, mediante el uso del software Plaxis 2D.
- Calcular el costo aproximado de construcción de cada una de las alternativas resultantes para estabilización de los taludes.
- Realizar un análisis de ventajas y desventajas de los métodos de estabilización estudiados, teniendo en cuenta la relación beneficio costo, la altura del talud, la estabilidad y el proceso constructivo.

4. MARCO REFERENCIAL.

4.1 DEFINICIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Los sistemas de contención se utilizan para corregir fallas de taludes en obras lineales, incrementando las fuerzas resistentes. También se utilizan en la pata de la masa deslizada en el caso de pequeñas masas en movimiento; debe dotárseles de un buen drenaje (tuberías colectoras, lloraderos) y cimentarlos donde no haya posibilidad de remoción del suelo de fundación. Según Garcia (1996), las funciones de los sistemas de contención son las siguientes:

- Controlar deslizamientos de pequeñas dimensiones en la dirección del movimiento.
- Controlar deslizamientos en la pata de taludes empinados.
- Disminuir la extensión de la falla en grandes masas.
- Soporte inicial en taludes tendidos o de rellenos para bermas.
- Limitar el derecho de vía o los sitios de préstamos de materiales.
- la inspección de sistemas de contención, de manera general, incluye la observación de:
 - Señales de movimiento en el talud.
 - Estabilidad al volcamiento, deslizamientos, capacidad portante y general.
 - Condición de flujo de agua en el muro, ya sea a través de lloraderos o desagües de filtro; de manera que el caudal de salida sea consecuente con las condiciones de humedad del taud. [5]

4.2 COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Los diversos sistemas han tenido historias diferentes de comportamiento y esto en ocasiones crea dificultades para realizar una evaluación técnica adecuada.

Algunos sistemas no son adecuados para soluciones permanentes y otros son más adecuados para áreas urbanas o para áreas rurales, como el estudio los criterios de comportamiento del muro, factores de seguridad para estabilidad interna y externa, comportamiento de los refuerzos, etc.; de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO.

La selección del sistema más adecuado depende de los requerimientos específicos del proyecto. Por ejemplo:

Los muros en Tierra armada pueden comportarse como estructuras de contención a gravedad.

La flexibilidad de los muros de suelo reforzados con geosintéticos representan una ventaja sobre las estructuras rígidas. Del mismo modo los muros y taludes de suelo con geosintéticos se comportan mejor que los terraplenes sin refuerzo.

El comportamiento a largo plazo de los muros MSE de tierra reforzada con geosintéticos depende principalmente del comportamiento de los refuerzos de geosintéticos. Algunos productos de refuerzo fabricados con geosintéticos han tenido un mal comportamiento a largo plazo.

La preocupación de algunas entidades ha sido de tal magnitud, que algunos departamentos de transporte de los EE.UU. han modificado las especificaciones de la AASHTO prohibiendo el uso de algunos tipos de muro MSE. Por ejemplo, en New Jersey el artículo 5.8.4.2 de las especificaciones de la AASHTO para muros MSE fue modificado en la siguiente forma: "The use of extensible reinforcements for MSE walls is not permitted" (NJDOT-2001).

El uso de geotextiles de polipropileno genera preocupaciones por la gran magnitud de las deformaciones. Sin embargo, en muchos casos se pueden permitir deformaciones relativamente importantes de acuerdo a las características y función de la estructura. En estabilización de taludes las deformaciones internas en el muro pueden no representar un problema para la estabilidad general de la estructura. Zornberg y Arriaga (2003) y Pedroso y otros (2006), han realizado investigaciones sobre el comportamiento de estructuras reforzadas con geotextiles y muy posiblemente en los próximos años, la investigación permitirá establecer criterios sobre el comportamiento real de los muros MSE reforzados con geotextiles. [6]

4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Los parámetros geotécnicos deben ser representativos de las condiciones reales del suelo o roca en el sitio y para que esto ocurra se debe haber realizado una investigación geotécnica completa. Para muros de altura de menos de tres metros es usual el seleccionar parámetros para el relleno y para el suelo de cimentación sobre las bases de resultados previos en materiales similares. Los materiales deben ser examinados cuidadosamente y descritos, especialmente aquel sobre los cuales se plantea cimentar el muro. Se deben realizar ensayos de clasificación y otras propiedades de los materiales para comprobar que los parámetros asumidos son consistentes con los tipos de material encontrado.

Para estructuras de alturas mayores a seis metros los parámetros geotécnicos deben ser determinados en ensayos de laboratorio, de muestras tomadas en el sitio, adicionalmente a la descripción detallada de los materiales; y para muros de altura intermedia la necesidad de los ensayos de laboratorio depende de la importancia del muro. Se debe realizar un suficiente número de ensayos para que

los resultados sean representativos de la variación de las propiedades de los materiales.

En lo posible se deben evitar las relaciones empíricas, aunque en algunas ocasiones para diseños preliminares estas son una herramienta adecuada (Suárez, 1998).

Los diseñadores deben mirar siempre con un ojo crítico las descripciones de los estudios geotécnicos porque en ocasiones la descripción no corresponde a la realidad en el campo. Cuando se tenga duda el diseñador debe examinar directamente las muestras o consultar a las personas que realizaron la investigación. Errores en el muestreo pueden afectar la representatividad de los resultados. Por ejemplo: como es difícil ensayar los materiales blandos o quebradizos generalmente, las muestras se preparan con los bloques más fuertes de material y los resultados dan valores de resistencia mayores a los reales. El mismo problema pero en sentido inverso ocurre cuando las muestras tienen proporción importante de grava o cantos, y generalmente se ensayan los bloques que tienen muy pocas o ninguna partícula gruesa, dando valores de resistencia menores que el promedio que el suelo del sitio.

En ocasiones las muestras compactadas se ensayan a densidades diferentes a las que realmente van a tener en el campo. Siempre que sea posible los parámetros a utilizar deben ser comparados con los conocidos de los materiales del área y examinar el por que de las desviaciones con referencia a los valores previamente conocidos (Suárez, 1998). [7]

4.4 FACTOR DE SEGURIDAD

En Ingeniería Civil en general el Factor de Seguridad FS se define como la relación entre fuerzas resistentes FR y actuantes FA y también pueden usarse esfuerzos y se usa para evaluar el Estado Límite de Falla:

$$FS = \frac{FR}{FA} \quad (1)$$

En el reglamento Colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10 título H, estudios geotécnicos exige un factor de seguridad mínimo de diseño para taludes en condición estática de 1.5 y dinámica de 1.05. [8]

4.5 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS

La técnica de análisis por elementos finitos (AEF) consiste en el empleo de los métodos numéricos en la resolución de un problema físico determinado.

Este método numérico se basa en dividir la geometría en la que se quiere resolver un problema físico, en pequeños elementos en los cuales se resuelven las ecuaciones diferenciales correspondientes a un campo (la temperatura en transmisión del calor, el campo magnético en electromagnetismo, el campo de velocidades en mecánica de fluidos, etc), en forma discreta, teniendo en cuenta las propiedades físicas de los materiales empleados, los elementos del entorno de vecindad, las condiciones de contorno y las fuentes generadoras de campo. La resolución de estas ecuaciones de forma discreta se realiza de forma iterativa hasta que se alcanza convergencia en la solución.

Las herramientas software que permiten realizar este proceso de forma eficiente y cómoda se denominan herramientas de análisis por elementos finitos, o simplemente herramientas de elementos finitos (HEF).

Existen HEF de propósito general o multidisciplinar que permiten resolver varios problemas físicos como son: mecánica de fluidos, transmisión del calor, electromagnetismo, mecánica estructural, etc y HEF que se aplican a un problema físico específico. Hay herramientas que permiten incluso acoplar dos problemas como es el caso del problema térmico y del problema electromagnético. Es decir la salida de un problema se emplea como entrada en el otro problema y viceversa, de forma iterativa.

El proceso de generación de la solución mediante AEF se realiza en estas herramientas mediante varios pasos: definición de la geometría objeto de estudio, especificación del régimen a estudiar, asignación de las propiedades físicas de los materiales, asignación de las condiciones de contorno, aplicación de las cargas, mallado de la geometría, resolución del problema y análisis de la solución. Estos pasos se pasan a explicar a continuación para el caso de un problema físico en particular, como es el problema de la transmisión del calor. [9]

4.6 PLAXIS 2D

Es un paquete de elementos finitos destinado al análisis de dos dimensiones de la deformación y la estabilidad en la ingeniería geotécnica. Está equipado con las características para tratar diversos aspectos de las estructuras geotécnicas y procesos constructivos utilizando procedimientos computacionales teóricamente sanos.

Con PLAXIS 2D de la geometría del modelo se puede definir fácilmente en los modos de suelos y estructuras, El modo de construcción por etapas permite para la simulación de procesos de construcción y de excavación por activación y desactivación de las agrupaciones de suelo y los objetos estructurales. El núcleo de cálculo permite una simulación realista del no lineal, el tiempo de comportamiento dependiente y anisotrópico de los suelos y / o roca. Desde el suelo es un material de fase múltiple, procedimientos especiales permiten para los cálculos relacionados con las presiones hidrostáticas y no hidrostática de poros en el suelo. La salida consiste en un conjunto completo de herramientas de visualización para comprobar los detalles del modelo suelo - estructura subterránea 2D.

Aplicaciones PLAXIS típicas incluyen: la evaluación de los desplazamientos a pie de calle durante la construcción del túnel, el análisis de la consolidación de terraplenes, desplazamientos del suelo alrededor de un pozo de excavación, estabilidad presa durante los diferentes niveles de agua, y mucho más.

PLAXIS 2D es un programa fácil de usar que ofrece geotécnico geometría flexibles e interoperables, la simulación realista de las etapas de construcción, un núcleo de cálculo robusto y fiable, y post-procesamiento completo y detallado, por lo que es una solución completa para el diseño geotécnico diaria y análisis. [10]

4.7 MÉTODOS DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN

4.7.1 Muros en gaviones. Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca.

Se emplean tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. Las canastas de gavión se colocan unas sobre

otras tratando de traslapar lo mejor posible las unidades para darle cierta rigidez que requiere el muro. [11]

Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con piedra sin la colocación de canastas de malla. El tamaño y la forma de estas celdas deben diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro.

En ocasiones, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

El peso unitario del gavión depende de la naturaleza y porosidad de la roca de relleno.

4.7.1.1 Criterios para el llenado de gaviones y colchonetas. Lo importante no es sólo la red hexagonal a doble torsión y fuerte galvanización que constituye el gavión como continente de piedras, también lo es el concepto relativamente nuevo que implica en la ingeniería, ya que los gaviones son estructuras flexibles y al mismo tiempo resistente, adaptable a posibles asentamientos, erosiones y otros fenómenos.

No hay muchas tecnologías en la construcción que permitan conformar estructuras flexibles, drenantes, de larga duración y armadas; además la multiplicidad de usos, está sujeta al propio desarrollo que los ingenieros y empresas puedan Armar Gaviones, porque se trata de un material muy trabajado desde el punto de vista ingenieril.

Permiten mejorar los tiempos de construcción y reducir costos, ya que el producto es muy competitivo frente al hormigón o la piedra suelta y otras alternativas.

A diferencia de los gaviones artesanales, considerados obras de una crecida porque generalmente, luego se desmiembran, las cajas y colchones industrializados prácticamente constituyen obras definitivas.

El hecho de que la piedra esté contenida y trabaje dentro de una estructura admitiendo determinados esfuerzos de tracción que no permite la piedra suelta, reduce drásticamente los espesores necesarios.

Los trabajos de mantenimiento son irrisorios, incluso cuando por causas accidentales se verifica la ruptura de algún alambre, la sustitución de algunos paños de red puede ser efectuada cómodamente sin comprometer la resistencia de la estructura.

Las estructuras en gaviones pueden además, ser modificadas y ampliadas con el tiempo, en función de las diferentes condiciones ambientales y la estructura que ahora resulta, conserva inalteradas las características de homogeneidad y resistencia. Consideraciones sobre gaviones y colchonetas plastificadas.

Los gaviones se envían desde fábrica oportunamente plegados y formando paquetones ó fardos a efectos de ocupar el menor espacio y Armar gaviones, hacer que resulte lo más económico y rápido su transporte a los más distantes lugares de utilización.

Así, cada gavión debe ser abierto y ensamblado, se deben ligar las aristas y fijar los diafragmas a las paredes laterales.

Después se unen más sólidamente a los adyacentes, a lo largo de todas las aristas de contacto, tanto en dirección horizontal como vertical.

El relleno se efectúa con cualquier tipo de medio mecánico o manual, usando guijarros o piedras de cantera que tengan unas dimensiones ligeramente

superiores a las de la malla, de forma que se tenga al menos porcentaje de vacíos.

Hay que excluir materiales friables, aconsejándose el uso de material duro y de elevado peso específico, piedra sana y compacta. El tamaño debe ser regular y tal que las medidas sean comprendidas entre la medida mayor de la malla y el doble, salvo en los colchones donde se conviene usar piedras mayores a la mitad de su espesor.

Puede aceptarse como máximo, el 5% del volumen de la celda del gavión de piedras de tamaño mayor al indicado. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos asegurando al máximo el buen peso de los elementos, para ello a veces, es necesaria la acomodación manual del pedrisco. Se deben colocar durante el relleno, en el interior de los gaviones, unos tensores horizontales, a $1/3$ y a $2/3$ de la altura del mismo, para conseguir que las paredes opuestas resulten solidarias entre sí. Los tirantes permiten un mejor alineamiento de las paredes en vista y evitan la deformación de los gaviones durante el relleno. La cantidad y disposición de los mismos están en función del tipo de trabajo.

En el caso de revestimientos con colchonetas, los tensores deben colocarse verticalmente uniendo base con tapa, eventualmente pueden unirse las aristas superiores de los diafragmas con el paño base en el caso de revestimiento de superficies inclinadas. Pueden usarse normalmente un tirante vertical cada metro cuadrado, salvo casos donde exista intenso oleaje, donde pueden aumentarse la densidad de esos tensores.

El alambre adoptado para los tirantes, de la misma manera que el que se utiliza para las ligaduras, presente las mismas características de los gaviones sólo que generalmente es un diámetro inferior.

Terminado el relleno, se baja la cubierta de los gaviones y se la liga a lo largo de todos los bordes perimetrales y los interiores del diafragma.

Dadas las características del revestimiento de PVC, deberá tenerse en cuenta que:

- También el hilo para las costuras deberá ser plastificado.
- El revestimiento plástico no debe ser dañado durante la movilización dentro del obrador, mediante frotamientos y golpes violentos de cualquier clase.
- No dañar el revestimiento plástico pasando directamente sobre los gaviones y/o colchonetas con carretillas o con otros medios de transporte.
- Durante el montaje y operaciones de ligadura será bueno emplear alicates de superficies plana, evitar el uso de alicates cortadores ó dentados durante las costuras, no hacer escurrir el hilo revestido contra las paredes ásperas o aristas vivas.
- Evitar el asentamiento del pedrisco con el peligro de dañar el revestimiento plástico.

El relleno para colchonetas debe ser preferentemente pequeño, con un d50 inferior a la mitad del espesor del colchón, material no friable y de dimensiones un tanto superior a la abertura de la malla hexagonal.

Finalmente debería proveerse un cierto sobrellenado, no muy abundante, para que las tapas queden totalmente planas y tensadas luego que se produzca el normal acomodamiento de la obra, en sí monolítica.

4.7.2 Tierra reforzada. Los muros también pueden ser de tierra armada, que consisten en un relleno de suelo granular con láminas de refuerzo, que pueden ser metálicas o de elementos plásticos. Los muros en tierra armada consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de

terraplenes con taludes de alta pendiente. El concepto fue introducido por Vidal en los años 1960.

4.7.2.1 Elementos de Refuerzo. Los refuerzos pueden construirse con materiales capaces de desarrollar tensión y que permitan la fricción entre el elemento y el suelo. Inicialmente, se utilizaron tiras de acero galvanizado en caliente. El galvanizado debe garantizar una cantidad de zinc en lo posible de 610 gramos por metro cuadrado para disminuir la corrosión.

El sistema más popular de muros de tierra reforzada es el refuerzo de terraplenes con geotextiles, en el cual el mecanismo de transmisión de esfuerzos es predominantemente de fricción. Existe una gran cantidad de geotextiles de diferentes propiedades mecánicas, tejidos y no tejidos. Los rellenos utilizados son generalmente materiales granulares que van desde arenas limosas hasta gravas. Un problema importante de los geotextiles es su deterioro con la luz ultravioleta del sol y por esto se requiere que este material permanezca cubierto, con concreto emulsión asfáltica o suelo con vegetación.

Recientemente se han introducido en el mercado las geomallas que son mallas poliméricas o metálicas con una forma determinada, en dos direcciones, en el cual se incluye el efecto de fricción y además, el efecto de agarre dentro del suelo. En ocasiones la geomallas llevan varillas para ayudar a la resistencia de arrancamiento de la malla. Generalmente, las geomallas tienen mayor resistencia al arrancamiento que los geotextiles.

4.7.2.2 Relleno. El material de relleno debe ser un material capaz de desarrollar fricción y no debe contener materiales orgánicos o perecederos como vegetación o residuos indeseados. Comúnmente se utiliza relleno granular pero cuando no se dispone de materiales de grava o arena se utiliza arcilla o suelos residuales, en estos casos se debe tener especial cuidado, teniendo en cuenta, la

importante reducción de capacidad al arrancamiento en los suelos arcillosos, cuando son saturados (Elias y Swanson, 1983).

En ocasiones se utiliza piedra triturada. En este caso debe tenerse cuidado de que el refuerzo sea de un grosor suficiente que impida su rotura, causada por los bordes angulosos del triturado.

El PH del relleno en el caso de tierra armada con refuerzo metálico debe ser superior a seis para impedir la corrosión acelerada del acero. El material debe compactarse a una densidad tal que garantice la estabilidad del relleno en cuanto a resistencia y compresibilidad. Comúnmente se exigen densidades superiores al 95% de la densidad máxima Proctor modificado.

El proceso de compactación debe realizarse teniendo cuidado de no romper o deteriorar los elementos de refuerzo. Debe impedirse que los vehículos tales como volquetas pasen por encima del refuerzo, antes de colocar el relleno.

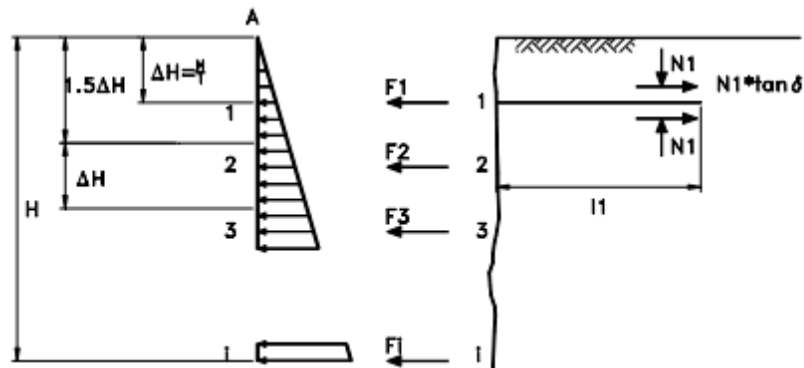
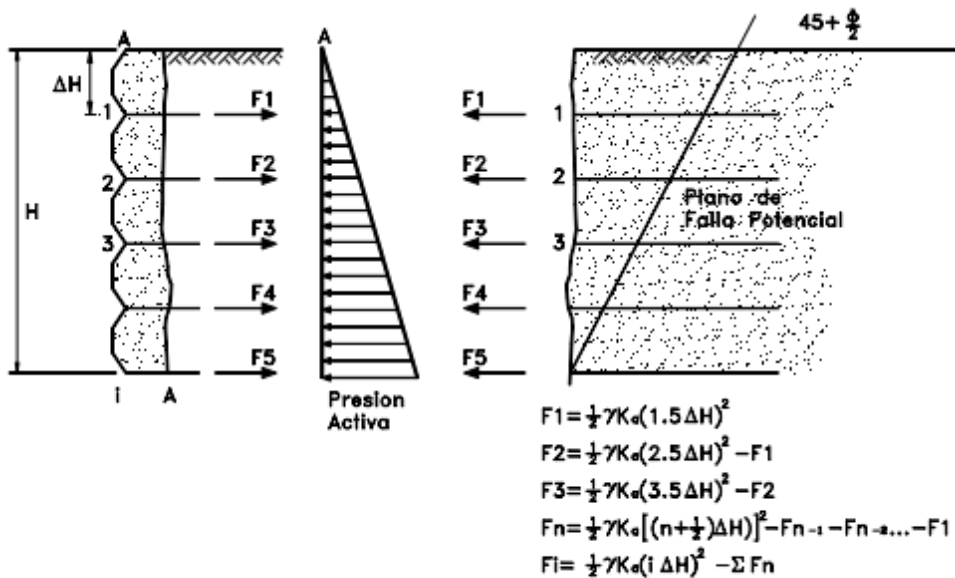
El relleno cerca de la pared debe compactarse utilizando un equipo liviano, bien sea un rodillo pequeño vibratorio, una placa vibratoria de peso no mayor a mil kilos o un vibro tamper. A distancias superiores a 1.5 metros de la pared puede utilizarse equipo pesado.

4.7.2.3 Pared exterior del Muro. En la parte exterior del muro se pueden colocar elementos prefabricados de concreto reforzado en láminas de acero, o geotextiles recubiertos con concreto lanzado o protecciones vegetales.

4.7.2.4 Conectores. El material utilizado para conectar las paredes del muro con los anclajes y las paredes entre sí debe ser de material electrolíticamente compatible, en tal forma que no promueva la corrosión por el uso de metales disímiles. Las tuercas que se utilicen deben ser de acero grado 8. Los conectores

deben diseñarse en tal forma que la resistencia total del conector no sea inferior a la resistencia total del refuerzo.

4.7.2.5 Diseño. Los rellenos o muros de tierra armada deben diseñarse para estabilidad interna y externa. La estabilidad interna requiere que el refuerzo proporcione suficiente resistencia al cortante para garantizar la estabilidad de la masa de relleno. El refuerzo debe tener un tamaño, espaciamiento y longitud tales que no falle a tensión bajo los esfuerzos a los que son sometidos y no se salga (pull out) de la masa de suelos. En lo referente a estabilidad externa, el muro de tierra armada debe satisfacer los mismos requisitos de capacidad de soporte, deslizamiento y volcamiento de un muro convencional



Existe una gran cantidad de métodos de análisis y se han realizado ensayos a gran escala, en tal forma que puede garantizarse su eficiencia. Los detalles de los diferentes sistemas de diseño pueden consultarse en los documentos de Ingold (1982), Juran (1977), Schloser (1983), Schlosser y Segrestin (1979), Shen (1981) y Stocker (1979).

El método más utilizado de diseño de muro de tierra armada es calcular el refuerzo horizontal suficiente para resistir las presiones activas del suelo de relleno de la estructura armada. El diseño incluye varias etapas así:

1. Cálculo de las fuerzas o presiones activas.
2. Distribución de estas presiones o fuerzas entre los diversos elementos de refuerzo. Estas presiones se distribuyen en forma gráfica de acuerdo a la localización de cada elemento. La fuerza total corresponde al área aferente del diagrama de presiones.
3. Cálculo de la resistencia a tensión del elemento de refuerzo.
4. Análisis de la longitud requerida para evitar arrancamiento de los refuerzos.
5. Diseño de la pared exterior.
6. Diseño del sistema de subdrenaje.

4.7.3 Muros de concreto reforzado Una estructura de concreto reforzado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. El muro a su vez se apoya en una cimentación por fuera de la masa inestable. [13]

Existen los siguientes tipos de muro reforzado:

- **Muros empotrados o en cantiliber, en forma de L o T invertida:** los cuales tienen una placa semi-vertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
- **Muros con contrafuertes:** en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.

- **Muros con estribos:** en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

En la mayoría de los casos se colocan llaves o espolones de concreto debajo de la placa de cimentación para mejorar la resistencia al deslizamiento.

Una pared en concreto reforzado es generalmente, económica y viable para alturas hasta de 8 metros. Para alturas mayores el espesor de la placa semi-vertical aumenta en forma considerable y el muro se vuelve muy costoso.

Debe tenerse en cuenta que, la utilización de contrafuertes o estribos generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.

La pendiente de la pared de fachada debe dársele una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.

El diseño de un muro en concreto armado incluye los siguientes aspectos:

1. Diseño de la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
2. Diseño de la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.
3. Diseño de las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes.
4. Cálculo de capacidad de soporte de la cimentación.

Para el diseño estructural se supone que la placa vertical del muro se encuentra totalmente empotrada en la placa de cimentación. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que en todos los casos de muro de

concreto armado se utilicen presiones de reposo para el cálculo de las fuerzas sobre las paredes del muro.

En todos los casos los muros de concreto armado debe contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro. Debe tenerse en cuenta que, aún en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración. Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia entre juntas se recomienda no debe ser mayor de 20 metros a lo largo del muro.

4.7.3.1 Presiones de tierra en condiciones estables. En el caso de un corte o terraplén donde no existe posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento grande masivo se acostumbra construir muros de contención para resistir las presiones generadas por la existencia de un talud de gran pendiente o semi-vertical. La necesidad del muro se debe a que dentro del suelo se generan unas presiones horizontales que puede inducir a la ocurrencia del derrumbamiento o deslizamiento de una cuña de suelo relativamente sub-superficial.

La presión lateral que actúa sobre un muro en condiciones de talud estable son una función de los materiales y las sobrecargas que la estructura soportan, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro.

Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo-estructura:

1. Presión en Reposo
2. Presión Activa

3. Presión Pasiva

La presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse.

4.7.3.2 Presión de tierra en reposo. La presión de tierra en reposo es una función de la resistencia al cortante del suelo, su historia esfuerzo - deformación y su historia de meteorización. El valor de la presión de reposo solamente debe aplicarse para aquellas situaciones de diseño donde el muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo.

Para una superficie de tierra horizontal el coeficiente de presión de reposo se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivo, en el suelo bajo condiciones cero deformaciones. Para una masa de suelo normalmente consolidada que no han sido sometida a remoción de cargas ni a actividades que hayan producido movimientos laterales, el coeficiente de presión al reposo es igual a:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$$

Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada, el coeficiente de reposo puede obtenerse por la siguiente ecuación:

$$K_{0\beta} = (1 - \text{sen } \varphi') (1 + \text{sen } \beta)$$

Donde β = Angulo de inclinación del suelo arriba del muro.

Para presión de tierra al reposo de un suelo sobreconsolidado el valor es mayor que para un suelo normalmente consolidado y se puede obtener por la siguiente ecuación:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi') \text{OCR}^{0.5}$$

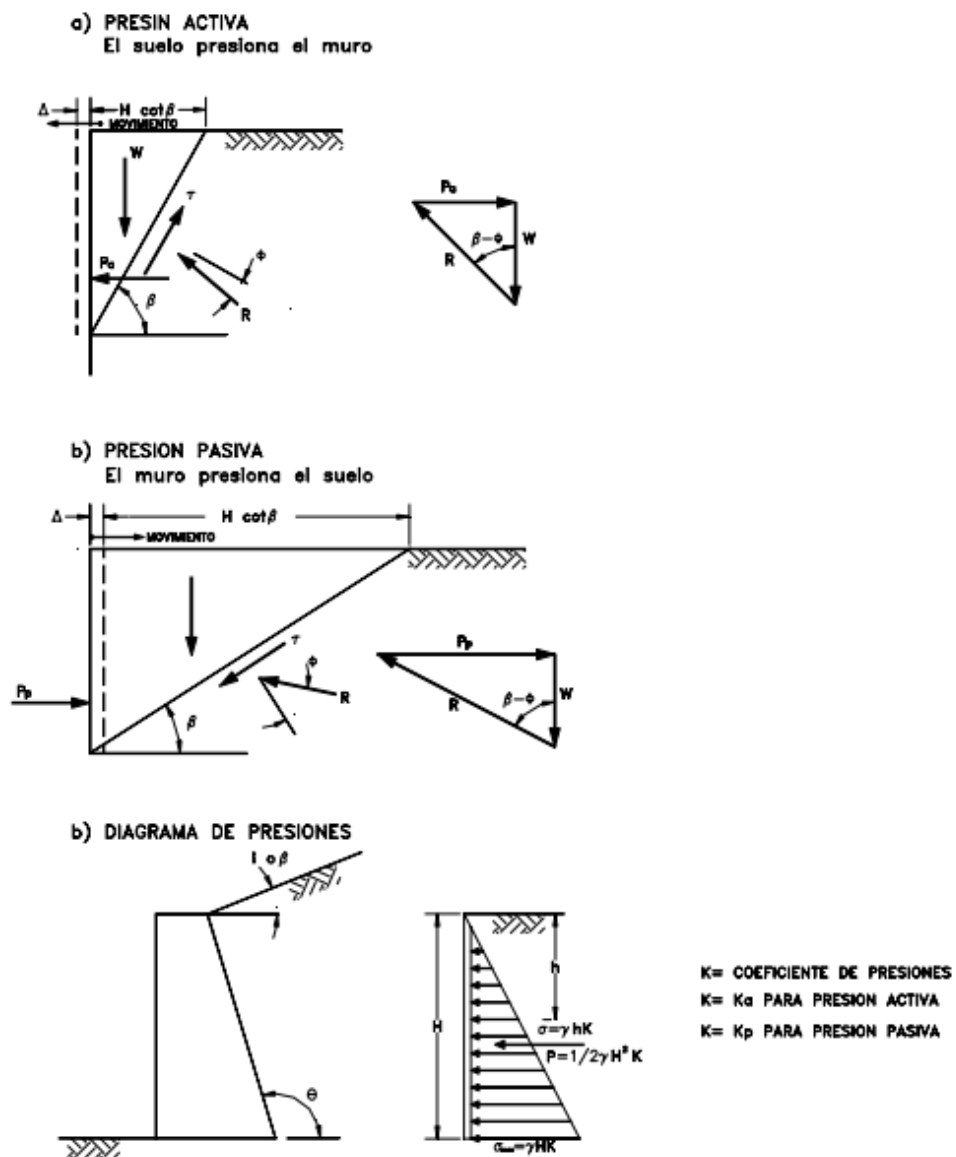
Donde:

OCR = Relación de sobreconsolidación del suelo Debe siempre tenerse en cuenta que para muros las condiciones de suelos iniciales en la tierra generalmente se

modifican durante el proceso de instalación o construcción de la estructura.

4.7.3.3 Presiones activas

4.7.3.3.1 Teoría de Rankine. Para un suelo sin cohesión $C'=0$ la teoría de Rankine presenta el estado de esfuerzos completo de la masa de suelo, la cual se asume se encuentra en un estado de equilibrio plástico y la presión de poros se asume igual a cero.



La teoría de Rankine asume que ha ocurrido movimiento suficiente para que el suelo alcance un estado de equilibrio plástico, sin embargo, existen muchos modos de movimiento en los cuales las condiciones de esfuerzo de Rankine no se cumplen, por ejemplo, en una pared con movimiento restringido en su parte superior la forma triangular de presiones de Rankine no se pueden desarrollar. Dependiendo en la cantidad de fricción movilizada la línea real de localización de la fuerza puede no coincidir con la dirección de la fuerza dada por la teoría de Rankine.

La teoría de Rankine no debe aplicarse cuando el ángulo i , que forma la fuerza activa con la normal en la espalda del muro de contención excede el valor de δ .

4.7.3.3.2 Teoría de Coulomb. En la teoría de Coulomb la fuerza que actúa sobre el muro se determina considerando el equilibrio límite de una tajada de suelo limitada por la espalda de la pared, la superficie del terreno y una superficie plana de falla. Se asume que la resistencia al cortante ha sido movilizada tanto en la espalda del muro, como en la superficie de falla.

En contraste con la teoría de Rankine en este caso la fricción suelo - muro detrás de la estructura es movilizada hasta su estado límite. Aunque el valor de δ no afecta en forma significativa el valor calculado del coeficiente K_a , este tiene una influencia importante en el sentido de que cambia la orientación de la fuerza del suelo sobre el muro.

4.7.3.4 Presiones pasivas. Tanto Rankine como Coulomb presentan teorías para calcular las presiones pasivas. La teoría de Rankine generalmente subvalora la presión pasiva porque en la mayoría de los casos la dirección de la fuerza pasiva es asumida en forma incorrecta, en cambio la teoría de Coulomb sobreestima la presión pasiva, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de δ .

Para solucionar los defectos de las teorías de Rankine y Coulomb se sugiere utilizar otros métodos tales como las tablas de Caquot y Kerisel o el sistema de tajadas recomendado por Janbú.

4.7.3.5 Presiones inducidas por sismos En las áreas de alta sismicidad, se deben diseñar todos los muros para resistir cargas sísmicas especialmente en los siguientes casos:

- a. Estribos de puentes para carreteras y ferrocarriles.
- b. Muros que soportan estructuras de alto riesgo, tales como estaciones eléctricas, acueductos, etc.
- c. Muros en voladizo que retienen materiales saturados en los cuales se pueden generar presiones altas de poro en los sismos.

La carga sísmica mínima de diseño para los muros debe ser aquella especificada como una fuerza equivalente a una aceleración horizontal de acuerdo a la Normas Sísmicas de cada país.

Esta carga debe aplicarse en el centro de gravedad de la estructura. Para estructuras especiales se recomienda hacer un análisis de amenaza sísmica donde se debe incluir el sismo de diseño, los fenómenos de amplificación y las aceleraciones resultantes.

Para el cálculo de la fuerza sísmica inducida sobre el muro puede utilizarse el método de Mononobe - Okabe o similar, este método aunque simplifica la interacción suelo - estructura en un evento sísmico, ha sido utilizado exitosamente para diseño en muros de contención en otras partes del mundo.

4.7.3.5 Presiones debidas a cargas aplicadas arriba del muro. A las presiones ejercidas por el suelo deben agregarse las cargas arriba - detrás del muro.

Para su análisis se estudiarán tres casos así:

- a. Carga concentrada.
- b. Carga lineal
- c. Carga repartida.

En el caso de carga repartida se le sumará a las presiones inducidas por el suelo una presión en toda la altura del muro, un valor de la carga por unidad de área afectada por un parámetro K.

4.7.3.6 Cargas en forma de tira Las carreteras, ferrocarriles y cimientos continuos son cargas en forma de tira, si son paralelas a la estructura de contención.

p_q = presión horizontal en el punto a

β = Angulo de visibilidad en el punto a, en radianes

α = Angulo entre la vertical y el bisector de β

q = Carga en forma de tira.

4.7.3.7 Presiones de expansión. Si se coloca un suelo expansivo detrás del muro y este se llegare a humedecer, se podría desarrollar una presión de expansión equivalente a la presión del ensayo de succión o presión de expansión uniformemente a lo largo del muro.

Presión de tierras debida a la compactación Para la construcción de un muro de contención con relleno generalmente, se especifica una densidad seca mínima para garantizar una resistencia al cortante y dureza en el relleno. Aunque la compactación es importante el uso de equipos pesados de compactación detrás

de un muro de contención puede causar daño, debido a que se pueden inducir fuerzas horizontales muy grandes superiores a las calculadas en el diseño del muro.

Cuando se trabaja con equipos grandes de compactación debe utilizarse un valor de coeficiente de presión de tierras de valor superior. Por razones de economía sin embargo, generalmente es mejor negocio limitar el equipo de compactación hasta cierta distancia detrás del muro especialmente, en estructuras sensibles, tales como los muros de concreto armado en voladizo.

4.7.3.7 Interacción suelo-estructura. El uso de las teorías clásicas para calcular la presión de tierras es adecuado para la mayor parte de los muros sin embargo, en muros en voladizo, tablestacas, o paredes sobre pilotes o caisson se recomienda realizar un análisis de interacción suelo – estructura, tales como análisis de vigas en fundaciones elásticas o el modelo de Winkler.

4.7.3.8 Fuerzas del agua sobre los muros. La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de los muros que han fallado ha sido debido a la acción del agua, por lo tanto es de la mayor importancia el proveer un adecuado drenaje detrás del muro y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño. Aunque en muros convencionales con adecuado drenaje la presión del agua podría ser asumida como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en el cual ocurra obstrucción del sistema de drenaje, lo cual es de común ocurrencia.

4.7.3.9 Presión de agua. Las presiones de diseño del agua deben basarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura

de contención, por ejemplo, inundaciones, o rompimiento de tuberías principales de agua.

Donde hay nivel freático que varía con las lluvias el diseño debe basarse en la lluvia máxima para un periodo de retorno superior a 100 años. Como es difícil predecir los niveles de agua asociados con las lluvias, se recomienda a los diseñadores ejercitar un criterio muy conservativo, teniendo en cuenta el efecto negativo de la presión de poros sobre el muro. En el caso de que haya tuberías de acueducto o alcantarillado detrás del muro en todos los casos se debe asumir la posibilidad de rotura, la cual es muy frecuente.

4.7.3.10 Subdrenajes Con excepción de los muros diseñados para resistir presiones de agua tales como las paredes de sótanos de edificios, es una buena práctica de Ingeniería construir subdrenes detrás de todo tipo de muros. El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. En los esquemas adjuntos se muestra sistemas típicos de subdrenaje para estructuras de contención. Adicionalmente, a los subdrenes deben colocarse huecos de drenaje para prevenir la presión hidrostática, los cuales son normales de diámetro de dos a tres pulgadas espaciados no más de 1.5 metros horizontalmente y 1.0 metros verticalmente, las columnas deben intercalarse. Los lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro.

Como una guía general el material de drenaje debe tener una permeabilidad de al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse. El espesor de las capas de drenaje generalmente es determinado por criterios de construcción más que por capacidad de drenaje. Se pueden utilizar drenes en geotextil o materiales compuestos, de acuerdo a los criterios de diseños de la mecánica de suelos.

4.7.3.11 Diseño de muros. Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar los siguientes aspectos:

- a. Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momento internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.
- b. El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.
- c. El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral.
- d. Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.
- e. Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.
- f. Debe impedirse la erosión del suelo por debajo y adelante del muro bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias.
- g. Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro.
- h. El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

4.7.3.12 Recomendaciones para muros de concreto armado. El diseño de muros en voladizo difiere del de muros de gravedad en los siguientes factores:

- a. La fricción suelo - muro en su parte posterior no se tiene en cuenta por no existir desplazamiento a lo largo de este plano. Se considera que el suelo se desplaza solidariamente con el muro.
- b. El peso del suelo sobre el cimiento se considera como parte integral de la masa del muro en el cálculo de fuerzas.
- c. Se supone que el plano de aplicación de las presiones activas es el plano vertical tomado en el extremo posterior del cimiento del muro.
- d. El diseño estructural interno requiere de especial cuidado. En ocasiones es necesario colocar un dentellón para mejorar la resistencia al deslizamiento. En

los demás aspectos el diseño debe realizarse en la misma forma que el de un muro de gravedad. [1]

4.7.4 Pantallas ancladas. El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. Las estructuras ancladas incluyen los pernos metálicos utilizados para sostener bloques de roca, las estructuras con tendones pretensionados, anclados en el suelo y los tendones pasivos no pretensionados.

Los anclajes en roca pueden realizarse de muchas formas:

1. Dovela de concreto reforzada para prevenir que se suelte un bloque de roca en la cresta de un talud. Estos pernos son comúnmente varillas de acero colocadas en huecos preperforados, inyectando una resina epóxica o cemento, las varillas generalmente, no son tensionadas debido a que la roca puede moverse al colocar la tensión, se utiliza hierro de alta resistencia en diámetros que varían desde $\frac{1}{2}$ a 1.5 pulgadas.
2. Mallas exteriores de alambre galvanizado ancladas con pernos para evitar la ocurrencia de desprendimientos de bloques de roca o material. Debe tenerse en cuenta que los anclajes de mallas protegen de la caída de bloques superficiales, pero no representan estabilidad para el caso de fallas de bloques grandes o movimientos de grandes masas de suelo o roca.
3. Anclajes tensionados para impedir el deslizamiento de bloques de roca a lo largo de un plano de estratificación o fractura. Estos anclajes, generalmente utilizan cable de acero, los cuales se colocan en huecos preperforados e inyectados. La fuerza de tensionamiento depende de la longitud y características del anclaje y no es raro utilizar fuerzas hasta de 50 toneladas por ancla.
4. Muro anclado para prevenir el deslizamiento de una zona suelta. Los muros anclados generalmente, incluyen el concreto lanzado para prevenir el

movimiento de bloques en una zona fracturada y drenaje de penetración para impedir la presión de agua.

Estos muros anclados pueden ser pasivos o activos dependiendo de si son pretensionados o no.

4.7.4.1 Pernos Individuales no tensionados Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero, las cuales se colocan dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al macizo de roca. Realmente, lo que ocurre es un refuerzo del macizo de roca por intermedio de la varilla. En esta forma, se pueden evitar los caídos de roca y en ocasiones los deslizamientos de macizos de roca fracturada con discontinuidades muy espaciadas. El diseño de los pernos, generalmente, es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada perno.

El detalle común de las tecnologías de pernos es que minimizan la relajación o desprendimiento de los bloques de roca (Hoeck, 1983). Una vez los bloques se sueltan es muy difícil recobrar la estabilidad completa del macizo, por eso la colocación de anclajes es muy útil que se realice, previamente a la excavación (Wyllie y Norrish, 1996). Este prerrefuerzo se puede lograr instalando anclajes a medida que se avanza con la excavación o instalando pernos a la cresta del corte, antes de la excavación.

4.7.4.2 Diseño de Anclajes. En un anclaje deben tenerse en cuenta varias condiciones de falla:

- a. Falla del tendón o varilla. El esfuerzo de diseño para el acero debe limitarse al 50% del esfuerzo último (Department of the Navy, 1983).

- b. Falla de la unión entre el refuerzo y el cementante. La capacidad de la unión entre el acero y la mezcla cementante depende en el número y longitud de los tendones o varillas y otra serie de factores. (Littlejohn and Bruce, 1977).
- c. Falla de la unión cementante-roca o cementante-suelo. Esta capacidad puede ser determinada por la fórmula siguiente: $P_u = \pi \times D_s \times \text{Resistencia de la unión}$
Donde la resistencia de la unión depende del tipo de roca o suelo.

4.7.4.3 Tendones y varillas El elemento de refuerzo que trabaja a tensión puede ser: cable de acero de alta resistencia o varillas de acero procesadas para alta tensión o Hot rolled. En ocasiones, se utilizan varillas corrientes, lo cual no es recomendable por su comportamiento en ocasiones impredecibles a cargas altas de tensión. Es importante tener en cuenta los siguientes elementos:

- a. Nombre del fabricante, fecha y lugar. Generalmente se conoce el comportamiento de las varillas y tendones de acuerdo a su origen.
- b. Diámetro, área de la sección y peso unitario. En ocasiones las varillas han sido pre-tensionadas con anticipación y sus propiedades y dimensiones han cambiado.
- c. Resultados de los ensayos de propiedades mecánicas tales como: carga de rotura, elongación máxima, ductilidad, relajación y módulo de elasticidad.

Los pernos metálicos consisten en un sistema mecánico que presiona contra las presiones del hueco. Toda ancla debe diseñarse para un factor mínimo de seguridad de 2.0 y deben ensayarse para una carga de 150% la de diseño.

La protección contra la corrosión es muy importante para garantizar la larga vida de los anclajes. Especialmente en los siguientes casos:

- a. Suelos y rocas que contienen cloruros.
- b. Cambios estacionales de la tabla de agua.
- c. Ambientes marinos.

- d. Arcillas saturadas con alto contenido de sulfatos.
- e. Exposición a corrientes eléctricas que generan acción galvánica.
- f. Paso a través de suelos de características químicas diferentes.

La descripción corrosiva del ambiente puede cuantificarse en términos de pH y resistividad del sitio. En suelos ácidos con pH menor de 4, la corrosión es muy alta y en suelos con pH mayor de 7, también se produce corrosión. Así mismo los suelos orgánicos son más corrosivos que las arcillas y las arcillas más que las arenas y gravas.

Los métodos de protección contra la corrosión incluyen: el galvanizado, aplicación de cubiertas epóxicas, encapsulación del acero y el cemento. El cemento tiene la ventaja de que genera un ambiente con pH alto que protege el acero formando una capa de óxido hidrogenado.

4.7.4.4 Bulbo de Anclaje. El bulbo es la longitud de varilla que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente, estos bulbos son longitudes no menores a 3.0 metros. La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada es no uniforme con máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuido a lo largo del perno.

El esfuerzo al cortante en el anclaje puede ser calculado por la expresión.

$$\tau_a = \frac{T}{\pi d_h l_b}$$

Donde:

T = Fuerza de tensión de diseño

d_h = Diámetro del hueco

τ_a = Esfuerzo de cortante permitido

lb = Longitud cementada

El valor de τ_u puede estimarse a partir de la compresión uniaxial, de acuerdo a la siguiente expresión (Littlejohn y Bruce, 1975):

$$\tau_u = \frac{\sigma_u}{30}$$

Los tendones deben separarse entre sí utilizando espaciadores para asegurar la adherencia total de cada uno de los tendones a la mezcla cementante en toda la longitud del bulbo. Adicionalmente, deben colocarse centralizadores para garantizar que existe un cubrimiento de mezcla de mínimo 10 mm.

4.7.4.5 Perforación 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. Es importante garantizar que no haya colapso de las paredes de la excavación para garantizar que la adherencia de la mezcla se haga con el suelo natural intacto. 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 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. El diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del perno sin necesidad de forzarlo. Un hueco de gran tamaño no mejora el diseño y puede resultar en costos innecesarios de perforación.

4.7.4.6 Inyección. Comúnmente el ancla es fijada utilizando cemento Portland ordinario y agua. La mezcla consiste generalmente, de cemento sin contracción y agua en una relación agua cemento que varía de 0.4 a 0.45. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y

al mismo tiempo producir una alta resistencia, con un mínimo de exudación de agua de la mezcla. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad.

No se debe utilizar cemento con altos contenidos de alúmina. No se recomienda la utilización de arena mezclada con el cemento. Las cantidades de sulfatos, cloruros y nitratos de la mezcla no deben exceder los porcentajes de 4%, 0.1% y 0.1% respectivamente.

La expansión libre de la mezcla a temperatura ambiente no debe exceder del 10%. La resistencia de la mezcla a los 7 días no debe ser menor a 25 Mpa (Geotechnical Control Office, 1989), utilizando cubos de 100 mm. De lado.

4.7.4.7 Tensionado. El tensionado del ancla no debe realizarse hasta que se haya obtenido una resistencia mínima de 25 MPa en la mezcla. El gato o equipo de tensionamiento debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño (Geotechnical Control Office, 1989). La tensión máxima que se coloque al tendón debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última.

Cuando se tensiona un anclaje es importante chequear que la carga de diseño realmente fue colocada, utilizando el procedimiento del Post Tensioning Institute (1985). El procedimiento consiste en un cargue secuencial cíclico hasta una carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo la deflexión de la cabeza del anclaje, a medida que es tensionado. El método común de tensionamiento es utilizando un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial. [15]

5. METODOLOGÍA

Para el estudio de las ventajas y desventajas de sistemas de contención de taludes, con caso de estudio conexión oriente-occidente a través del corredor de la calle 54, Bucaramanga, Colombia, fue necesario realizar una metodología que se encuentra dividida en 6 etapas que son: estudios bibliográficos, análisis de los estudios de suelos existentes, análisis de los diferentes métodos de diseño, manejo e interpretación de los software AutoCAD Civil 3D 2014 y PLAXIS 2D, aplicación práctica de los software en la calle 54 representando la estabilidad de los cuatro taludes propuestos y una tabla comparativa donde se especifique según la altura el método óptimo, análisis de los resultados revisión de los costos para cada método propuesto , ventajas y desventajas de los métodos en las alturas propuestas.

5.1 ETAPA 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Consiste en la revisión bibliográfica que comprenden todos los temas de sistemas de contención de taludes conocidos como: muros en pantallas ancladas, muros en gaviones, muros en tierra armada y muros en concreto reforzado.

5.2 ETAPA 2. SELECCIÓN DE PERFILES TRANSVERSALES REPRESENTATIVOS

En esta etapa se seleccionan tres perfiles transversales en la conexión oriente-occidente a través del corredor de la calle 54, los cuales tienen sus respectivos sondeos que nos permiten conocer la estratificación y propiedades del suelo. Para dar inicio al modelamiento en PLAXIS 2D y poder analizar la estabilidad del talud.

5.3 ETAPA 3: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

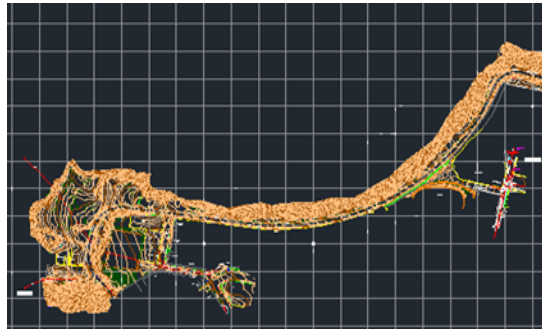
En esta etapa se pretende analizar la estabilidad del terreno al realizar cada uno de los sistemas de contención propuestos, esto con el fin de comprobar cuál de los métodos es el óptimo con las condiciones de estabilidad en los diferentes perfiles del caso de estudio “conexión oriente – occidente a través del corredor de la calle 54”.

En esta etapa se seleccionaron los lugares de estabilización que son representativos, con el fin de obtener perfiles de estabilización en diferentes puntos para lograr realizar un modelo en cada uno de ellos, puesto que cada altura de los modelos del corredor varía dependiendo cada perfil estratigráfico.

5.4 ETAPA 4: MODELAMIENTO DE CADA UNO DE LOS SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EL SOFTWARE PLAXIS 2D

El primer paso para realizar el modelado de cada método de estabilización es conocer la topografía del terreno, para poder obtener las diferentes secciones transversales verticales representativas del proyecto, ya que la topografía del caso de estudio de la conexión oriente- occidente a través del corredor de la calle 54, se encuentra modelada en el software AutoCAD civil 3d por el grupo de investigación Geomática de la Universidad Industrial de Santander como se ve en la **Figura 1**.

Figura 1. Topografía del caso de estudio modelada en AutoCAD civil 3D



Con la información anterior del grupo de investigación Geomática y el software AutoCAD civil 3d, se seleccionaron tres perfiles transversales representativos, en zonas donde se requieren realizar obras de contención de taludes del proyecto, perfiles que posteriormente fueron exportados al software PLAXIS 2D, donde es posible realizar los modelos de sistemas de contención de taludes.

La geometría de cada una de los sistemas de contención también puede ser modelada en el software PLAXIS 2D. En el software PLAXIS 2D se importó la geometría del perfil transversal que se tiene en formato CAD, para iniciar con el modelado de los sistemas de contención.

El siguiente paso que se realizó fue asignar las propiedades de los diferentes estratos que van en cada una de las secciones, para conocer que estratos se encontraron en el terreno, se analizan los estudios geotécnicos que fueron realizados en el sector por el ingeniero Wilfredo Del Toro de la Universidad Industrial de Santander, estos estudios contienen la información detallada de cada una de las propiedades de los suelos necesarios para modelar en el programa, en dicho estudio de geotecnia se realizaron sondeos en diferentes sitios, para asignar las propiedades a cada sistema de contención, se escoge el sondeo que se encuentre más cercano a la sección transversal que se va a analizar.

Finalmente se procedió con la prueba modelado de cada uno de los métodos seleccionados en PLAXIS 2D.

5.5 ETAPA 5: CÁLCULO DE COSTOS APROXIMADOS DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE CONTENCIÓN

El análisis de resultados de la relación beneficio costo aproximado de cada uno de los sistemas de contención conocidos, teniendo en cuenta la altura del talud, la estabilidad y el proceso constructivo, para finalmente obtener los costos aproximados.

5.5.1 Cálculo de los costos aproximados. El valor monetario es uno de los factores más importantes que define cada proyecto en la ingeniería, ya que nos indica que tan factible puede ser este proyecto. [4]

5.5.1.1 Cálculo de las cantidades. El cálculo de las cantidades de cada uno de los ítems que hacen parte de los sistemas constructivos de contención de un talud, se obtienen todas aquellas cantidades que produzcan un costo en la ejecución del método de contención de un talud, para finalmente obtener un costo que de una idea de que tanto dinero consumirá cada método.

5.5.1.2 Costos aproximados de cada uno de los sistemas de contención propuestos. Los costos aproximados de cada uno de los sistemas de contención son calculados teniendo en cuenta el costo unitario de cada uno, es decir el valor de realizar una unidad de la conformación de cada sistema de contención con el fin de multiplicarlo por la cantidad total para encontrar el costo absoluto de cada método de estabilización propuesto.

Para el cálculo de costos unitarios se tienen en cuenta el costo de cada material utilizado, el equipo de maquinaria y herramientas empleadas en el proceso constructivo de cada sistema de contención conocido, también la mano de obra y su rendimiento en la realización de la actividad.

5.6 ETAPA 6: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN EN LOS PERFILES PROPUESTOS

Teniendo en cuenta los resultados de las etapas anteriores de los métodos propuestos en cada uno de los perfiles, se realizó una comparación de ventajas y desventajas de su implementación.

6. RESULTADOS

6.1 SELECCIÓN DE PERFILES TRANSVERSALES REPRESENTATIVOS

En este caso de estudio la topografía fue adquirida por el grupo de investigación Geomática de la universidad industrial de Santander, lo cual en base a esto fueron seleccionados tres perfiles transversales representativos teniendo en cuenta la zona donde se realizó el estudio de estratigráfico de cada uno de los perfiles. Obtenidos todos los perfiles se escogieron los tres más críticos teniendo en cuenta la diferencia de alturas para el análisis de estabilidad de la ampliación de la vía.

Las secciones transversales seleccionadas donde se requieren realizar obras de contención de taludes se observan en la **Tabla 1** y en la **Figura 2** se muestra la ubicación de los perfiles seleccionados.

Tabla 1. Secciones transversales representativas con su respectiva altura.

Sección	Altura [m]
S.1	3.5
S.2	6.7
S.3	7.3

Figura 2. Ubicación de las secciones transversales representativas



En las **Figuras 3, 4 y 5** se presentaran los tres perfiles transversales representativos con los que se trabajaron.

Figura 3. Perfil K0+630

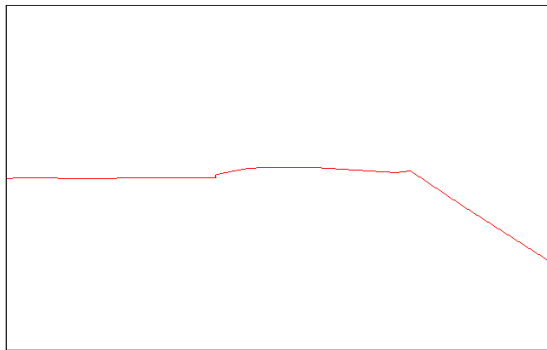


Figura 4. Perfil K0+900

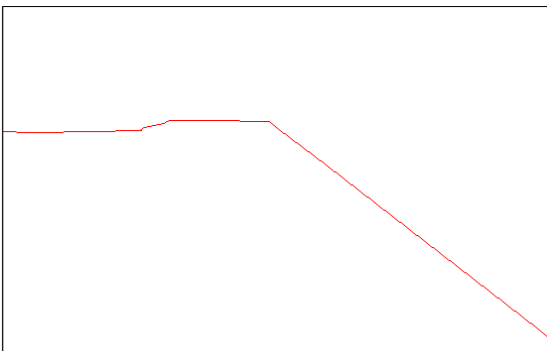
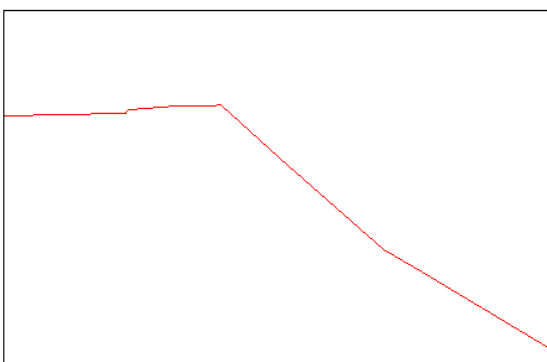


Figura 5. Perfil K1+150



6.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El modelo geotécnico se trabajó con los tipos de material de suelo identificados en los sondeos realizados. Las propiedades de los suelos a introducir en PLAXIS fueron obtenidas en los laboratorios realizados.

De igual manera, los espesores de los estratos fueron determinados a partir de los sondeos geotécnicos realizados, en la **Tabla 2**, se muestran las propiedades de los tres perfiles transversales representativos para el área del proyecto, el tipo de suelo, el peso específico del suelo en Ton/m^3 , cohesión en Kn/m^2 y el ángulo de fricción en grados.

En el diseño también se tuvo en cuenta una carga distribuida de 1 Ton/m con el fin de simular la carga que ejerce la vía doble calzada en el talud.

Tabla 2. Perfiles geotécnicos.

Profundidad (m)		Suelos	Propiedades
Desde	Hasta		
0	Variable de 1.0 a 2.20	Suelo suelto compuesto por limos arenosos y arenas limosas	Y:1.6 Ton/m^3 C:10.64 Kn/m^2 Φ : 34.7°
Variable de 1 a 2.20	Profundidad no determinada mayor de 10 metros	Suelo aluvial compuesto por arenas limosas y limosas arenosos	Y:1.8 Ton/m^3 C:10.48 Kn/m^2 Φ : 30.2°

Antes de modelar los perfiles transversales representativos en el software PLAXIS 2D, se realizó un análisis en el Software GEO-SLOPE/W observando el comportamiento de falla de cada perfil representativo, para así poder tener claridad de la falla al momento de modelar cada uno de los sistemas de contención propuestos.

En las **Figuras 6, 7 y 8** se presentan las superficies de fallas obtenidas para cada uno de los perfiles.

Figura 6. Superficie de falla del perfil K0+630 (sondeo 1) en condición dinámica.

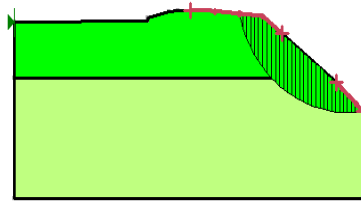


Figura 7. Superficie de falla del perfil K0+900 (sondeo 2) en condición dinámica.

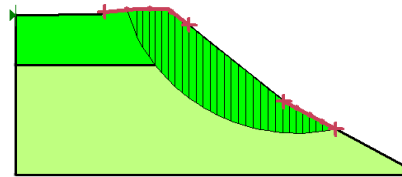
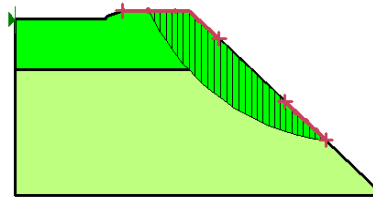


Figura 8. Superficie de falla del perfil K1+150 (sondeo 3) en condición dinámica.



Para cada uno de estos perfiles representativos se modeló en PLAXIS 2D un muro en concreto reforzado, un muro en gavio, una pantalla anclada y un muro en tierra armada, con el fin de estabilizar la vía y a la vez el talud que corresponden al caso de estudio conexión oriente-occidente a través del corredor de la calle 54 en Bucaramanga Santander.

6.3 MODELAMIENTO DE CADA UNO DE LOS SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EL SOFTWARE PLAXIS 2D.

Se realiza un modelo en PLAXIS 2D para cada perfil transversal seleccionado, los diferentes perfiles

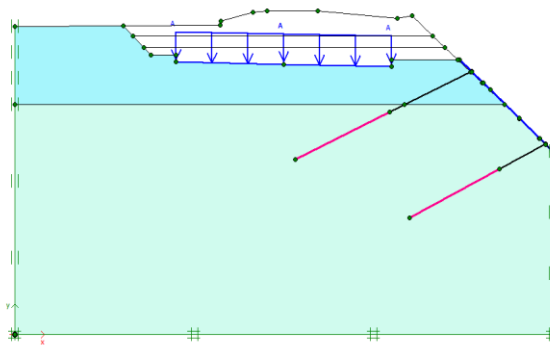
Para el análisis de los diferentes modelos de sistemas de contención se tomó como referencia el perfil más crítico debido a que sus condiciones son desfavorables con respecto a los demás perfiles.

6.3.1 Pantallas ancladas. Para este sistema de contención se trabajó la misma estratificación y propiedades para todos los perfiles ya que los perfiles son similares, a la vez también se modelaron todos los sistemas con las mismas condiciones iniciales para así poder encontrar las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

Las medidas de estos sistemas de contención son estimadas, calculadas a partir de donde se produjo la falla del talud. [16]

Posteriormente se modelan gráficamente, adicionándole todas sus propiedades en el software PLAXIS 2D, como se muestra el perfil K0+630 en la **Figura 9**.

Figura 9. Modelo de pantallas ancladas en PLAXIS 2D, perfil K0+630



Después de modelar para poder obtener los resultados de sus deformaciones y factor de seguridad como son mostradas en las **Tablas 3** y **Figuras 10** y **11**.

Figura 10. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k0+630, para pantallas ancladas.

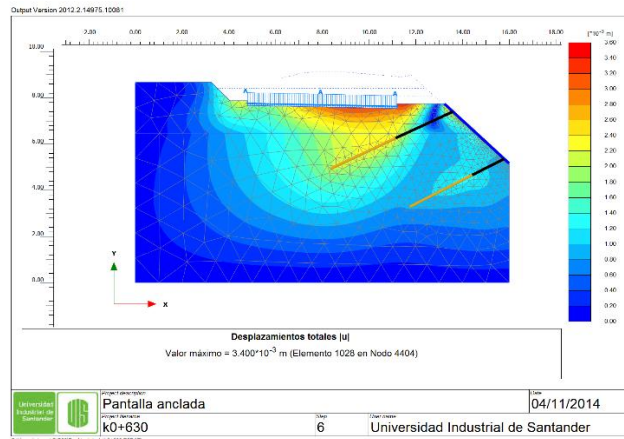
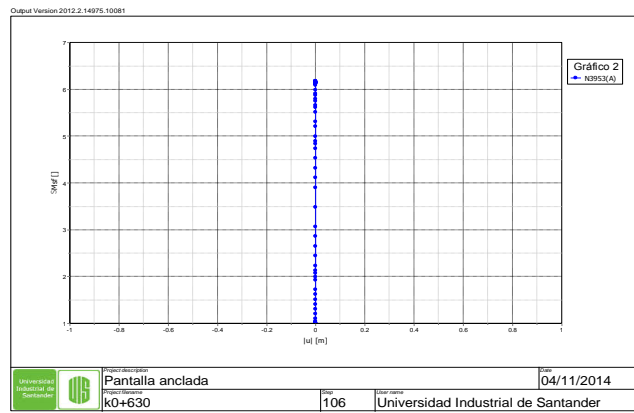
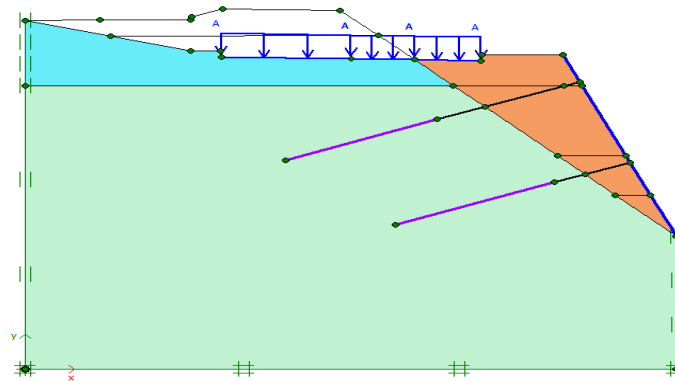


Figura 11. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K0+630, para pantallas ancladas.



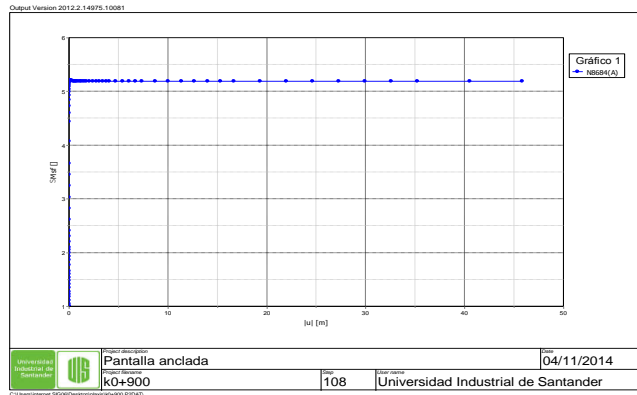
Modelo del perfil K0+900 en PLAXIS 2D se muestran en la **Figura 12**.

Figura 12. Modelo de pantallas ancladas en PLAXIS 2D, perfil K0+900



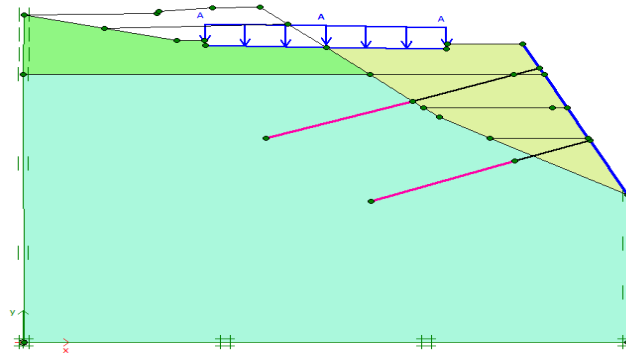
Después de modelar se obtienen los resultados de deformaciones y de factor de seguridad del perfil k0+900 que se muestran en las **Figuras 13 y 14**.

Figura 13. Grafica del factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900, para pantallas ancladas.



Modelo del perfil K1+150 en PLAXIS 2D se muestran en la **Figura 15**.

Figura 14. Modelo de pantallas ancladas en PLAXIS 2D, perfil K1+150



Luego del dimensionamiento se procede a modelar en PLAXIS 2D para poder obtener los factores de seguridad y deformaciones de cada uno de los perfiles mostrados en la **Tabla 3**, y en las **Figuras 16 y 17** lo arrojado por el software.

Figura 15. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k1+150, para pantallas ancladas.

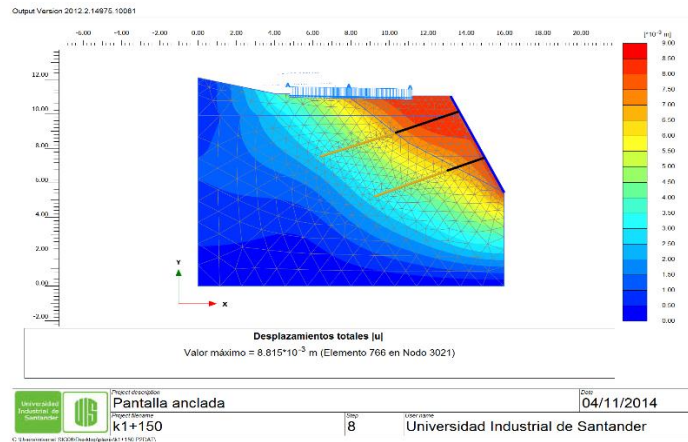
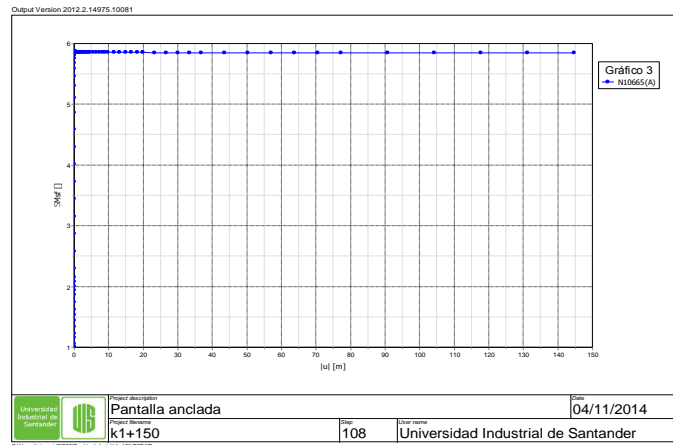


Figura 16. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K1+150, para pantallas ancladas.



Los resultados de cada sistema de pantallas ancladas se muestran en la **Tabla 3**.

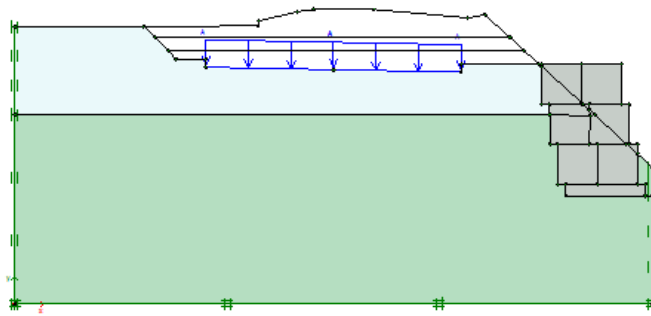
Tabla 3. Deformaciones máximas y factores de seguridad dinámica para cada sección de los diferentes taludes con su correspondiente altura.

PANTALLAS ANCLADAS			
Sección	Altura [m]	Deformación [m]	F.S
K0+630	3.5	3.400E-3	6.152
K0+900	7.3	7.478E-3	5.196
K1+150	6.7	8.815E-3	5.863

6.3.2 Muros en gavión. Para este sistema se empezó con unas condiciones iniciales mínimas para así seguir iterando hasta obtener las favorables.

Las medidas que se trabajaron fueron gaviones tipo de 1 m de ancho, altos y de profundidad, y como base de 1 colchonetas de 0.3 de altura por 3 por 1 m [17], luego son dimensionadas en el software. En la **Figura 12** se ilustra el modelo de muro gavión del perfil k0+630.

Figura 17. Modelo de PLAXIS 2D, muro gavión para el perfil k0+630



Después de modelar se obtienen los resultados de deformaciones y de factor de seguridad del perfil k0+630 que se muestran en las **Figuras 19 y 20**.

Figura 18. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k0+900, para Muro Gavión.

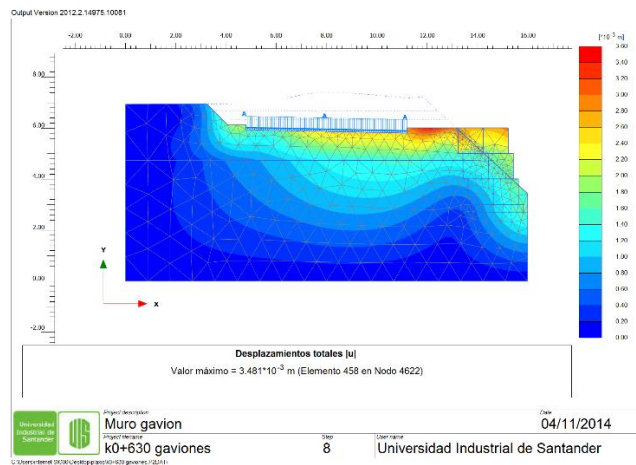
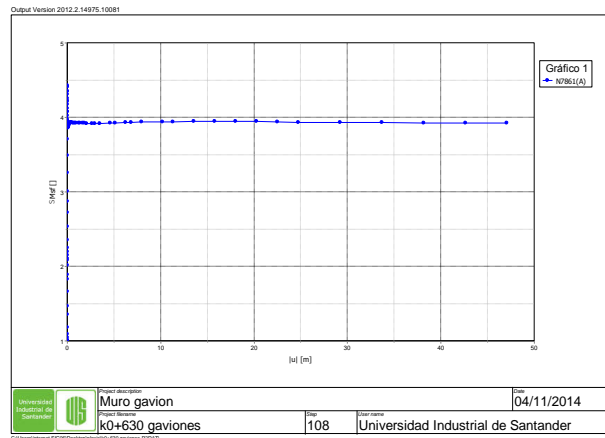
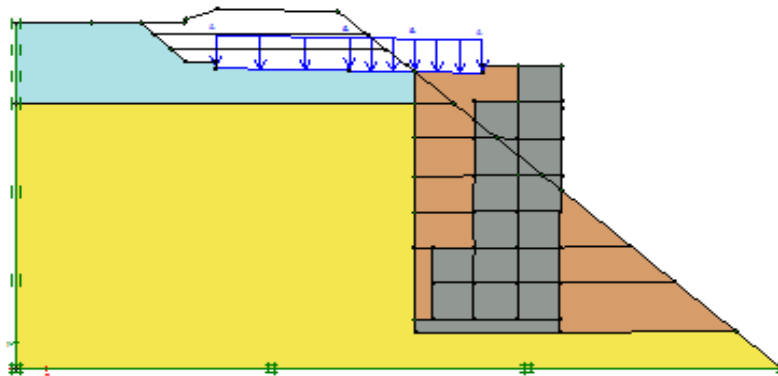


Figura 19. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900, para Muro Gavión



En la **Figura 21** se ilustra el modelo de muro gavión del perfil k0+900.

Figura 20. Modelo de PLAXIS 2D, muro gavión para el perfil k0+900



Luego son modeladas para poder obtener los resultados de sus deformaciones y factor de seguridad como son mostradas en las **Figuras 19** y **20**.

Figura 21. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k0+900, para Muro Gavión.

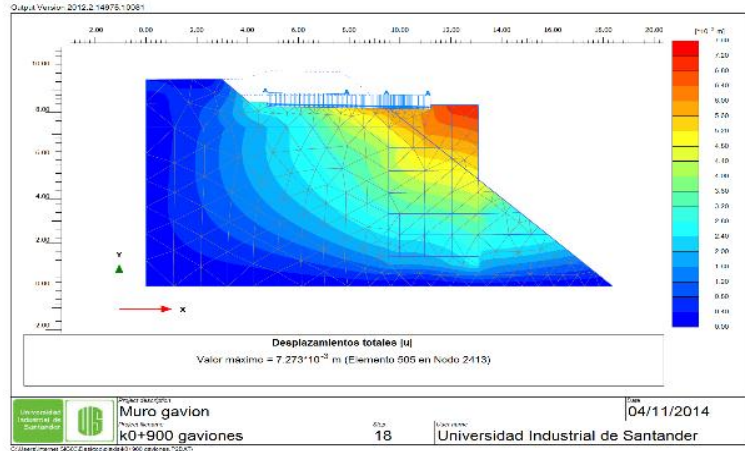
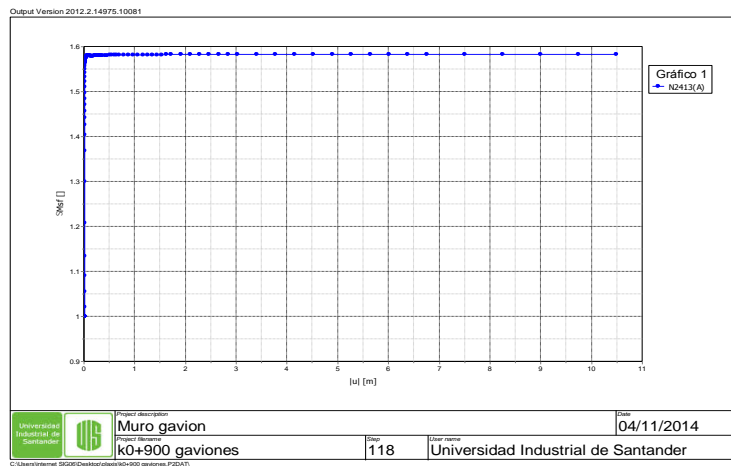
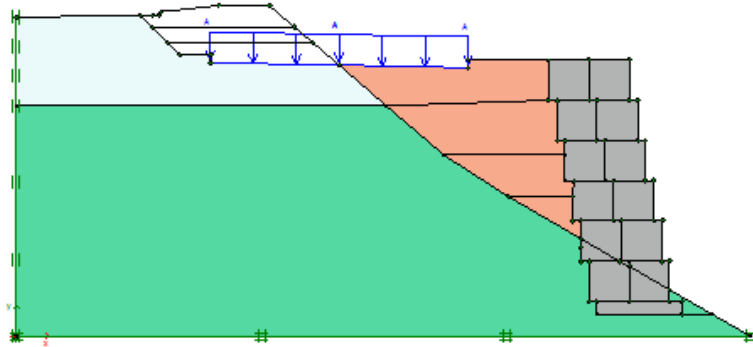


Figura 22. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900, para Muro Gavión



En la **Figura 21** se ilustra el modelo de muro gavión del perfil k0+900.

Figura 23. Modelo de PLAXIS 2D, muro gavión para el perfil k1+150



Luego son modeladas para poder obtener los resultados de sus deformaciones y factor de seguridad como son mostradas en las **Tablas 4** y **Figuras 22** y **23**.

Figura 24. Resultado de PLAXIS deformación máxima para el perfil k1+150, para Muro Gavión

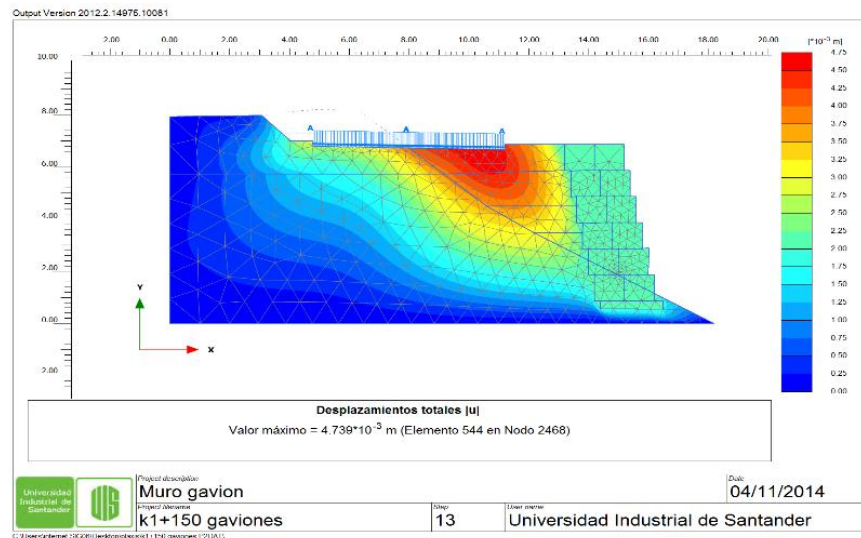
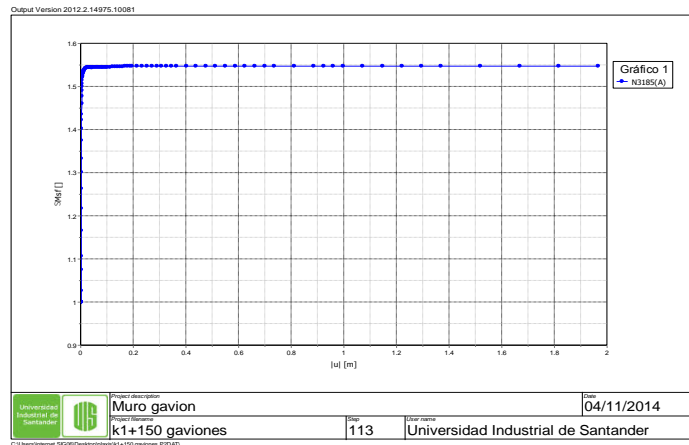


Figura 25. Gráfica del factor de seguridad dinámico para el perfil K1+150, para Muro Gavión



Los resultados de cada sistema de contención de muros en gavión son vistos en la siguiente **Tabla 4**.

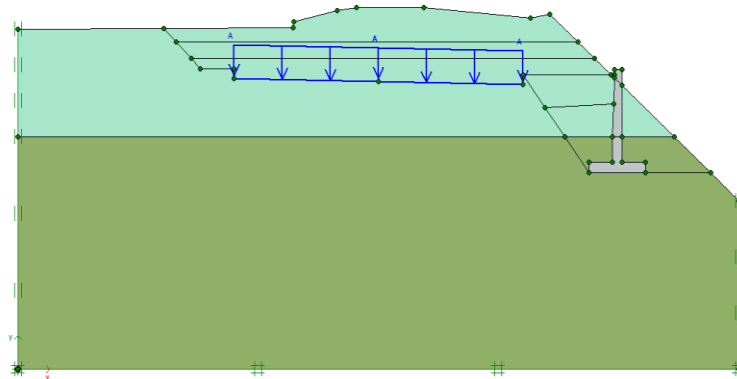
Tabla 4. Deformaciones máximas y factores de seguridad dinámica para cada sección de los diferentes taludes con su correspondiente altura.

MURO EN GAVIÓN			
Sección	Altura [m]	Deformación [m]	F.S
K0+630	3.5	3.481E-3	3.922
K0+900	7.3	7.273E-3	1.586
K1+150	6.7	4.739E-3	1.553

6.3.3 Muro en concreto reforzado. Conociendo los datos del estudio geotécnico del suelo y los materiales de cada uno de los elementos, se procede a comprobar que tan factible es el uso del muro en concreto reforzado. Para ello se utiliza la herramienta computacional PLAXIS 2D, donde se dibujaría la geometría del muro para cada talud de diferente altura. Teniendo en cuenta las condiciones mínima y así calcular el factor de seguridad y observar las deformaciones que se ocasionarían en dicho talud.

Teniendo las propiedades y geometría de cada talud junto con dicho sistema, se procede a importarlo al software PLAXIS 2D e ingresar sus propiedades correspondientes como se muestra en la **Figura 24** para el perfil k0+630.

Figura 26. Modelo de PLAXIS 2D, para el muro en concreto reforzado en el perfil K0+630



Después de haber modelado las secciones se puede conocer la deformación máxima del talud en la **Figura 25**, así como el factor de seguridad del mismo, como se muestra en la **Figura 26**.

Figura 27. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+630. Para muro en concreto reforzado.

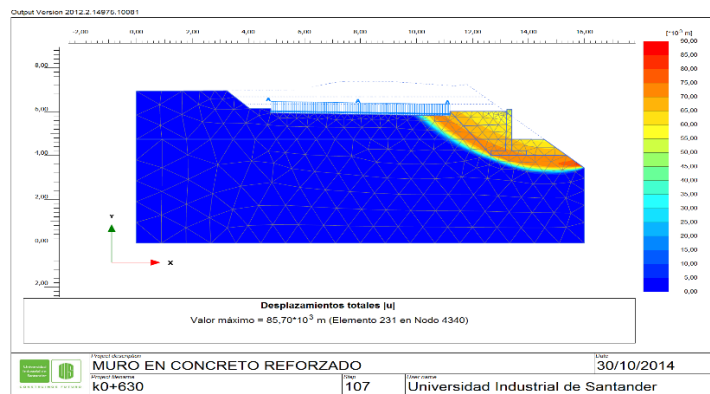
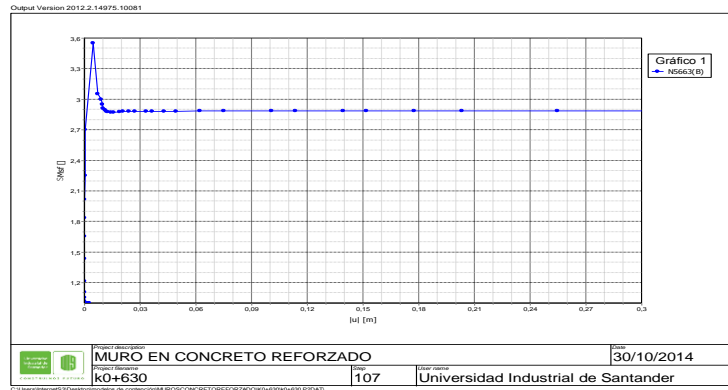
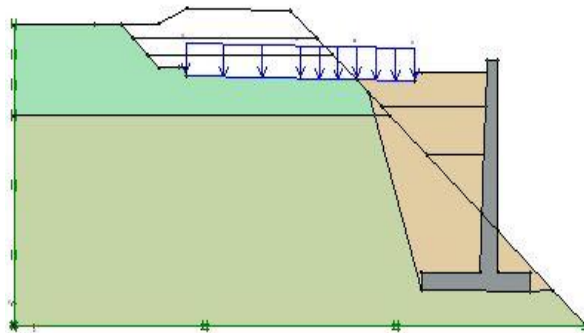


Figura 28. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K0+630. Para muro en concreto reforzado.



En la **Figura 27** se ilustra el modelo de muro gavión del perfil k0+900.

Figura 29. Modelo de PLAXIS 2D, para el muro en concreto reforzado en el perfil K0+900



Luego de haber modelado las secciones se puede conocer la deformación máxima del talud en la **Figura 28**, así como el factor de seguridad del mismo, como se muestra en la **Figura 29**.

Figura 30. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+900.
Para muro en concreto reforzado.

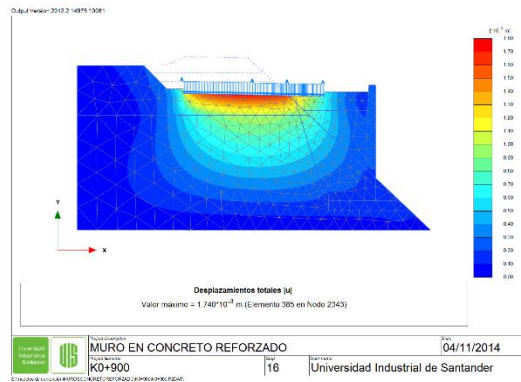
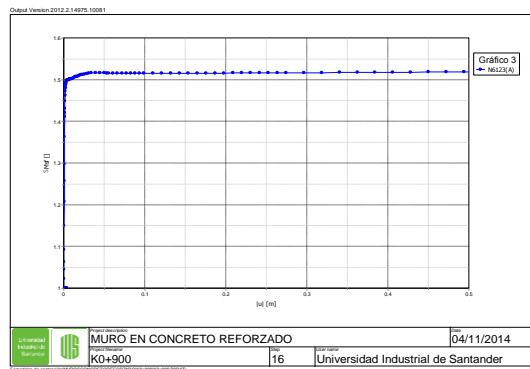
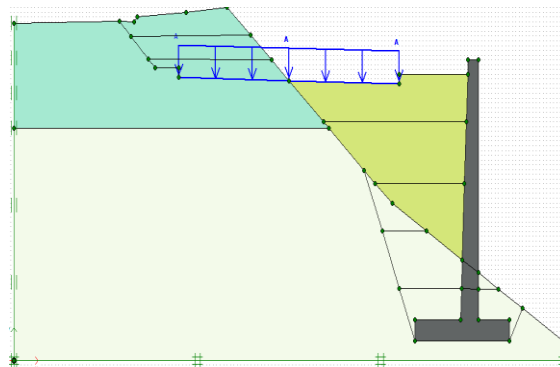


Figura 31. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900. Para muro en concreto reforzado.



En la **Figura 30** se ilustra el modelo de muro gavión del perfil k1+150.



Después de modelar las secciones se puede conocer la deformación máxima del talud en la **Figura 30**, así como el factor de seguridad del mismo, como se muestra en la **Figura 31**.

Figura 32. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K1+150. Para muro en concreto reforzado.

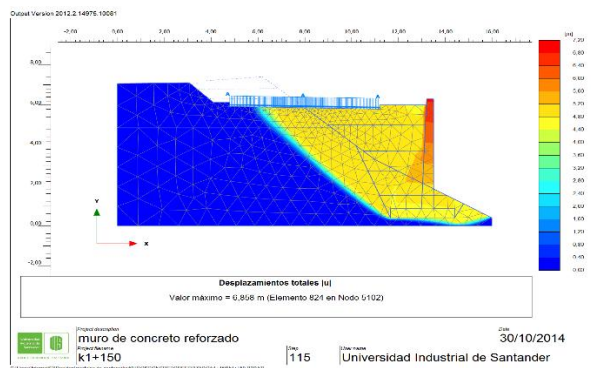
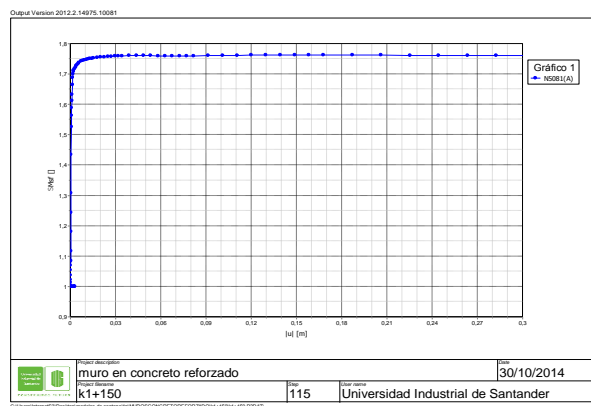


Figura 33. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K1+150. Para muro en concreto reforzado.



Los valores correspondientes a las deformaciones máximas y factores de seguridad para cada una de las secciones son mostrados en la **Tabla 5**.

Tabla 5. Deformaciones máximas y factor de seguridad dinámico para cada sección de los diferentes taludes con su respectiva altura.

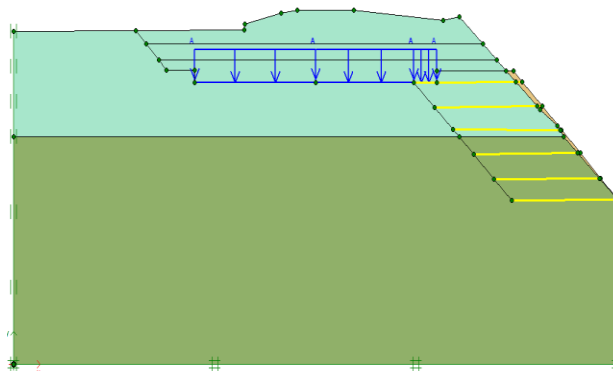
MURO EN CONCRETO REFORZADO			
Sección	Altura [m]	Deformación [m]	F.S
K0+630	3.5	1.861E-3	2.887
K0+900	7.3	1.740E-3	1.518
K1+150	6.7	1.771E-3	1.762

6.3.4 Tierra armada En este caso se utilizó como refuerzo para el relleno el geotextil 2400T, donde sus propiedades se ingresaron con la de los diferentes suelos y el relleno suministrado, en el programa PLAXIS 2D, para así obtener el resultado de factor de seguridad y conocer la deformación de cada talud.

En los diferentes taludes se trabajaron con las condiciones mínimas según la altura del talud, para la longitud del geotextil, donde su espaciamiento se busca de tal manera que cumpla con el factor de seguridad y se minimice los costos en la cantidad de material.

Conociendo las propiedades y geometría de cada talud junto con dicho sistema, se procede a importarlo al software PLAXIS 2D e ingresar sus propiedades correspondientes como se muestra el perfil k0+630 en la **Figura 32**.

Figura 34. Modelo de PLAXIS 2D, para muro en tierra armada en el perfil K0+630.



Después de modelar las secciones se puede conocer la deformación máxima del talud en la **Figura 33**, así como el factor de seguridad del mismo, como se muestra en la **Figura 34**.

Figura 35. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+630. Para muro en tierra armada.

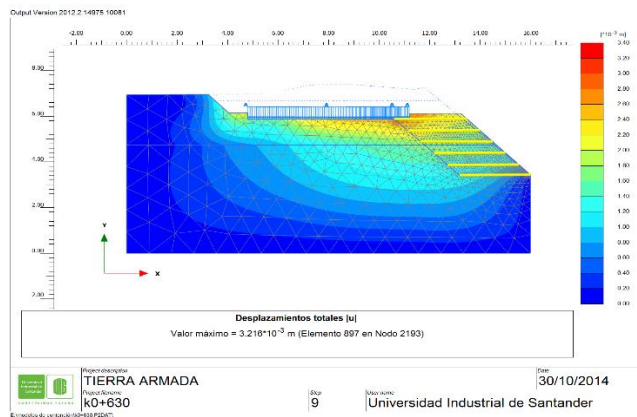
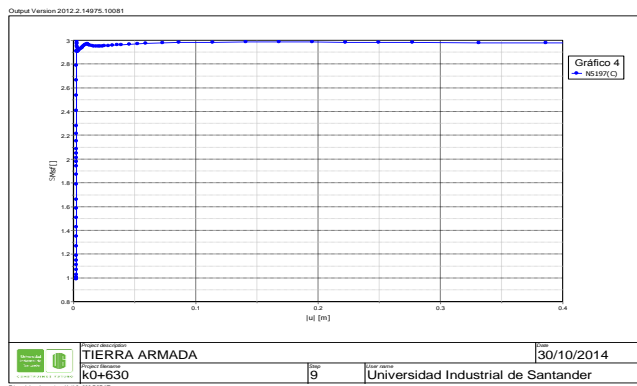
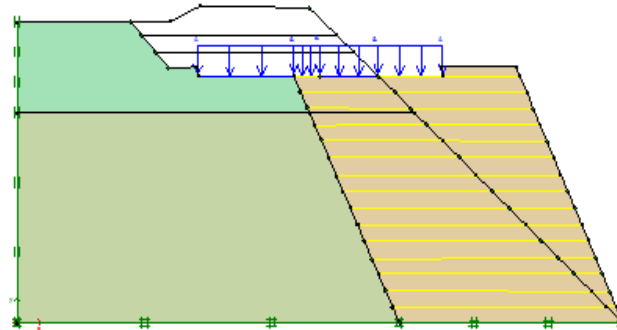


Figura 36. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K0+630. Para muro en tierra armada.



En la **Figura 35** se ilustra el modelo de muro gavión del perfil k0+900.

Figura 37. Modelo de PLAXIS 2D, para muro en tierra armada en el perfil K0+900.



Luego de haber modelado las secciones se puede conocer la deformación máxima del talud en la **Figura 36**, así como el factor de seguridad del mismo, como se muestra en la **Figura 37**.

Figura 38. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+900. Para muro en tierra armada.

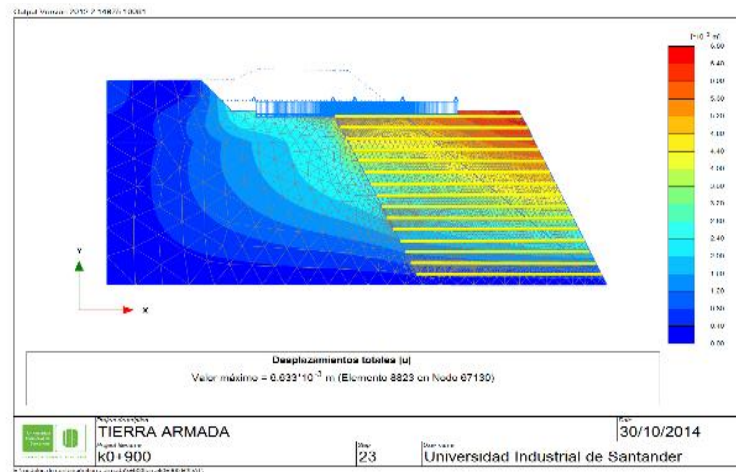
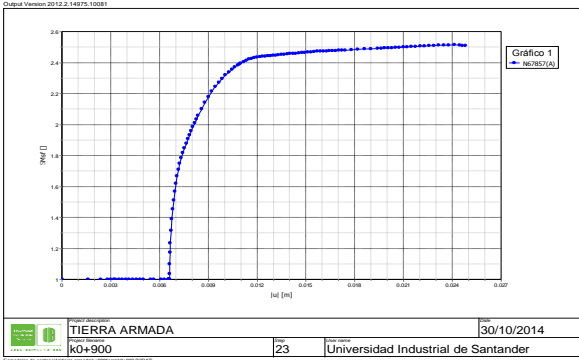
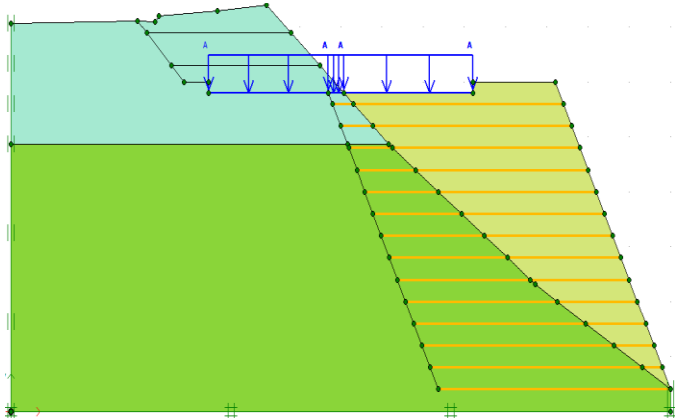


Figura 39. Grafica de factor de seguridad dinámico para el perfil K0+900. Para muro en tierra armada.



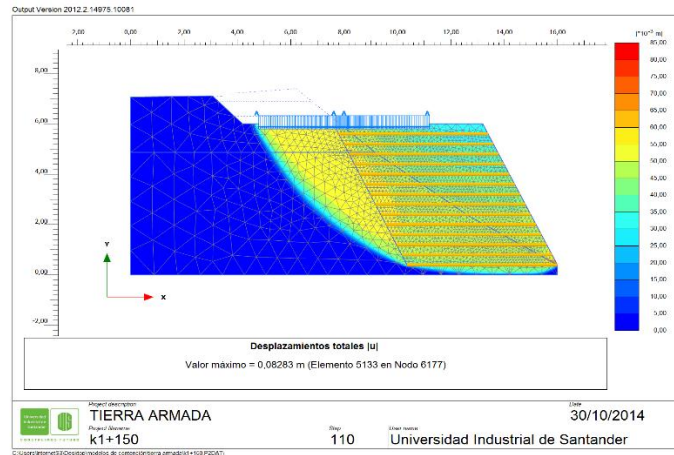
Modelo del perfil K1+150 en PLAXIS 2D se muestran en la **Figura 38**.

Figura 40. Modelo de PLAXIS 2D, para muro en tierra armada en el perfil K1+150.



Luego de haber modelado las secciones se puede conocer la deformación máxima del talud en la **Figura 38**, así como el factor de seguridad del mismo, como se muestra en la **Figura 39**.

Figura 41. Resultados de PLAXIS deformación máxima para el perfil K0+900.
Para muro en tierra armada.



Los valores correspondientes a las deformaciones máximas y factores de seguridad para cada una de las secciones son mostrados en la **Tabla 6**.

Tabla 6. Deformaciones máximas y factor de seguridad dinámico para cada sección de los diferentes taludes con su respectiva altura.

TIERRA ARMADA			
Sección	Altura [m]	Deformación [m]	F.S
K0+630	3.5	3.216E-3	2.981
K0+900	7.3	6.633E-3	2.51
K1+150	6.7	6.583E-3	2.477

6.4 CÁLCULO DE COSTOS APROXIMADOS DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Para el cálculo de las cantidades se tomó cada sistema de contención de los perfiles seleccionados, empezando con el perfil más crítico de una altura de 7.3 m (K0+900), con base en este se calcularon los otros perfiles.

El cálculo de las cantidades de cada sistema de contención se realizó por metro lineal, para así obtener una aproximación en costos.

Se inició con el muro en gaviones, en el cual se tuvo en cuenta la altura, su profundidad y el espesor de cada uno de los materiales que lo conforman. Seguidamente con pantallas ancladas, pero en este método solo se calculó la cantidad de metro cúbicos que requiere la colocación de los anclaje incluyendo (perforación, lechada y pretensado), cantidad en metros lineales necesarios para la elaboración de la pantalla y su mano de obra, el resto de materiales son despreciables en su costo. Luego con el muro en concreto reforzado en el cálculo de las cantidades se incluyó lo que genera costos considerables como: la mezcla de concreto de 21 MPA, encofrado en madera, suministro, transporte, preparación y colocación de aceros de refuerzos, relleno y compactación de material de la zona.

En el método de tierra armada se realizaron cálculos al relleno y compactación de la zona, geotextil tejido 2400 T, geotextil no tejido para filtros y al ecomatriz / malla plástica. De la misma manera se realizó el cálculo de las cantidades para los dos perfiles restantes en el caso de estudio conexión oriente – occidente a través del corredor de la calle 54.

Después de lograr dichas cantidades de todos los sistemas de contención de cada perfil, se realizan los cálculos de presupuestos. [18]

En la **Tabla 7,8 y 9** se presentan los costos directos por metro lineal de cada uno de los sistemas de contención de cada perfil transversal.

Tabla 7. Costos aproximados por metro lineal para el perfil k1+630. H=3.5 m

PERFIL TRANSVERSAL K0+630 (SONDEO 1)			
ÍTEM	DEFORMACIONES [m]	F.S	COSTO APROXIMADO \$
GAVIONES	3.481x10-3	3,922	\$1,856,800
PANTALLAS ANCLADAS	3.216x10-3	2,981	\$ 2,956,200
TIERRA ARMADA	1.861x10-3	2,887	\$1,915,700
MUROS EN CONCRETO REFORZADO	3.4x10-3	6,152	\$2,542,300

Tabla 8. Costos aproximados por metro lineal para el perfil k0+900. H= 7.3 m

PERFIL TRANSVERSAL K0+900 (SONDEO 2)			
ÍTEM	DEFORMACIONES [m]	F.S	COSTO APROXIMADO \$
GAVIONES	7.273x10-3	1,586	\$4,154,000
PANTALLAS ANCLADAS	6.633x10-3	2.51	\$6,609,600
TIERRA ARMADA	1.74x10-3	1,518	\$4,499,900
MUROS EN CONCRETO REFORZADO	7.478x10-3	5,196	\$5,801,300

Tabla 9. Costos aproximados por metro lineal para el perfil k1+150. H= 6.7 m

PERFIL TRANSVERSAL K1+150 (SONDEO 3)			
ÍTEM	DEFORMACIONES [m]	F.S	COSTO APROXIMADO \$
GAVIONES	4.739x10-3	1,553	\$3,235,090
PANTALLAS ANCLADAS	6.583x10-3	2,477	\$5,120,780
TIERRA ARMADA	1.771x10-3	1,762	\$3,384,400
MUROS EN CONCRETO REFORZADO	8.815x10-3	5,863	\$4,587,000

Teniendo en cuenta los costos aproximados de construcción, altura del talud, factor de seguridad y el proceso de construcción del sistema de contención, según los resultados del proyecto se recomienda para el perfil k0+630 estabilizarlo con muro en gavión. Debido a que la relación de factor de seguridad - costo aproximado es la más viable, también es recomendable por su facilidad en construcción y otra alternativa sería muro en tierra armada, pero la relación factor de seguridad- costo aproximado es un poco más alto.

Al tener presente los costos aproximados de construcción, altura del talud, factor de seguridad y el proceso de construcción del sistema de contención, según los resultados del proyecto se recomienda para el perfil k0+900 estabilizarlo con muro en tierra armada. Debido a que cumple con los parámetros de factor de seguridad según la NSR-10 título H a menor costo aproximado.

En el perfil K1+150 se recomienda estabilizarlo con el sistema de contención muro en tierra armada, según los resultados del proyecto al tener en cuenta los costos aproximados de construcción, altura del talud, factor de seguridad y el proceso de

construcción del sistema de contención. Dicho sistema es más viable por su fácil construcción, bajo costo y un factor de seguridad estable.

6.5 ANALISIS DE VENTAJAS Y DESVENTAJA DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN

En la **Tabla 10** se observa un análisis de los Sistemas de contención estudiados.

Tabla 10. Análisis de ventajas y desventajas de los sistemas de contención propuestos.

SISTEMAS DE CONTENCIÓN	VENTAJAS	DESVENTAJAS
MURO EN GAVIÓN	Realización en la obra y su colocación resulta particularmente simple, no se requiere de mano de obra especializada; los materiales son de origen local.	La máxima altura es de 4.5 m después generan costos altos.
	Por lo general este método es muy económico (costo entre 4 y 5 veces menor que el de un metro cubico de concreto).	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos.
	Deformabilidad que le permite a la estructura adaptarse a los movimientos imprevistos sin perjudicar su capacidad portante.	Tienen una vida media de 10 años.
PANTALLAS ANCLADAS	Su proceso constructivo se realiza de arriba hacia abajo, por lo que no se necesita relleno artificial.	La existencia de ambientes agresivos que puedan dañar los componentes del bulbo o anclaje si estos no están protegidos adecuadamente.
	Ocupar menos espacios durante su instalación comparados con otros sistemas.	No son recomendados para bajas alturas por sus costos elevados.
	Mantener la estabilidad de taludes y cortes en situaciones especiales donde constituyen la única solución posible.	No son efectivos en suelos blandos, ya que pueden causar deformaciones excesivas en la masa de suelo.
MURO EN CONCRETO REFORZADO	Pueden emplearse en alturas grandes (superiores a diez metros), previo su diseños estructural y estabilidad.	Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales.
	Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilidad de deslizamiento de masas grandes de suelo.
MURO TIERRA ARMADA	Es un sistema económico comparado con los otros sistemas de contención.	Requiere de personal especializado al momento de su ejecución.
	Técnicamente se pueden diseñar estructuras de gran altura.	Tener protección adecuada a las armaduras frente a la corrosión, de lo contrario puede poner en peligro todo el sistema.
	Es una técnica flexible tanto a nivel de adaptabilidad topográfica, ya que asume cualquier forma, como a nivel de absorciones asiento en cimentación.	Requiere de un espacio amplio para la base.

7. CONCLUSIONES

Con la disponibilidad del plano del levantamiento topográfico en el software AutoCAD, se pudieron diseñar por medio de esta misma herramienta computacional, tres perfiles transversales de diferentes alturas donde estaban realizados sus respectivos sondeos para así poder llevar a cabo el inicio del proyecto.

Para la selección de un sistema de contención adecuado en un talud, es de gran importancia establecer y conocer las condiciones geológicas, donde se pretende realizar el sistema de contención, así como los factores de resistencia, altura, pendiente entre otros para así obtener una contención de muy buena calidad y eficiencia.

Los sistemas de contención propuestos dan solución a la inestabilidad que produce la ampliación de la vía, generando variabilidad en los costos, uno de los sistemas más viables en costos es el muro en gaviones, pero se recomienda para alturas máximas de 4.5 metros debido a que a partir de ahí generan un costo elevado.

El software PLAXIS 2D permite realizar cálculos de inestabilidad por fases, obteniendo resultados de factores de seguridad y deformaciones máximas, lo cual por su efectividad permitió conocer la viabilidad de cada sistema en cuanto a estabilidad.

En el caso de aplicación de la conexión oriente-occidente a través del corredor de la calle 54, se realizaron cuatro de modelos para cada perfil, al observar la rapidez y facilidad de construcción, se obtuvo que el muro en tierra armada cumplía con las condiciones en cuanto a tiempo en obra de construcción.

Teniendo en cuenta las deformaciones, factor de seguridad y los costos aproximados de construcción presentados en las tablas 7, 8 y 9, las pantallas ancladas solo son recomendables para casos donde existan zonas urbanas, construcción de sótanos y alturas muy elevadas.

Algunos de los sistemas de contención propuestos generan problemas por el espacio que requieren para su construcción, en nuestro caso de aplicación el sistema que mejor comportamiento tiene con respecto a los espacios vecinos es el de pantallas ancladas ya que necesita poco espacio para su ejecución.

Teniendo en cuenta que se tomaron tres perfiles de diferentes alturas, en donde el perfil K0+900 y perfil K1+150 tienen unos resultados parecidos en factor de seguridad y en costos, dando como resultado la misma recomendación en estabilidad como muro en tierra armada, los perfiles con el mismo tipo de suelo y alturas similares requieren del mismo sistema de contención para estabilizar el talud.

BIBLIOGRAFIA

Deslizamientos: Técnicas de remediación; file:///C:/Users/USER/Downloads/libro deslizamientost2_cap6%20(1).pdf, [citado de 10 de Septiembre de 2014].

Deslizamientos: Técnicas de remediación; file:///C:/Users/USER/Downloads /librodeslizamientost2_cap4%20(1).pdf, [citado de 10 de septiembre de 2014].

ESCRIBANO RÓDENAS M; Modelado Térmico de Componentes Magnéticos en Electrónica de Potencia de Alta Frecuencia mediante Técnicas Analíticas y de Análisis por Elementos Finitos. [Tesis Doctoral]. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Madrid. Universidad Politécnica de Madrid 2005.

Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras; file:///C:/Users/USER/Downloads/docu_publicaciones5.pdf [citado 3 de septiembre 2014].

Manual de anclajes en obras de tierra, http://www.serbi.ula.ve/serbiula/libros-electronicos/Libros/manual_anclaje/pdf/librocompleto.pdf , [citado de 20 de septiembre de 2014].

Martínez Vera Eder Hernaldo, Construcción de muros de contención en zonas urbanas: análisis comparativo de costos para las soluciones más usadas. [Tesis de pregrado], Universidad Austral de Chile, 2008.

Muros de contención en concreto reforzado http://www.idrd.gov.co/especificaciones/index.php?option=com_content&view=article&id=1729&Itemid=1356 , [citado de 1 de septiembre de 2014].

Muros de contención: <http://www.scribd.com/doc/35245773/MUROS-DE-CONTENCION> [Citado 1 de septiembre 2014].

Muros o pantallas con anclajes pretensionadas <file:///C:/Users/USER/Downloads/muros%20anclados.pdf> , [citado de 8 de septiembre de 2014].

NSR_10 Titulo H estudios Geotécnicos H.2.4 Factores de seguridad. P.7 Obras en gaviones, [file:///C:/Users/USER/Downloads/268-erosion-tema7-obrasengaviones%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/USER/Downloads/268-erosion-tema7-obrasengaviones%20(1).pdf), [citado de 1 octubre de 2014].

PLAXIS 2D: <http://www.plaxis.nl/plaxis2d/> [citado de 1 octubre de 2014].

Presupuesto y programación de obras civiles, <http://books.google.com.co/books?id=Xa9QjNNHLHwC&pg=PA39&lpg=PA39&dq=calculos+de+cantidades+en+obras&source=bl&ots=geAajbUbv4&sig=bdMwZAq0Jo312836wpXs1bE62qA&hl=es&sa=X&ei=Z7hWVPbgHY-RsQSHk4HIBA&ved=0CFkQ6AEwDQ#v=onepage&q=calculos%20de%20cantidades%20en%20obras&f=false> , [citado de 5 septiembre de 2014].

Soluciones especiales, <http://solucionesespeciales.net/MedioAmbiente/Gaviones/GavionesProyectos.aspx> , [citado de 5 de octubre de 2014].

Suarez Díaz Jaime, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, editorial Universidad Industrial de Santander, 2001, cap. 14, p. 1500.

Suarez Díaz Jaime, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, editorial Universidad Industrial de Santander, 2001, cap. 4, p. 1500.

Tatiana Santos. Estudio de Factibilidad de un Proyecto de Inversión: Etapas en su Estudio. Contribuciones a la Economía. <http://www.eumed.net/ce/>. [citado 10 de Julio de 2014].

Tierra reforzada S.A http://www.tierrareforzada.com/index.php?option=com_k2&view=item&layout=item&id=25&Itemid=65 , [citado de 28 de octubre de 2014].

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] Suarez Díaz Jaime, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, editorial Universidad Industrial de Santander, 2001, cap. 14, p. 1500.

[2] Muros de contención: <http://www.scribd.com/doc/35245773/MUROS-DE-CONTENCION> [Citado 1 de septiembre 2014].

[3] Suarez Díaz Jaime, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, editorial Universidad Industrial de Santander, 2001, cap. 4, p. 1500.

[4] Tatiana Santos. Estudio de Factibilidad de un Proyecto de Inversión: Etapas en su Estudio. Contribuciones a la Economía. <http://www.eumed.net/ce/>. [citado 10 de Julio de 2014].

[5] Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras; file:///C:/Users/USER/Downloads/docu_publicaciones5.pdf [citado 3 de septiembre 2014].

[6] Deslizamientos: Técnicas de remediación; [file:///C:/Users/USER/Downloads/librodeslizamientost2_cap6%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/USER/Downloads/librodeslizamientost2_cap6%20(1).pdf), [cicado de 10 de Septiembre de 2014].

[7] Martínez Vera Eder Hernaldo, Construcción de muros de contención en zonas urbanas: análisis comparativo de costos para las soluciones más usadas. [Tesis de pregrado], Universidad Austral de Chile, 2008.

[8] NSR_10 Titulo H estudios Geotécnicos H.2.4 Factores de seguridad. P.7

[9] ESCRIBANO RÓDENAS M; Modelado Térmico de Componentes Magnéticos en Electrónica de Potencia de Alta Frecuencia mediante Técnicas Analíticas y de Análisis por Elementos Finitos. [Tesis Doctoral]. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Madrid. Universidad Politécnica de Madrid 2005.

[10] PLAXIS 2D: <http://www.plaxis.nl/plaxis2d/> [citado de 1 octubre de 2014].

[11] Soluciones especiales, <http://solucionesespeciales.net/MedioAmbiente/Gaviones/GavionesProyectos.aspx> , [citado de 5 de octubre de 2014].

[12] Tierra reforzada S.A http://www.tierrareforzada.com/index.php?option=com_k2&view=item&layout=item&id=25&Itemid=65 , [citado de 28 de octubre de 2014].

[13] Muros de contención en concreto reforzado http://www.idrd.gov.co/especificaciones/index.php?option=com_content&view=article&id=1729&Itemid=1356 , [citado de 1 de septiembre de 2014].

[14] Muros o pantallas con anclajes pretensionadas <file:///C:/Users/USER/Downloads/muros%20anclados.pdf> , [citado de 8 de septiembre de 2014].

[15] Deslizamientos: Técnicas de remediación; [file:///C:/Users/USER/Downloads/librodeslizamientost2_cap4%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/USER/Downloads/librodeslizamientost2_cap4%20(1).pdf), [citado de 10 de septiembre de 2014].

[16] Manual de anclajes en obras de tierra, http://www.serbi.ula.ve/serbiula/libros-electronicos/Libros/manual_anclaje/pdf/librocompleto.pdf , [citado de 20 de septiembre de 2014].

[17] Obras en gaviones, file:///C:/Users/USER/Downloads/268-erosion-tema7-obrasengaviones%20(1).pdf, [citado de 1 octubre de 2014].

[18] Presupuesto y programación de obras civiles, <http://books.google.com.co/books?id=Xa9QjNNHLHwC&pg=PA39&lpg=PA39&dq=calculos+de+cantidades+en+obras&source=bl&ots=geAajbUbv4&sig=bdMwZAq0Jo312836wpXs1bE62qA&hl=es&sa=X&ei=Z7hWVPbgHY-RsQSHk4HIBA&ved=0CFkQ6AEwDQ#v=onepage&q=calculos%20de%20cantidades%20en%20obras&f=false> , [citado de 5 septiembre de 2014].