

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Propuesta de estándares y recomendaciones a la Asociación Guatemalteca de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica “AMSIG” para la creación de la norma de diseño y ejecución de muros típicos de contención en Guatemala

Trabajo de graduación en modalidad de tesis presentado por Génesis Dardanée Rosal Rosales para optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil Arquitectónica

Guatemala
2025

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería

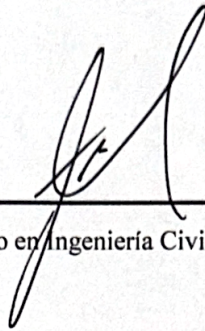


Propuesta de estándares y recomendaciones a la Asociación Guatemalteca de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica “AMSIG” para la creación de la norma de diseño y ejecución de muros típicos de contención en Guatemala

Trabajo de graduación en modalidad de tesis presentado por Génesis Dardanée Rosal Rosales para optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil Arquitectónica

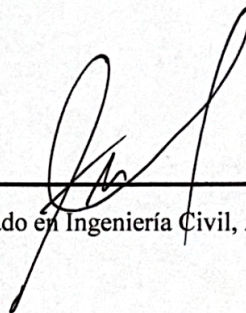
Guatemala
2025

V.ºB.º



(Licenciado en Ingeniería Civil, Andrés Herrera)

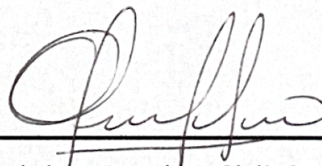
Tribunal examinador:



(Licenciado en Ingeniería Civil, Andrés Herrera)



(Licenciado en Ingeniería Civil, Álvaro Rubio)



(Licenciado en Ingeniería Civil, Otoniel Echeverría)

Fecha de aprobación del examen de graduación:

Guatemala, 17 de junio de 2025

ÍNDICE DE CONTENIDO

Resumen.....	xvii
Abstract.....	xix
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. JUSTIFICACIÓN.....	3
III. OBJETIVOS.....	5
A. Objetivo general.....	5
B. Objetivos específicos.....	5
IV. MARCO TEÓRICO.....	7
A. Anclajes activos.....	7
1. ¿Qué son?.....	7
2. Introducción y campo de aplicación.....	7
3. Definiciones y símbolos.....	8
a. Definiciones generales.....	8
b. Definiciones generales.....	9
c. Términos específicos de las pruebas, controles y vigilancias.....	10
d. Símbolos.....	11
e. Letras latinas.....	12
4. Necesidades específicas para el tipo de trabajo.....	13
5. Reconocimiento geotécnico.....	13
a. General.....	13
b. Requerimientos específicos.....	13
6. Materiales y productos.....	13
a. Generalidades.....	13
b. Cabeza de anclaje.....	14
c. Cuñas.....	14
d. Placas de acero.....	14
e. Longitud libre.....	14
f. Perforación.....	14
g. Poliducto.....	14
h. Acoples.....	15
i. Tubo de reservación.....	15
j. Tubo corrugado.....	15
k. Cables de acero.....	15

1.	Tubo de PVC.....	15
m.	Zona de bulbo.....	15
n.	Sello termo retráctil.....	15
o.	Separadores y otros elementos de perforación.....	15
p.	Fleje de metal.....	16
q.	Lechada de cemento y aditivos.....	16
7.	Diseño geotécnico de un sistema de contención con anclajes activos.....	17
a.	Generalidades.....	17
b.	Ubicación de la superficie de falla potencial crítica.....	18
c.	Diseño de la longitud libre.....	18
d.	Diseño de la zona de bulbo.....	19
8.	Temporalidad.....	20
a.	Protección contra la corrosión para sistemas de anclajes activos temporales.....	20
b.	Protección contra la corrosión para sistemas de anclajes activos permanentes.....	21
9.	Pruebas de carga.....	21
a.	Prueba de aceptación.....	21
b.	Prueba de investigación.....	22
B.	Anclajes pasivos.....	22
1.	¿En qué consiste?.....	22
2.	Introducción y campo de aplicación.....	22
a.	Estructura de contención en corte.....	23
3.	Necesidades específicas para el tipo de trabajo.....	23
4.	Reconocimiento geotécnico.....	23
a.	General.....	23
b.	Requerimientos específicos.....	23
c.	Suelo competente.....	23
d.	Suelos no favorables.....	24
5.	Materiales y productos.....	24
a.	General.....	24
b.	Elementos de refuerzo.....	24
c.	Lechada.....	25
d.	Sistema de revestimiento.....	25
e.	Drenaje.....	26
6.	Diseño geotécnico de sistemas de contención con soil nailing.....	26
a.	Introducción.....	26

b.	Diseño de muro	26
c.	Espaciamiento de soil nailing.....	26
d.	Inclinación de soil nailing	27
e.	Longitud de soil nailing	27
f.	Detalles de la protección contra la corrosión	27
g.	Propiedades de los materiales	27
7.	Estabilidad.....	28
a.	Estabilidad general	28
b.	Estabilidad global.....	28
8.	Temporalidad	28
a.	Recubrimiento de lechada.....	29
b.	Recubrimiento con epóxico.....	29
c.	Galvanizado	29
d.	Protección contra la corrosión en la cabeza de la barra	29
9.	Pruebas de carga.....	30
a.	Prueba de extracción	30
b.	Prueba de ensayo.....	30
c.	Prueba de fluencia.....	30
C.	Diseño de cubiertas de distribución de carga de los anclajes.....	30
1.	Mínimos	31
2.	Tipos de materiales	31
a.	Acero de refuerzo.....	31
3.	Acero mínimo	32
4.	Refuerzo a flexión.....	32
5.	Refuerzo a cortante	32
D.	Software	32
1.	Talren V5	32
2.	Plaxis 2D.....	33
3.	SAP2000	33
V.	MARCO METODOLÓGICO, RESULTADOS Y DISCUSIÓN	34
A.	Contención con sistema de anclajes pasivos para un talud típico.....	34
1.	Modelo geotécnico.....	35
2.	Diseño externo – análisis del sistema de contención	35
a.	Método de equilibrio límite.....	35
b.	Método de elementos finitos	45

3.	Diseño de interno del muro de soil nailing	48
a.	Diseño por flexión.....	48
b.	Diseño por cortante	51
c.	Diseño de placa base	53
B.	Contención con sistema de anclajes activos para excavación típica de sótanos	58
1.	Modelo geotécnico.....	59
2.	Diseño externo – análisis del sistema de contención	59
a.	Método de equilibrio límite.....	59
b.	Método de elementos finitos	68
3.	Diseño de anclaje activo	71
a.	Cálculo de las longitudes de bulbo para anclajes.....	71
b.	Determinación de la longitud libre de los anclajes	73
c.	Capacidad estructural de los anclajes.....	74
4.	Diseño de muro de anclaje activo	75
a.	Diseño estructural de la franja anclada	75
b.	Condiciones de apoyo	76
c.	Condiciones de carga	77
d.	Elementos mecánicos.....	78
e.	Momentos resistentes.....	80
f.	Propuesta de armado	86
g.	Resto sistema de contención	86
VI.	CONCLUSIONES	88
VII.	RECOMENDACIONES	90
VIII.	BIBLIOGRAFÍA.....	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Partes de un anclaje activo.....	17
Figura 2. Modelos geotécnicos en Talren V5	32
Figura 3. Modelos geotécnicos en Plaxis 2D.....	33
Figura 4. Modelo estructural en SAP2000.....	33
Figura 5. Elevación de talud	34
Figura 6. Análisis de estabilidad talud natural, condiciones estáticas	36
Figura 7. Análisis de estabilidad talud natural, condiciones pseudo-estático	36
Figura 8. Análisis de estabilidad corte 1, condiciones estáticas	37
Figura 9. Análisis de estabilidad corte 1, condiciones pseudo-estático	37
Figura 10. Análisis de estabilidad corte 2, condiciones estáticas.....	38
Figura 11. Análisis de estabilidad corte 2, condiciones pseudo-estático	38
Figura 12. Análisis de estabilidad corte 3, condiciones estáticas.....	39
Figura 13. Análisis de estabilidad corte 3, condiciones pseudo-estático	39
Figura 14. Análisis de estabilidad corte 4, condiciones estáticas.....	40
Figura 15. Análisis de estabilidad corte 4, condiciones pseudo-estático	40
Figura 16. Análisis de estabilidad corte 5, condiciones estáticas.....	41
Figura 17. Análisis de estabilidad corte 5, condiciones pseudo-estático	41
Figura 18. Análisis de estabilidad corte 6, condiciones estáticas.....	42
Figura 19. Análisis de estabilidad corte 6, condiciones pseudo-estático	42
Figura 20. Análisis de estabilidad global, condiciones estáticas.....	43
Figura 21. Análisis de estabilidad global, condiciones pseudo-estático	43
Figura 22. Resumen de tratamiento típico para talud	44
Figura 23. Deformaciones totales sobre el muro de soil nailing, condición estática realizado en el software Plaxis 2D	45
Figura 24. Deformaciones totales sobre el muro de soil nailing, condición pseudo-estático realizado en el software Plaxis 2D.....	46
Figura 25. Diagrama de momento en muro con anclajes pasivos en condición estática realizado en el software Plaxis 2D	46
Figura 26. Diagrama de momento en muro con anclajes pasivos en condición pseudo-estático realizado en el software Plaxis 2D.....	47
Figura 27. Diagrama de cortante en muro con anclajes pasivos en condición estática realizado en el software Plaxis 2D	47
Figura 28. Diagrama de cortante en muro con anclajes pasivos en condición pseudo-estático realizado en el software Plaxis 2D.....	48
Figura 29. Área de acero equivalente para electromalla	49
Figura 30. Acero propuesto a flexión.....	50
Figura 31. Diagrama $\phi M_n - \phi P_n$ para muro de contención con refuerzo tipo longitudinal con doble electromalla calibre 6/6.....	50
Figura 32. Fuerza axial máxima en primera fila de anclajes pasivos.....	53
Figura 33. Elevación frontal de placa base para un anclaje pasivo.....	55

Figura 34. Detalle de muro y refuerzos para varilla no.6.....	57
Figura 35. Distribución en elevación del tratamiento típico	57
Figura 36. Planta de ubicación y colindancias del proyecto	58
Figura 37. Elevaciones del proyecto	59
Figura 38. Análisis de estabilidad corte 1, condiciones estáticas.....	61
Figura 39. Análisis de estabilidad corte 1, condiciones pseudo-estático	61
Figura 40. Análisis de estabilidad corte 2, condiciones estáticas.....	62
Figura 41. Análisis de estabilidad corte 2, condiciones pseudo-estático	62
Figura 42. Análisis de estabilidad corte 3, condiciones estáticas.....	63
Figura 43. Análisis de estabilidad corte 3, condiciones pseudo-estático	63
Figura 44. Análisis de estabilidad corte 4, condiciones estáticas.....	64
Figura 45. Análisis de estabilidad corte 4, condiciones pseudo-estático	64
Figura 46. Análisis de estabilidad corte 5, condiciones estáticas.....	65
Figura 47. Análisis de estabilidad corte 5, condiciones pseudo-estático	65
Figura 48. Análisis de estabilidad corte 6, condiciones estáticas.....	66
Figura 49. Análisis de estabilidad corte 6, condiciones pseudo-estático	66
Figura 50. Resumen de tratamiento típico para talud	67
Figura 51. Deformaciones totales sobre el muro de soil nailing, condición estática realizado en el software Plaxis 2D	68
Figura 52. Deformaciones totales sobre el muro de soil nailing, condición pseudo-estático realizado en el software Plaxis 2D	69
Figura 53. Diagrama de momento en muro con anclajes activos en condición estática realizado en el software Plaxis 2D	69
Figura 54. Diagrama de momento en muro con anclajes activos en condición pseudo-estática realizado en el software Plaxis 2D	70
Figura 55. Diagrama de cortante en muro con anclajes activos en condición estática realizado en el software Plaxis 2D	70
Figura 56. Diagrama de cortante en muro con anclajes activos en condición pseudo-estática realizado en el software Plaxis 2D	71
Figura 57. Parámetros de volumen inyectado y presión de inyección asociados a los ábacos de Bustamante.....	72
Figura 58. Ábaco de Bustamante de prediseño para anclajes activos adheridos a arenas y gravas	73
Figura 59. Cuña de falla teórica en talud	74
Figura 60. representación gráfica de variables a considerar	75
Figura 61. Ábaco de Chadeisson.....	76
Figura 62. Condiciones de apoyo.....	77
Figura 63. Momentos para el refuerzo M 1-1 (t^*m/m), cara tierra	78
Figura 64. Momentos para el refuerzo M 1-1 (t^*m/m), cara excavación.....	78
Figura 65. Momentos para el refuerzo M 2-2 (t^*m/m), cara tierra	79
Figura 66. Momentos para el refuerzo M 2-2 (t^*m/m), cara excavación.....	79
Figura 67. propiedades de barras corrugadas.....	81
Figura 68. Acero propuesto a flexión.....	81
Figura 69. Diagrama $\phi M_n - \phi P_n$ para muro de contención con refuerzo tipo longitudinal con doble electromalla calibre 6/6.....	82
Figura 70. Acero propuesto a flexión.....	83

Figura 71. Diagrama $\phi M_n - \phi P_n$ para muro de contención con refuerzo tipo longitudinal con doble electromalla calibre 6/6.....	83
Figura 72. Acero propuesto a flexión.....	84
Figura 73. Diagrama $\phi M_n - \phi P_n$ para muro de contención con refuerzo tipo longitudinal con doble electromalla calibre 6/6.....	85
Figura 74. Propuesta de armado para franja de anclaje activo de 30 toneladas.....	86
Figura 75. Distribución en elevación del tratamiento típico	87

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades mecánicas del suelo consideradas para el análisis de una contención típica de talud mediante soil nailing en la Ciudad de Guatemala	35
Tabla 2. Factores de seguridad según el análisis de estabilidad realizado en el software Talren v5	44
Tabla 3. Máxima capacidad en servicio a tensión en varilla en condiciones permanentes.....	48
Tabla 4. Propiedades mecánicas del suelo consideradas para el análisis.....	59
Tabla 5. Factores de seguridad según el análisis de estabilidad realizado en el software Talren v5.	67
Tabla 6. Datos iniciales para diseño estructural de la franja anclada.....	75
Tabla 7. Mayoración de carga y elección de espesor de muro para franja de anclajes	75
Tabla 8. Verificación de muro por cortante – simulación como losa	76
Tabla 9. Momentos máximos para zona donde se aplica el anclaje, cara tierra.....	80
Tabla 10. Momentos máximos para zona intermedia de muro, cara excavación.....	80

RESUMEN

Guatemala es un país de alta sismicidad, que lo hace vulnerable a daños estructurales, especialmente debido a la falta de normativas constructivas estandarizadas para el diseño de contenciones en sótanos y taludes. Los ingenieros civiles tienen la responsabilidad de prevenir riesgos y promover estándares que garanticen la seguridad estructural. La especificación de criterios adaptados a las necesidades del país es fundamental para mejorar las prácticas constructivas y, más aún, para asegurar la estabilidad del suelo, reduciendo riesgos y generando procesos constructivos más seguros.

Las soluciones innovadoras para la retención de sótanos y taludes se basan en información recopilada a través de pruebas de laboratorio, observaciones en campo, análisis de datos y el desarrollo de herramientas tecnológicas (Peña et al., 2011). Con el creciente auge de la construcción, especialmente en el ámbito vertical, es crucial optimizar los métodos de retención, ya que de ellos depende el desempeño estructural de las edificaciones. Este aspecto cobra mayor relevancia en zonas en proceso de urbanización, donde la implementación de estos estándares puede marcar una diferencia significativa en la seguridad y eficiencia de las construcciones.

Esta tesis se divide en dos partes. En la primera, se presentan estándares y recomendaciones para el diseño y ejecución de muros de contención estabilizados con anclajes pasivos y activos, como base para la creación de una normativa. En la segunda, se modelan casos de excavaciones para sótanos y taludes, desarrollando memorias de cálculo que servirán como guía de buenas prácticas. Para ello, se utilizaron software especializados en análisis de contenciones, permitiendo a empresas y profesionales evaluar los beneficios de estas recomendaciones. En conjunto, se analizaron distintos factores que influyen en el comportamiento estructural, como la ubicación, el tipo de construcción y las características del suelo.

ABSTRACT

Guatemala is a country characterized by high seismic activity, which makes it particularly vulnerable to structural damage, especially due to the lack of standardized construction regulations for the design of basement excavation and slope retaining systems. Civil engineers carry the responsibility of mitigating risks and promoting design standards that ensure structural safety. The development and implementation of design criteria tailored to the country's specific geotechnical and seismic conditions is essential for improving construction practices and, more importantly, for guaranteeing ground stability, thereby reducing hazards and enabling safer construction processes.

Innovative solutions for basement excavation and slope retention rely on data obtained through laboratory testing, field observations, data analysis, and the development of technological tools (Peña et al., 2011). Given the rapid growth of the construction sector, particularly in high-rise development, optimizing retaining methods is critical, as the structural performance of buildings often depends on them. This issue is especially relevant in urbanizing areas, where the adoption of such standards can significantly impact the safety and efficiency of construction projects.

This thesis is structured in two main parts. The first part presents standards and recommendations for the design and implementation of retaining walls stabilized by passive and active ground anchors, providing a foundation for the formulation of a regulatory framework. The second part includes the modeling of excavation scenarios for basements and slopes, accompanied by detailed design calculations that serve as a guideline for best practices. Specialized geotechnical and structural analysis software will be employed to assess the effectiveness of the proposed recommendations, allowing companies and professionals to evaluate their benefits. Additionally, various factors influencing structural behavior such as site location, construction type, and soil characteristics will be comprehensively analyzed.

I. INTRODUCCIÓN

En Guatemala, la densidad de construcción en áreas urbanas ha incrementado la necesidad de sistemas eficientes y seguros para la retención de suelos, particularmente en excavaciones para sótanos y estabilización de taludes. Sin embargo, el país carece de una normativa específica que regule el diseño de muros anclados, a pesar de estar ubicado en una zona de alta sismicidad. Esta ausencia normativa representa un desafío para los profesionales del sector, quienes deben recurrir a criterios externos o empíricos sin una guía adaptada al contexto local.

Esta tesis tiene como objetivo principal establecer una base técnica que sirva para el desarrollo futuro de una normativa nacional orientada al diseño de muros de contención estabilizados con anclajes activos y pasivos. Para alcanzar este propósito, se analizaron normativas internacionales vigentes, seleccionando y depurando los criterios aplicables a las condiciones geotécnicas y sísmicas de Guatemala. Asimismo, se modelaron casos representativos de excavaciones mediante software especializado, y se elaboraron memorias de cálculo siguiendo estándares de ingeniería reconocidos.

El resultado de este proceso es una propuesta técnica integral que podría conformar un estándar nacional para el diseño de sistemas de contención típicos en el país de hasta 36 metros de altura, contribuyendo a mejorar la seguridad estructural y la calidad de las prácticas constructivas en el ámbito de la ingeniería geotécnica en Guatemala.

II. JUSTIFICACIÓN

Actualmente, la Norma 5.3 de AGIES establece criterios básicos para el diseño de sistemas de contención especiales, como *soil nailing*, muros con anclajes activos y pantallas de pilotes. Sin embargo, estos lineamientos remiten a normativas internacionales sin ofrecer un procedimiento detallado adaptado a la realidad geotécnica del país. La ausencia de una normativa específica en Guatemala pone de manifiesto la necesidad de contar con una guía técnica que estandarice el análisis y diseño de estos sistemas de contención. Aunque existen manuales de referencia como la FHWA (Lazarte et al., 2015), la norma ACI 318-14 y el Libro Azul de la Dirección General de Caminos, estos no han sido ajustados a las particularidades del contexto guatemalteco, o bien, presentan recomendaciones sin estandarización.

A nivel internacional, países como Francia han desarrollado normativas específicas para la estabilización de excavaciones, como la UNE-EN 1536 (2000), UNE-EN 1537 (2000) y UNE-EN 1538 (2000), así como las reglas profesionales de *Tirants d'Ancrage* (2020). Estas regulaciones han sido aplicadas con éxito en proyectos de contención y han servido de referencia en otros países como Vietnam (Thanh & Duy, 2019), México (Keller Cimentaciones, 2023) y Perú (Saldaña et al., 2019). En Guatemala, a pesar de su implementación en algunos casos, no existe una norma oficial que las adopte o adapte de manera formal, lo que limita su aplicación y genera incertidumbre en el diseño y construcción de sistemas de retención.

Considerando la alta sismicidad del país y la falta de normativas específicas para la contención de sótanos y taludes mediante anclajes pasivos y activos, esta investigación busca establecer estándares y recomendaciones para la creación de una norma nacional en esta materia (Sanz et al., 2017). Para ello, se propone modelar en los softwares Talren y Plaxis 2D una obra típica de excavación para sótanos y otra para la contención de taludes, así como utilizar SAP2000 para el diseño estructural de los elementos de concreto. A través de memorias de cálculo, se demostrarán los beneficios de estos estándares y recomendaciones, evidenciando su impacto en la mejora de las prácticas de ingeniería geotécnica en el país.

III. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Proponer estándares y recomendaciones para la creación de la norma de diseño y ejecución de muros típicos de contención utilizados para excavaciones profundas urbanas y contención de taludes de hasta 36m estabilizados mediante sistemas de anclajes pasivos y activos en Guatemala.

B. Objetivos específicos

- Recopilar diversos criterios de diseño para obras de retención con base en normas internacionales.
- Establecer los parámetros de diseño para anclajes activos y pasivos que inciden en el contexto guatemalteco y ponerlos a disposición para la creación de la norma geotécnica de Guatemala.
- Brindar dos ejemplos de diseño de sistemas de contenciones con anclajes activos y pasivos siguiendo las recomendaciones presentadas en este trabajo.
- Evaluar, a través de modelo computacional y memorias de cálculo, los criterios establecidos para la contención de obras de excavación de sótanos y taludes.

IV. MARCO TEÓRICO

A. Anclajes activos

1. ¿Qué son?

Un anclaje activo es un elemento estructural para el cual se requiere una perforación en el suelo que es utilizado para transmitir cargas hacia estratos de suelos competentes. Una de las grandes diferencias que este presenta con respecto a un anclaje pasivo, del cual se hace mención posteriormente, es su uso es suelos que aún no han fallado.

En el siguiente punto se amplía el campo de aplicación y algunos del requerimiento que se deben cumplir para que el sistema de anclajes activos sea eficiente.

2. Introducción y campo de aplicación

Cumplir todos los aspectos de la construcción de pernos de anclajes activos, dimensionamiento, ejecución, inspección y mantenimiento. Lo tratado en este capítulo aplicará para todos aquellos anclajes que:

- Están constituidos por una armadura metálica para hormigón armado, acero de alto límite elástico o acero pretensado.
- Se empotren en el terreno tradicionalmente por inyección repetitiva selectiva y luego por inyección global.
 - La inyección repetitiva selectiva se realiza en múltiples fases, permitiendo la inyección a diferentes profundidades.
 - La inyección global única es el método donde la inyección se realiza en una única fase, cubriendo toda la longitud de bulbo.
- Constan de una parte libre, porque un dispositivo constituye una separación física entre el anclaje y el terreno circundante.
- Los anclajes activos pueden ser pretensados o no.
- Están sujetos a una prueba de aceptación sistemática.

(Tirants D'ancrage, 2020)

Para llegar a una ejecución satisfactoria, se debe realizar un estudio riguroso del proyecto; con especial énfasis de reportes geotécnicos y ensayos cuyos resultados serán de utilidad para el diseño.

3. Definiciones y símbolos

a. Definiciones generales

- (1) Anclaje al terreno: dispositivo que transmite las fuerzas de tracción, que son las aplicadas/controladas, a un lecho de terreno resistentes a esas fuerzas.
- (2) Ancla sellada: un ancla sellada es un ancla para la cual la transmisión de la carga de tracción a la capa resistente se realiza sellando con una lechada de cemento, resina o de un material similar.
- (3) Barra de anclajes: dado a que el campo de aplicación se limita a los anclajes sellados, la abreviatura “anclaje” en este documento significa tirante sellado.
- (4) Anclaje activo: un anclaje activo es un tirante que se pone en servicio mediante el tensado hasta el valor de la fuerza de pretensado determinada por el diseño.
- (5) Barra de obra: el calado es un anclaje integrado en la estructura global de la obra, con carácter provisional o permanente. No se utilizará para ensayos de ruptura.
- (6) Anclaje de prueba: anclaje de sacrificio, instalado exclusivamente para la realización de pruebas.
- (7) Anclaje de conveniencia: anclaje realizado como parte de la construcción y contrato de obras que permite los procedimientos de ejecución, seguimiento y control.
- (8) Anclaje temporal: anclaje para un periodo de uso limitado, generalmente durante la fase de construcción de la estructura.
- (9) Anclaje permanente: anclaje sellado con una vida útil de más de 2 años o bien, durante toda la vida de la estructura.

(Tirants D'ancrage, 2020)

b. Definiciones generales

- (1) Refuerzo: parte del anclaje capaz de transmitir la carga de tracción desde la cabeza del anclaje hasta el suelo.
- (2) Sellado: consiste en empotrar la cabeza del anclaje en hormigón o cualquier otro material impermeable para proteger así también, la cabeza del anclaje.
- (3) Cubierta protectora: dispositivo que protege la cabeza del anclaje contra la erosión e impactos.
- (4) Lechada de cemento: lechada de cemento, resina o material similar utilizado durante el proceso de relleno.
- (5) Acoplador: dispositivo utilizado para unir tramos de barras de acero con otras.
- (6) Conducto protector: cualquier dispositivo utilizado para proteger la armadura de la corrosión.
- (7) Inyección: proceso de colocar un cemento, resina o material similar bajo presión.
- (8) Relleno: operación de rellenar la perforación con una lechada de cemento, resina o un material similar. Se realiza por gravedad o bajo presión y cubre toda la longitud del anclaje.
- (9) Sellado: parte estanca de un anclaje obtenida tras el llenado e inyección.
- (10) Sistema de anclaje: engloba todos los componentes y materiales específicos que conforman un anclaje.
- (11) Sistema de apoyo: define todos los elementos entre la cabeza del anclaje y la estructura armada
- (12) Cabeza de anclaje: parte del sistema del anclaje que está en contacto con el sistema de soporte y transfiere las cargas a la armadura.
- (13) Longitud libre: longitud del tendón comprendida entre el punto de fijación de la armadura sobre la cabeza del anclaje y el comienzo del bulbo.
- (14) Longitud de bulbo: longitud teórica del tirante sobre la cual la fuerza de tracción se transmite al terreno alrededor, con ayuda de una zona inyectada.
- (15) Longitud de empotramiento de la armadura: longitud del tendón dentro del bulbo que transmite las fuerzas de tracción aplicadas.
- (16) Diámetro de perforación: definido por el equipo de perforación o el entubado.
- (17) Barrera anticorrosión: dispositivo contra la corrosión colocado, como mínimo, a la zona de bulbo.
- (18) Tendón: parte del anclaje que permite transferir las fuerzas de tracción del bulbo a la cabeza del anclaje.
- (19) Longitud libre del tendón: longitud comprendida entre la cabeza de anclaje y el principio de la longitud fija del tendón.

c. Términos específicos de las pruebas, controles y vigilancias

- (1) Aparato de control: este término se utiliza para referirse a dispositivos fijos que muestran, de forma continua o mediante lecturas periódicas, mediciones que permiten conocer las características del anclaje, en particular la tensión en cabeza, así como las cuñas dinamométricas y otros factores de medición de tensión.
- (2) Prueba preliminar: prueba de carga de anclaje llevada a cabo durante la fase de diseño para establecer la resistencia última geotécnica y determinar sus características de tracción en servicio.
- (3) Prueba de conformidad: prueba de carga de los anclajes realizada durante la fase de ejecución para establecer y/o validar la resistencia última geotécnica y determinar sus características de tracción en servicio.
- (4) Prueba de ruptura: prueba cuya finalidad es determinar la resistencia geotécnica última.
- (5) Prueba de control: realizada durante la fase de ejecución para:
 - (A) Comprobar que el diseño específico de un anclaje se adapta a las condiciones de terreno.
 - (B) Comprobar, mediante una tracción de prueba superior a la tracción en servicio, que la resistencia prevista en servicio sea superior que la tensión de servicio prevista.
- (6) Prueba de aceptación: realizado para comprobar que un anclaje cumple con los criterios de aceptación.
- (7) Pendiente de “flujo”: pendiente representativa de la curva de desplazamiento de la cabeza para un nivel de carga dado, en función del logaritmo del tiempo, durante una prueba de fractura.
- (8) Pesaje: consiste en medir, aplicando una fuerza mediante un cilindro, la tensión existente en un anclaje, después de su puesta en servicio.
- (9) Resistencia interna característica del anclaje: fuerza de tracción característica del tendón.
- (10) Resistencia externa del anclaje: fuerza de tracción en el contacto del terreno con la zona del bulbo.
- (11) Límite de fluencia: desplazamiento máximo permitido debido a la fluencia para una determinada carga.
- (12) Carga crítica de fluencia: carga correspondiente al final de la primera parte lineal de la curva de fluencia en función de la carga aplicada al tirante.
- (13) Carga de referencia: carga a partir de la cual se miden, en la cabeza del anclaje, los desplazamientos durante el ensayo de tesado.
- (14) Carga de bloqueo: carga transmitida a la cabeza del anclaje inmediatamente después de una operación de puesta de carga.

(Tirants D'ancrage, 2020)

d. Símbolos

- (1) α : pendiente representativa de la curva de desplazamiento, en milímetros, de la cabeza del anclaje para un rodamiento de prueba en función del logaritmo de tiempo.
- (2) $\Delta_{s_{t_1-t_2}}$: desplazamiento, del extremo del refuerzo del anclaje, medido entre el tiempo inicial y el final.
- (3) $\gamma_{a,ELS}$: factor parcial para deducir la resistencia de diseño en el Estado Límite de Servicio de un anclaje a partir de la resistencia característica resultante de los ensayos de rotura.
- (4) $\gamma_{a,rec,ELS}$: factor que se aplica al cálculo de la tracción del servicio para obtener la tracción de prueba de la prueba de control.
- (5) γ_{MO} : factor parcial para la resistencia límite elástica del acero, según NF EN 1993-1-1.
- (6) γ_{M2} : factor parcial para la resistencia a la rotura por tracción del acero, según NF EN 1993-1-1.
- (7) γ_s : factor parcial para la resistencia límite elástica del acero, según NF EN 1992-1-1.
- (8) γ_{serv} : factor parcial para los efectos de las acciones por Estados Límite Últimos, para cálculos permanentes y transitorios.
- (9) v : número de anclajes que cumplen, simultáneamente, las mismas condiciones del terreno y la misma tecnología de ejecución.
- (10) $\gamma_{Rd,GEO}$: factor de modelo parcial para la justificación geotécnica del tirante.
- (11) $\gamma_{Rd,STR}$: factor de modelo parcial introducido en la justificación estructural del empate para gestionar la distinción entre empate provisional y permanente.
- (12) Π : símbolo genérico para presiones medidas en el cilindro tensor.
- (13) Ψ : símbolo genérico para pérdidas por fricción.
- (14) ξ_{ELU} : factor de correlación aplicable en el contexto de la verificación mediante métodos de prueba.

(Tirants D'ancrage, 2020)

e. Letras latinas

- (1) A_s : Sección de acero
- (2) E : Módulo de elasticidad longitudinal del refuerzo.
- (3) E_d : Valor de cálculo del efecto de las acciones en el ULS que debe resistir el anclaje.
- (4) $f_{p0.1.k}$: Valor característico del límite elástico convencional al 0.1% de un acero pretensado.
- (5) $f_{t.k}$: Valor característico de la resistencia a la rotura del acero.
- (6) $f_{y.k}$: Valor característico del límite elástico de un acero para construcción o para temple y revestido, y convencional al 0.2% de un acero para hormigón armado.
- (7) F_d : Valor de diseño de la fuerza necesaria para evitar cualquier estado límite último en la estructura soportada.
- (8) F_k : Valor de cálculo de la tracción aplicada al anclaje en condiciones de servicio.
- (9) L_e : Longitud de la parte del anclaje entre el punto de aplicación de la fuerza y la base de la cabeza del anclaje.
- (10) L_L : Longitud libre teórica del anclaje.
- (11) L_S : Longitud teórica del sello.
- (12) n : Número mínimo de pruebas de rotura y control para cumplir con NF EN 1997-1/A1 8.5.2.
- (13) N : número mínimo de pruebas de falla para una serie de anclajes que responden simultáneamente a condiciones de suelos y tecnología de ejecución similares.
- (14) P_0 : Tensión de bloqueo (fin de), tensión residual presente en la armadura al nivel de la cabeza del anclaje inmediatamente después de la operación de tensado.
- (15) P_a : Tracción de primera lectura; fuerza de tracción preparatoria del bloqueo.
- (16) P_b : Tracción de bloqueo (inicio de), tracción medida a la que está sometido el anclaje en el momento del bloqueo cuando el tirante se pone en servicio.
- (17) P_i : Tracción inicial mínima, definida por el cálculo, que debe existir en el anclaje para asegurar la estabilidad de la estructura durante sus fases de construcción y/o servicio.
- (18) P_p : Tensión máxima a la que se somete un anclaje durante una prueba.
- (19) $P_{cr.a}$: Valor de diseño de la resistencia crítica a la fluencia del sello.
- (20) P_d : Valor de cálculo de la resistencia al desgarro del precinto.
- (21) $P_{ELS.m}$: Valor medido de la resistencia crítica a la fluencia del sello, resultante de la prueba de rotura de las varillas del anclaje.
- (22) $P_{ELU.m}$: Valor medido de la resistencia al desgarro de un sello, resultante de probar la rotura de varillas de anclaje.
- (23) P_k : Valor característico de la resistencia de una junta en el estado límite último.
- (24) P_{max} : Resistencia límite convencional del refuerzo.

(25) $P_{t.d}$: Valor de cálculo en el estado límite de la resistencia a tracción de la armadura del anclaje.

(26) t_0 : Hora a partir de la cual se declara alcanzada la tracción de prueba.

(Tirants D'ancrage, 2020)

4. Necesidades específicas para el tipo de trabajo

El diseño de un sistema de anclajes se realiza con base en un estudio profundo del proyecto que incidirá en las exigencias relativas a la estructura de los anclajes, así como de las propiedades geotécnicas del terreno. Con el fin de tener una ejecución económicamente viable y eficaz, los ensayos y verificación de los parámetros de cálculo serán imprescindibles para este proceso.

(Norma Española-1537, 2000)

5. Reconocimiento geotécnico

a. General

Para que el sistema de anclajes trabaje correctamente, es necesario realizar un buen reconocimiento geotécnico ya que la falta de esta información es el causante más frecuente de la rotura de los anclajes en los ensayos de aceptación. Este reconocimiento deberá realizarse hasta la periferia de la obra, de tal forma que el perfil de los estratos del terreno pueda obtenerse por interpolación entre los distintos puntos de sondeo.

(Norma Española-1537, 2000)

Dentro del apartado de requerimientos específicos, se detallan algunos de los reconocimientos geotécnicos a seguir, sin embargo, para más información se referencia a la norma respectiva a lo que la geotecnia respecta.

b. Requerimientos específicos

Todos los reconocimientos geotécnicos deben realizarse conforme las recomendaciones de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 Eurocódigo 7 Parte 1 que a continuación se describen. Se deben tener en cuenta los siguientes factores en la determinación de los condicionantes geotécnicos del proyecto

- Naturaleza y tamaño de la estructura y sus elementos
- Condiciones relativas a su entorno como estructuras vecinas, vegetación y servicios.
- Condiciones del terreno
- Situación del agua subterránea
- Sismicidad regional
- Influencia del medio ambiente que incluyen hidrología, agua superficial, variaciones en la humedad, entre otros factores.

(Norma Europea Experimental ENV 1997-1)

6. Materiales y productos

a. Generalidades

Los sistemas de anclajes a utilizar deberán contar con la experiencia probada y documentada de su correcto funcionamiento y de durabilidad. Asimismo, cualquier sistema de anclaje deberá ser sometido, como mínimo, a un ensayo de sistema para verificar su validez, teniendo la documentación detallada de los resultados de este. Todos los materiales empleados deben ser compatibles entre ellos, en particular aquellos que se encuentran en contacto directo. Los anclajes, los cuales utilicen nuevos materiales/métodos para su ejecución, serán permitidos siempre y cuando

se demuestre su capacidad de anclaje y la durabilidad de los materiales mediante ensayos que estén aprobados por un representante técnico del cliente. Esto con el fin de garantizar el buen comportamiento del sistema de anclajes durante la vida útil de un sistema de anclajes.

(Norma Española-1537, 2000)

Los términos a continuación son definiciones esenciales para el entendimiento de lo que constituye a un anclaje activo. Asimismo, se puede ampliar la información de cada término en las normas a las que se hace referencia.

b. Cabeza de anclaje

Este elemento permite varias modificaciones de lo que concierne al anclaje en general, como la puesta en carga del tendón, la aplicación de la carga de prueba, la tracción de bloqueo, entre otras. La cabeza del anclaje debe ser capaz de soportar el 100% de la carga característica de los cables de acero del anclaje; debe permitir desviaciones angulares del tendón con respecto a la dirección perpendicular a la cabeza de 3 grados como máximo, con una carga igual al 97% de la carga característica de los cables de acero. Esta conexión entre los cables de acero del anclaje y la estructura debe adaptarse a las deformaciones que se puedan producir durante la ejecución de la estructura.

(Norma Española-1537, 2000)

c. Cuñas

Parte que sostiene un elemento de tracción, por lo general los cables de acero, que transfieren la fuerza de pretensado a la cabeza del anclaje.

(European Assessment Document [EAD], 2016)

d. Placas de acero

Pieza que soporta la cabeza del anclaje y es la responsable de transferir la carga de pretensado hacia o dentro de la estructura. También recibe el nombre de unidad de transferencia de fuerza.

(European Assessment Document [EAD], 2016)

e. Longitud libre

La longitud libre es la parte de del acero pretensado que está libre para alargarse elásticamente y transferir la fuerza de resistencia desde la longitud adherida a la estructura.

(Sabatini et al., 1999)

f. Perforación

Agujero de 6 pulgadas que se extiende a la profundidad que el ingeniero diseñador haya indicado en donde se ubicarán todos los elementos que a continuación se definen.

g. Poliducto

Protección que cada elemento de tracción recibe en el desarrollo de la longitud libre para que estos no sean expuestos con la lechada de inyección. Este elemento se debe considerar indistintamente de su temporalidad.

h. Acoples

Dispositivo que une secciones continuas de tendones. Estos deberán seleccionarse con base en los cables de acero a utilizar y deben regirse por los requerimientos de la European Assessment Document (EAD 160004-00-0301).

(European Assessment Document [EAD], 2016)

i. Tubo de reservación

Tubo de PVC de 4 a 6 pulgadas que se instala al principio del anclaje, abarcando hasta donde termina el espesor del muro, con el fin de evitar que el acero del muro interfiera con los cables de acero.

j. Tubo corrugado

Elemento de protección adicional que contiene todos los poliductos con sus cables de acero, evitando que estos estén en contacto con el suelo y se corroan. El tubo corrugado se utilizará en los anclajes que se dispongan de forma permanente.

k. Cables de acero

Los cables de acero, que existen de 3 tipos, son los siguientes y deben cumplir con las normas establecidas:

- Para los cables de acero de construcción se deben regir por los requerimientos de la Norma Experimental Europea 1993-1-1 Eurocódigo 3 (Norma Europea Experimental ENV 1993-1-1)
- La norma Experimental Europea 1992-1-1 Eurocódigo 2 para los cables de acero para hormigón armado (Norma Europea Experimental ENV 1992-1-1)
- Por último, los cables de acero de pretensado deben cumplir con lo expuesto en la Norma Experimental Europea para acero pretensados 1992-1-5 Eurocódigo 2 (Norma Europea Experimental para acero pretensado ENV 1992-1-5).

(Norma Española-1537, 2000)

l. Tubo de PVC

Tubo que se ubica en el centro de todo el sistema del anclaje ya que mediante él se inyectará la lechada que se requiere en la zona del bulbo.

m. Zona de bulbo

Se deben utilizar barras lisas o corrugadas, o bien, tubos de compresión para anclar el tendón al bulbo. Se pueden llegar a anclar estos tipos de tendón de acero:

- Alambres estirados en frío perfile después del estiramiento.
- Alambres templados y revenidos, con nervaduras laminadas en caliente.
- Barras nervadas.
- Trenzado de siete alambres.

(Norma Española-1537, 2000)

n. Sello termo retráctil

Componente que separa los cables de la longitud libre, cerciorando que la lechada en la zona del bulbo no se trasfiera hacia la longitud libre.

o. Separadores y otros elementos de perforación

Todos los tendones se deberán proteger con un recubrimiento de lechada de al menos 10mm de espesor, a partir de la pared de perforación. Los separadores para un anclaje activo se deben utilizar en el exterior de un tendón y los materiales deberán ser de materiales resistentes a la corrosión. El diseño de los centradores se debe adaptar según la geometría de la perforación.

(Norma Española-1537, 2000)

p. Fleje de metal

Elemento metálico, como lo puede ser alambre de amarre, que ayuda a mantener los cables de acero en su posición y evitar que la lechada llegue a ellos o que tengan contacto con otros elementos.

q. Lechada de cemento y aditivos

La lechada tanto para protección como la que se encontrará con la armadura metálica, deberá cumplir lo que se dicta en las normas prEN 445, pr 446 y prEN 447. En caso no se llegue a dichas especificaciones, la lechada de cemento se regirá por lo siguiente:

- Si se utiliza para sellar un tendón o una vaina o para proteger tubos de acero, se recomienda tener bajo observación las propiedades de la lechada para evitar la retracción y la exudación.
- En caso se utilice entre vaina y la pared del talado, la relación agua/cemento se elegirá con base en las condiciones del terreno.
- Para la elección de concreto para lechada que estará en contacto con el terreno, se debe considerar la presencia de sustancias agresivas del medio ambiente (como los sulfatos naturales), la permeabilidad del terreno y el tiempo previsto del anclaje.
- Los aditivos pueden utilizarse para aumentar la trabajabilidad y durabilidad de la lechada con el fin de reducir la exudación y la retracción o en su defecto, acelerar el fraguado en caso lo requiera el proyecto.
- En caso se utilicen aditivos y se encuentren en contacto directo con el acero, deberá ser aprobado por el representante técnico del cliente.
- Los aditivos deberán estar libres de elementos susceptibles al deterioro del acero y no se deberán utilizar aquellos cuyo contenido de cloruros, sulfatos o nitratos sobre pasen un 0.1%.
- Cuando sea necesario, se podrá añadir sillares inertes como la arena a la lechada para reducir las fugas de lechada en la perforación.
- Como complemento y verificación de la composición de la lechada, se recomienda realizar ensayos en laboratorios *in situ*.

(Norma Española-1537, 2000)

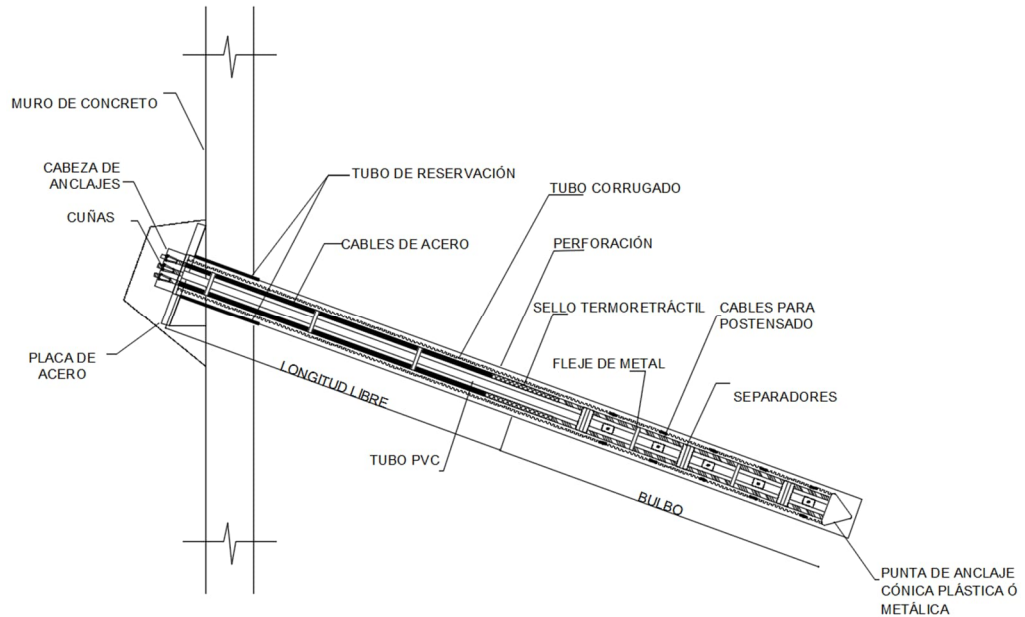


Figura 1. Partes de un anclaje activo

Fuente: elaboración propia

7. Diseño geotécnico de un sistema de contención con anclajes activos

a. Generalidades

Se hace especial énfasis en llevar a cabo un estudio de la estructura previo a analizar el comportamiento del sistema de anclajes activos para asegurar que este sea el mejor método de estabilización para el proyecto. Los anclajes temporales se rigen por criterios de diseños diferentes a aquellos permanentes; es por lo anterior que los criterios de diseño a exponer aplican para un sistema de anclajes activos permanentes.

Para el diseño de anclajes se debe tomar en cuenta los resultados de las investigaciones, ensayos geológicos y geotécnicos. Asimismo, el diseño puede precisar de resultados de trabajos anteriores y cercanos a la zona para contar con parámetros en cuanto a desempeño y viabilidad.

A continuación, se muestra una agenda de lo que se debe analizar y trabajar a nivel de diseño de la estructura como el diseño del anclaje.

- (1) Diseño de la estructura
 - (A) Calcular las fuerzas actuantes
 - (B) Ubicar los anclajes, incluyendo niveles, espaciamientos verticales y horizontales, ángulo de perforación, entre otros
 - (C) Determinar la reacción de los anclajes a lo largo de todas las fases de excavación
 - (D) Justificar la resistencia del anclaje
 - (E) Justificar la estabilidad interna de la estructura a contener
 - (F) Justificar la estabilidad global

(2) Diseño de los anclajes

El diseño debe considerar los siguientes parámetros

- (A) Restricciones geométricas y topográficas
- (B) Nivel freático
- (C) Temporalidad del anclaje
- (D) Condiciones ambientales como el tipo de suelo, atmósfera, agua.
- (E) Resistencia requerida por los estados límite

Por consiguiente, se establece:

- (A) Determinar la cantidad de cables en función de la resistencia esperada.
- (B) Determinar el nivel de protección contra la corrosión.
- (C) Elegir la metodología constructiva que abarca el tipo de perforación, método de inyección, entre otros.
- (D) Posibles previsiones relativos al monitoreo y mantenimiento como intervenciones después de finalizada la contención e instrumentación.

Para evitar una interacción no favorable entre los bulbos, debe haber una distancia mínima de 1.50m de centro a centro. Además, la longitud de esta zona debe ser mayor a 5.00m ya que este valor se ha determinado que protege, usualmente, contra anomalías geotécnicas localizadas y corresponde a una aproximación razonable al valor característico de la fricción lateral.

(Tirants D'ancrage, 2020)

La distribución de la presión de la tierra que se desarrolla en una pared de sistema anclado depende de la magnitud y distribución de las deformaciones laterales de la pared. Para el diseño de estos sistemas se puede utilizar diagramas teóricos de presión activa utilizando los métodos de análisis de Rankine o Coulomb. Sin embargo, para los sistemas anclados construidos de arriba hacia abajo el patrón de deformaciones es más complejo y no es pertinente utilizar los métodos antes mencionados. La resistencia al corte del suelo, la rigidez de la pared, inclinación a la cual se colocará el anclaje, espaciamiento vertical y horizontal y las cargas de bloqueo influyen directamente en el patrón de deformación de la pared y las presiones de tierra resultantes que actúan sobre este tipo de paredes.

b. Ubicación de la superficie de falla potencial crítica

Esta ubicación es de suma importancia evaluar ya que la zona de bulbo del anclaje debe ubicarse detrás de la superficie de falla potencial crítica para que la carga no se transfiera de la zona de unión del anclaje a la zona entre la superficie de falla potencial crítica y la pared. La anterior, también llamada como longitud libre, se extiende una distancia mínima de $H/5$, donde H es la altura de la pared, o 1.5m detrás de la cuña de falla.

Para muros construidos en suelos sin cohesión, se puede suponer que la cuña de falla se extiende desde la esquina del fondo de excavación en un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con respecto a la horizontal.

c. Diseño de la longitud libre

La longitud mínima, según el estándar NF P 94 282 para la parte no adherida de los anclajes es de 5.0 m. Este valor está destinado a evitar reducciones significativas en la carga como resultado de las pérdidas de asiento durante la transferencia de carga a la estructura después de la prueba de carga del anclaje. En muchos casos, se requerirá longitudes libres mayores para:

- Ubicar la zona de bulbo a una distancia mínima detrás de la cuña de falla.
- Ubicar la zona de unión entre la longitud libre y la zona de bulbo en un estrato competente.
- Garantizar la estabilidad general del sistema anclado.

Como práctica, la zona entre la longitud libre y bulbo deberá ser inyectada en una sola fase con el fin de mantener estabilidad y crear una capa continua de lechada como protección contra la corrosión. Aún para anclajes de gran diámetro en los que la longitud libre se extiende justo por detrás de la cuña de falla, tensiones significativas se generarán en la parte superior de la zona entre la longitud libre y el bulbo, se recomienda realizar una sola inyección para obtener una capa homogénea.

d. Diseño de la zona de bulbo

Las estimaciones de la capacidad de transferencia de carga en la longitud de bulbo se basan en la experiencia en campo. Al estimar las capacidades utilizando resultados de campo anteriores, se debe considerar variaciones como instalación, precisión, tipo de inyección y lechada. La capacidad real alcanzada dependerá del método de perforación, limpieza del orificio, período de tiempo que la perforación de deja abierta, diámetro de perforación, presión utilizada para inyectar la lechada y la longitud libre.

La principal responsabilidad del ingeniero diseñador es definir una capacidad mínima de anclaje que se puede lograr en un tipo de suelo determinado. Por lo tanto, la estimación de la capacidad del anclaje debe basarse en el anclaje más simple que es el inyectado por gravedad. Asumiendo que este anclaje se instalará de esta forma permitirá que se alcance la capacidad deseada. La capacidad de diseño de cada ancla se verificará mediante pruebas, antes de poder aceptar la competencia del anclaje.

A partir de pruebas, tanto en campo como en laboratorio, utilizando anclajes inyectados por gravedad y de diámetro pequeño, se pueden resumir algunas características de anclajes bastante típicos. Los datos a continuación proveen un buen punto de partida para el diseño de sistemas de anclajes activos:

- Cargas de diseño de 30 toneladas a 120 toneladas: los cables de anclajes se pueden manipular sin la necesidad de equipos especializados. El equipo de tensado puede ser manejado por uno o dos trabajadores. El orificio de perforación es, por lo general, menor a 150mm.
- Longitud total del anclaje entre 9m y 18m: Debido a requisitos geotécnicos o geométricos, pocos anclajes para muros o estructuras tienen menos de 9m de largo. La longitud libre mínima debe ser de 4.5m para evitar una reducción de carga inaceptable resultante de las pérdidas de asiento durante la transferencia de carga y las pérdidas de pretensado a la fluencia en el acero.
- Inclinación de anclajes entre 10° y 45°: Los anclajes activos son usualmente instalados de 15° a 30° por debajo de la horizontal, aunque ángulos de 10° a 45° se encuentran dentro de los rangos aceptables. Algunas veces, con el fin de la zona de bulbo pase por detrás de la cuña de falla para desarrollarse en suelos competentes, ángulos mayores se necesitará utilizar. Es pertinente mencionar que los anclajes se deben manejar y diseñar los más cerca posible de la horizontal para minimizar las cargas verticales resultantes de las cargas de bloqueo. Sin embargo, la lechada de los anclajes instalados a ángulos inferiores a 10° no es común a menos de que se utilicen técnicas especiales para la inyección de lechada.

Las longitudes de bulbo suelen ser de 4.5m a 12m ya que no se pueden lograr aumentos significativos en la capacidad para longitudes de bulbo mayores a los 12m a menos de que se utilicen métodos especializados para transferir la carga desde la parte superior hacia el final del anclaje.

(Sabatini et al., 1999)

8. Temporalidad

Para poder determinar la temporalidad de las anclas, se deberá realizar un estudio de la estructura, analizar y reconocer la necesidad de estos elementos durante un período finito o bien, permanente. Los anclajes temporales son los cuales tienen una vida limitada a las fases de construcción de la estructura. Por otro lado, los anclajes activos cuya vida útil excede los 2 años, deberá diseñarse como un sistema de contención permanente ya que, estos estarán cargados durante toda la vida útil de la estructura.

La protección contra la corrosión dependerá pues, de la temporalidad del anclaje activo. Por lo tanto, se definirá de la siguiente manera:

a. Protección contra la corrosión para sistemas de anclajes activos temporales

La barrera de protección deberá prevenir la corrosión al menos 2 años.

(1) Protección para la longitud libre

El sistema de protección debe poseer propiedades de baja fricción y permitir el libre movimiento del cable dentro de la perforación. Esto se puede obtener mediante uno de los siguientes sistemas:

(A) Recubrimiento de plástico que envuelva individualmente cada cable, y que sus extremos estén sellados para evitar que el agua penetre.

(B) Recubrimiento de plástico que envuelva individualmente cada cable, completamente relleno con producto protector anticorrosivo.

(C) Tubo de plástico o acero que proteja todos los cables y que el extremo esté sellado para evitar que el agua penetre.

(D) Tubo de plástico o acero que proteja todos los cables, completamente relleno con producto protector anticorrosivo.

(2) Protección para la zona de bulbo

El sistema de protección para esta parte del anclaje activo no deberá tener menos de 10mm entre los cables y la perforación. De acuerdo con la NF EN 1537 (Norma Española-1537, 2000), se permite suponer que una protección ante la corrosión se garantiza mediante la lechada siempre y cuando se cumplan las siguientes disposiciones durante la ejecución:

(A) Los cables deberán estar instalados con centralizadores para procurar un recubrimiento uniforme a lo largo de la zona de bulbo.

(B) La presión de la inyección de la lechada no deberá ser inferior a 1MPa.

(3) Protección entre la longitud libre y la cabeza del anclaje

Esta protección es obtenida mediante un tubo de trompeta, cuya conexión a la placa permanece sellada bajo las cargas de este último, con una longitud de solapamiento de 30cm sobre la protección de la longitud libre.

(4) Protección de la cabeza del anclaje

Cuando la cabeza del anclaje quede expuesta para realizar verificaciones, esta parte se deberá equipar con una tapa impermeable o bien, un recubrimiento anticorrosivo no fluido.

b. Protección contra la corrosión para sistemas de anclajes activos permanentes

Las disposiciones que se describen a continuación se agregan a los requisitos establecidos para el tipo de protección de anclaje activos temporales.

(1) Protección para la longitud libre

El sistema de protección debe permitir el libre movimiento de los cables dentro de la perforación y esto se puede obtener mediante alguno de los sistemas a continuación:

(A) Recubrimiento de plástico que envuelva individualmente cada cable, completamente cubierto con algún producto fluido de anticorrosión más una de las disposiciones a, b, c o d.

(B) Recubrimiento de plástico que envuelva individualmente cada cable, completamente relleno con grout más una de las disposiciones a, b, c o d.

(C) Tubo de plástico o acero que proteja todos los cables completamente rellenos de grout más una de las disposiciones a, b, c o d.

a. Tubo plástico que encapsule todos los elementos, relleno de con producto fluido anticorrosivo.

b. Tubo plástico que encapsule todos los elementos y que su extremo esté sellado para evitar la penetración del agua.

c. Tubo plástico que encapsule todos los elementos, relleno de grout.

d. Tubo plástico que encapsule todos los elementos, relleno de grout denso.

(2) Protección para la zona de bulbo

Los cables de acero deberán estar protegidos por una funda corrugada o tubería de acero y el recubrimiento de al menos 5mm deberá ser logrado mediante centralizadores. Esta funda no solo servirá de protección, sino que también garantizará la transmisión de las fuerzas entre la unión y los cables de acero.

(3) Protección entre la longitud libre y la cabeza del anclaje

Tal como la protección entre la longitud libre y la cabeza del anclaje para anclajes activos temporales, esta deberá contar con una longitud de solapamiento de 30cm sobre la protección de la longitud libre.

(4) Protección de la cabeza del anclaje

Independientemente del caso, todo anclaje activo cuya temporalidad sea de carácter permanente, deberá contar con una cabeza de protección.

9. Pruebas de carga

a. Prueba de aceptación

Las pruebas de aceptación representan un procedimiento de control habitual al que se someten todos los anclajes de la estructura antes de su ejecución. La realización de pruebas de aceptación precede a la operación de bloqueo.

(1) Previsiones generales

Esta operación deberá realizarla personal especializado bajo la supervisión de gente calificada, procedente ya sea de una empresa con experiencia en la ejecución de anclajes activos o bien, de un fabricante de equipos de tensado. Se enfatiza que el mayor cuidado se deberá tener durante esta prueba para evitar cualquier accidente causado por una posible falla prematura del anclaje activo.

Como nota importante se recuerda que, es obligatorio trazar el diagrama de esfuerzos directamente a partir de la lectura de datos sin corrección e interpretación.

(2) Criterio y principios de aceptación

Para que se acepte el anclaje activo, se debe verificar el trazado de la curva de presión/desplazamiento durante el aumento de presión y que el desplazamiento de la unión durante el ensayo sea satisfactorio.

b. Prueba de investigación

Las pruebas de investigación son obligatorias para todos aquellos anclajes activos que se encuentren en suelos cohesivos. Lo anterior se justifica en que, como primer punto, hay conocimiento limitado en cuanto al comportamiento de unión en este tipo de suelos y como segunda razón es porque estos suelos son altamente sensibles al remoldeo durante la perforación e inyección. Las pruebas de investigación también podrían requerirse en los siguientes casos:

- (1) Comprender los problemas relacionados con la ejecución de perforaciones y uniones en un medio geológica poco conocido o de difícil acceso como lo son taludes o terrenos con obstáculos.
- (2) Para establecer, en el marco de proyectos a gran escala, los parámetros óptimos de inyección para la resistencia que requiere en anclaje: dosificación, cantidad de lechada, presión, etc.
- (3) Evaluar la experiencia de la empresa encargada de la ejecución de los anclajes activos.
- (4) Una empresa propone la instalación de un anclaje considerando una nueva tecnología. La prueba de investigación a la que se someterá el anclaje consistirá en no solo probar la unión en el suelo, sino también verificar la fiabilidad de su diseño general y la calidad de su protección contra la corrosión.
- (5) Todos aquellos anclajes cuya carga sobrepase las 90 toneladas necesitarán someterse a prueba de investigación.

B. Anclajes pasivos

1. ¿En qué consiste?

Los anclajes pasivos, soil nailing, es una técnica de construcción utilizada para mantener la estabilidad de suelos por medio de instalaciones de elementos de retención, para este sistema, barras de acero. *Soil nails* son elementos pasivos perforados a los cuales se les añade lechada dentro del suelo con el fin de soportar las presiones que las excavaciones experimentan.

(Lazarte, et.al, 2015)

2. Introducción y campo de aplicación

El campo de aplicación que se considera en la norma UNE EN 14490 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales, incluye la instalación y ensayo de soil nailing que se requieren para estabilizar taludes y frentes de excavación en suelos, ya sea existentes o nuevos.

- El soil nailing puede conformar parte de un sistema de estabilización híbrida.
- Es generalmente aplicado en excavaciones, pendientes y ocasionalmente túneles.
- La cantidad de perforaciones y sus longitudes se deberán ajustar en relación con las condiciones de estabilidad.
- Se requerirá de protección contra la corrosión en caso las barras de soil nailing estén expuestas a un período prolongado y en condiciones de suelo agresivas.

(Norma Europea EN-14490:2010, 2010)

a. Estructura de contención en corte

El soil nailing se considera como una estructura de contención para cualquier construcción, ya sea temporal o permanente con cortes verticales o cercanos a los 90°, ya que agregan resistencia a la estabilización en situaciones en donde se emplea otro tipo de contención o bien, donde las condiciones del terreno son adecuadas. La gran variedad de opciones que se tiene con respecto a los sistemas de revestimiento permite llegar a tener requerimientos estéticos; el soil nailing es una opción atractiva porque tiende a minimizar los tiempos de ejecución de muros de contención.

(Lazarte et al., 2015)

3. Necesidades específicas para el tipo de trabajo

Previo a la ejecución del proyecto, será necesario recopilar toda la información pertinente y relevante para cumplir todos los requerimientos establecidos en la norma EN 1997-1. Algunos de estos se detallan a continuación:

- Reporte de investigación del proyecto, así como el reporte geotécnico.
- Permisos de construcción como de servicios de drenaje, cimentaciones existentes y colindantes y la proyección de performance del sistema de soil nailing.

Además, se deberá especificar el proceso constructivo junto con reportes en caso, en ejecución, surjan circunstancias no previstas. De la mano con el último punto, se requerirá de reportes de todas las pruebas realizadas en campo para la verificación de estándares.

(Norma Europea EN-14490:2010, 2010)

4. Reconocimiento geotécnico

a. General

La investigación geotécnica, realizada por especialistas, deberá reportarse en un tiempo oportuno para poder ser considerado confiable para el diseño de las estructuras. Además, esta información debe revisarse por parte de los diseñadores para corroborar que el informe entregado cumple con todos los requisitos para poder llevar a cabo un diseño (Norma Europea EN-14490:2010, 2010).

Por lo general, el soil nailing puede construirse sin complicaciones en una estratigrafía mixta, siempre y cuando cada estrato se componga de material estable, competente. Sin embargo, ciertas condiciones del suelo pueden considerarse riesgosas para la aplicación del sistema de soil nailing (Lazarte et al., 2015).

b. Requerimientos específicos

La investigación de sitio deberá establecer las características mecánicas del suelo, así evaluar la incidencia del soil nailing. En relación con lo anterior, se deberán realizar pruebas de excavación para evaluar la estabilidad durante la construcción y poder determinar si existe algún otro factor que no se plasmó en el estudio geotécnico que los diseñadores deberían estar anuentes de (Norma Europea EN-14490:2010, 2010).

c. Suelo competente

Las condiciones del suelo son positivas cuando los ensayos de campo indican estratos competentes y que estos se encuentran por encima del nivel freático. Es posible hacer la instalación del soil nailing debajo del nivel freático siempre y cuando la perforación sea en un suelo fino que

exhiba permeabilidad baja y que produzca poca filtración. Sin embargo, sería pertinente evaluar otro tipo de método de contención ya que el soil nailing podría ser no viable técnicamente o ser no rentable. El diseño debe considerar la evolución a largo plazo de la presión de poro y los efectos tanto internos como globales de la estabilidad del muro; también debe considerar el potencial de desarrollar deflexiones grandes en el muro bajo las condiciones mencionadas a continuación:

- El suelo excavado puede mantenerse sin apoyo entre 1.0m a 2.50m de manera vertical o cerca a los 90° de inclinación por 1 a 2 días.
- Las barras de acero, cuando son instaladas en una formación relativamente permeable, se ubican por encima del nivel freático.
- Las condiciones del suelo permiten que las perforaciones permanezcan estables sin utilizar camisas hasta que se instalen las barras de acero y se aplique lechada al agujero de perforación.

d. Suelos no favorables

- Suelos mal graduados y sin cohesión: En suelos no cohesivos, es complicado realizar cortes verticales o cercanos a los 90°, incluso respetando la altura máxima a la que se puede realizar un corte sin contención.
- Suelos granulares con nivel freático: Si se encuentra el nivel freático detrás de donde se propone el muro de soil nailing, se requerirá de algún sistema de drenaje para estabilizar el suelo. Adicionalmente, grandes cantidades de agua pueden provocar que los agujeros perforados se socaven con facilidad, necesitando entonces, el uso de camisas.
- Suelos finos: Presentan valores de NSPT menores a los 4 golpes por pie; son altamente plásticos y tienden a desarrollar bajas resistencias de fluencia. Estas bajas resistencias requerirán longitudes extremadamente grandes para proporcionar y asegurar estabilidad y lograr alcanzar la resistencia a la extracción adecuadas. Las deformaciones a largo plazo pueden representar un problema con las arcillas altamente plásticas.
- Suelos orgánicos: Limo, arcilla y turba orgánica exhiben resistencias bajas al corte, lo que puede necesitar de longitudes de las barras de acero poco económicas y en casos extremos, podría ocasionar que el método de muro de soil nailing no sea viable. Si bien algunos suelos orgánicos pueden exhibir resistencias aceptables o más o menos uniformes, suelos orgánicos con contenidos como la de la turba fibrosa pueden ser altamente heterogéneas y anisótropa.
- Suelos expansivos: Incluso si estos suelos son rígidos, estos pueden inducir presión localizada en el revestimiento que puede influir negativamente en la resistencia entre el muro de concreto y el suelo retenido.

(Lazarte et al., 2015)

5. Materiales y productos

a. General

Todos los requisitos con respecto a materiales y productos deberán estar especificados previo a la ejecución de un proyecto, respaldado por un estándar europeo o bien, de índole nacional. En caso lo anterior no aplique se deberán seguir las recomendaciones del fabricante con su respectivo certificado de aceptación. Los materiales de los sistemas de drenaje y revestimiento deberán ser compatibles el uno con el otro con el fin de que trabajen eficientemente.

(Norma Europea EN-14490:2010, 2010)

b. Elementos de refuerzo

Esencialmente, los elementos de refuerzo están hecho a base de acero y en menor cantidad fibras de plástico o fibras de carbono; pueden ser geoméricamente sólidos, huecos barras angulares o de sección transversal. Sin excepción, todos los elementos que actúen como refuerzo deberán exhibir

propiedades de esfuerzos, durabilidad y su funcionalidad en contacto con los demás elementos que componen el sistema de soil nailing.

(Norma Europea EN-14490:2010, 2010)

c. Lechada

La lechada, el encargado de rellenar el espacio entre las barras de acero y el agujero de perforación, es esencialmente un cemento de buena calidad. Mezcla con un mayor porcentaje de cemento que deberá interactuar correctamente con los demás elementos del sistema (Norma Europea EN-14490:2010, 2010).

La AASHTO M85/ASTM C150 especifica los tipos de cemento que se pueden utilizar para la lechada, dependiendo de los resultados estipulados. El cemento tipo I, para usos comunes y generales, se recomienda para la mayoría de las aplicaciones. Cemento tipo II, de resistencia moderada a los sulfatos, se endurece a un ritmo más lento, produce calor y es más resistente a la acción corrosiva de los sulfatos que lo que resiste el cemento tipo I. Con una resistencia alta inicial, el cemento tipo III es más fino, endurece rápido y puede utilizarse cuando se requiera lograr una cierta resistencia que las obtenidas en un proyecto típico. Por último, el cemento tipo V, que tiene una alta resistencia a los sulfatos, puede aplicarse en áreas en donde las condiciones del suelo son corrosivas ya que este material es más resistente a los sulfatos que los descritos anteriormente.

Para la lechada, la relación agua-cemento varía de 0.4 a 0.5 para aquellas con cemento puro, lo cual es equivalente a una gravedad específica de 1.8 a 1.9. Las medidas de gravedad específica son realizadas durante la preparación de la lechada y produce resultados inmediatos. Pueden utilizarse, principalmente, para control de calidad y ser de evidencia que el diseño de la mezcla sea producido consistentemente con los mínimos de resistencia requeridos.

La mayoría de las aplicaciones no requiere de aditivos, sin embargo, aquellos que mejoran la fluidez, reducen el contenido de agua, retardan el fraguado y benefician la trabajabilidad de la mezcla, pueden utilizarse en la lechada. Todos los anteriores deben cumplir con los requerimientos de la AASHTO M194/ASTM C494, debe ser compatible con la lechada y mezclada según las recomendaciones del fabricante. Los aceleradores no son, por lo general, permitidos; aquellos con contenidos de cloruro de calcio deben evitarse en las mezclas porque la tendencia a la corrosión puede incrementarse en especial alrededor de la barra de acero.

(Lazarte et al., 2015)

d. Sistema de revestimiento

El propósito del recubrimiento, revestimiento, es apoyar el suelo expuesto entre los soil nailings durante la excavación e instalación, proveer una conexión entre las barras de acero y proporcionar protección contra la erosión. El recubrimiento consiste en shotcrete, electromalla y en casos especiales, barras de mayor diámetro que cubren ciertas partes del muro con el fin de cumplir los requerimientos a flexión. La electromalla se produce en grados 60, 65, 70, 75 y 80; los grados hacen referencia al esfuerzo de fluencia medidos en kilo libras por pulgada cuadrada. Esta deberá cumplir lo especificado en la AASHTO M55/ASTM A1064 o ASTM 1064M y las barras de refuerzo los requerimientos de la AASHTO M31/ASTM A615 Grado 420.

(Lazarte et al., 2015)

e. Drenaje

Para limitar la presión del agua detrás de la cara que se encuentra en contacto con la tierra, se instalan franjas verticales de geocompuesto en la parte de atrás de la cara tierra. Estos drenajes de geocompuesto consisten en un núcleo y una filtración de geotextil adherido al núcleo. Este núcleo está hecho de polímeros sintéticos compuestos de polipropileno, poliéster, poliamina, PVC, poliolefina o poliestireno. También deberá tener una resistencia mínima a la compresión de 28 ton/m² de acuerdo con la ASTM D1621 Procedimiento A.

Las franjas de drenaje son complementadas con elementos que permiten que el agua salga de las mismas hacia afuera del muro. El agua es recogida en un tubo de drenaje que se encuentra en la base del muro. El sistema de drenaje inferior consiste en una tubería de drenaje embebida en una zanja de agregados que recorre por toda la parte inferior de la excavación. Los elementos mencionados anteriormente deberán regirse por los requerimientos establecidos en la cédula 40 de PVC.

(Lazarte et al., 2015)

6. Diseño geotécnico de sistemas de contención con soil nailing

a. Introducción

Este apartado presenta el procedimiento paso-a-paso para el diseño geotécnico de sistemas de contención con soil nailing.

b. Diseño de muro

Utilizar perfiles longitudinales, vistas en planta, secciones transversales, ubicación de servicios colindantes al proyecto y demás información obtenida, ayudará a determinar la alineación, altura, y longitud de la pared. Obstáculos constructivos pueden encontrarse durante un previo estudio de sitio realizado específicamente para analizar el espacio que se tiene para la máquina de perforación y ajustar adecuadamente la agenda de construcción. El diseño estructural detallado del muro se presentará en el capítulo C.

c. Espaciamiento de soil nailing

Los soil nailing son instalados en una configuración de grilla. Ambos espaciamientos oscilan entre 1.20m y los 2.00m. La primera fila de nailing no deberá instalarse más profundo que aproximadamente 0.50m a 1.50m desde la corona para poder reducir la potencial inestabilidad del primer corte, así también evitar los efectos de voladizo en el revestimiento. Por el otro lado, la última fila de nailing no deberá estar a más de 0.50m a 1.50m del pie del máximo nivel de excavación. Estas alturas máximas son resultado de la limitada habilidad del muro superior e inferior de trabajar en voladizo.

La distribución de nailing debería ser uniforme a lo largo de toda el área a proteger, sin embargo, existen excepciones en donde esta puede variar ligeramente:

- A lo largo de las orillas verticales
- Donde termina el muro
- Alrededor de servicio públicos existentes

La distancia mínima que debe haber entre soil nailings es de 1.00m para reducir la posibilidad de perforar en donde se encuentren barras ya perforadas debido a desviaciones de perforación. Asimismo, proponer una distancia menor a 1.00m puede ocasionar que los esfuerzos se superpongan, provocando que las barras de acero no trabajen adecuadamente según el diseño.

d. Inclinación de soil nailing

Instalados de 10° a 25° desde la horizontal ya que la lechada puede fluir hasta el fondo de la perforación hasta llegar a la cabeza. La lechada tiene la capacidad de rellenar la perforación sin dejar burbujas de aire para las dimensiones y mezclas de lechada comunes. Inclinaciones menores a 10° deben evitarse para prevenir vacíos en la lechada ya que estos pueden reducir la resistencia de extracción y disminuir la protección contra la corrosión.

Algunos proyectos requerirán inclinaciones variables para evitar estructuras o demás limitantes existentes; la presencia de estas solamente afectará la inclinación de la primera fila de nailing ya que estos servicios no tienden a ser profundos. Es importante mencionar que deberán evitarse las inclusiones por arriba de estos servicios, ya que, excavaciones futuras para el mantenimiento de estas podría desconfinar el suelo, haciendo que la estabilidad global del muro disminuya.

En caso existan suelos competentes o altamente competentes en la parte inferior de la excavación, se podrán instalar las perforaciones a una mayor inclinación para poder desarrollarse en estos estratos. Sin embargo, inclusiones que se encuentren a inclinaciones considerables perderán su beneficio, ya que, la dirección del acero no será óptima para la estabilidad; aquellas barras que se encuentran entre 40° y 45° podrían encontrarse en compresión y deberían evitarse.

e. Longitud de soil nailing

A partir de $0.7*H$, en donde H es la altura del muro, se puede calcular rápidamente la longitud máxima de las perforaciones. Barras más largas se requerirán cuando:

- Existan suelos no competentes
- Los puntos críticos de deslizamiento se encuentran a una profundidad considerable.
- Las sobre cargas detrás del muro son grandes
- Existe una pendiente ascendente en la parte de atrás del muro.

En caso de que las áreas a proteger se encuentren con pendiente, las longitudes de las barras se pueden reducir hasta en un 10% a 15%. Una relación de $0.5*H$ probablemente no satisfaga estabilidad por deslizamiento.

f. Detalles de la protección contra la corrosión

El diseñador deberá seleccionar la técnica o técnicas de protección contra la corrosión que alcancen el nivel establecido durante la fase inicial de consideraciones de diseño. Esta selección involucra la especificación de materiales, procesos constructivos según el tipo de barra de acero y procedimientos de instalación.

g. Propiedades de los materiales

El ingeniero a cargo del diseño deberá seleccionar el grado de acero para las barras de acero y demás elementos de acero que satisfagan las demandas de los empujes del suelo. Del mismo modo, el diseñador puede calcular el diámetro de perforación que provea la resistencia de adherencia requerida para la estabilidad. No obstante, usualmente el diámetro de perforación lo determina el encargado de obra para poder alcanzar las resistencias de extracción, poder limpiar el agujero de perforación o acomodar el tubo tremie.

(Lazarte et al., 2015)

7. Estabilidad

a. Estabilidad general

La estabilidad interna se analiza, típicamente, en dos dimensiones, equilibrio límite, estabilidad de pendiente basado en procedimiento ASD. Para ello es conveniente utilizar un programa de diseño fiable para poder considerar la estratigrafía, nivel freático, cargas externas y varias características geométricas.

Los programas de estabilidad de pendientes basados en los principios del ASD tienen la capacidad de calcular los factores de seguridad y la carga máxima de todos los soil nailings. De estas cargas, las cuales se encuentran limitadas en el programa por tensión, resistencia de extracción, la carga máxima entre los soil nailings será seleccionado para las verificaciones LRFD. Si se selecciona un patrón con longitudes uniformes, los valores de la resistencia máxima de extracción serán mayores en comparación con la instalación de soil nailing con una disposición escalonada en cuanto a las longitudes de las barras de acero.

Para poder analizar correctamente la estabilidad en los proyectos, según el FHWA, se deberán elegir factores de seguridad como se establece a continuación:

- Para condiciones estáticas en estructuras permanentes para ser consideradas como críticas deberá evaluarse con un factor de seguridad mínimo de 1.50.
- Para condiciones sísmicas en estructuras permanentes deberá evaluarse con un factor de seguridad mínimo de 1.10.
- Para condiciones estáticas en estructuras temporales para ser consideradas como no críticas deberá evaluarse con un factor de seguridad mínimo de 1.35.
- Para condiciones sísmicas cuando el coeficiente sísmico horizontal se basa en estimaciones de las deformaciones sísmicas permitidas, deberá evaluarse con un factor de seguridad mínimo de 1.00.

(Lazarte et al., 2015)

b. Estabilidad global

La estabilidad global de los muros de soil nailing debe realizarse mediante el análisis de equilibrio límite de manera bidimensional en un marco ASD convencional. En este tipo de modelos debe considerarse que la superficie de deslizamiento se extiende detrás de los pernos, dejando por alto cualquier contribución de estabilización por parte de los soil nailings.

Ambas, estabilidad externa e interna, deben ser evaluadas en geometrías complejas como taludes escalonados, por ejemplo. El análisis de estabilidad interna deberá incluir la cuña de falla intersecando algunos o todos los estratos. La mayoría de los programas pueden analizar cuñas de fallas compuesta, evaluadas en geometrías como la escalonada, detrás de cada módulo de muro.

(Lazarte et al., 2015)

8. Temporalidad

Para poder determinar la temporalidad de los soil nailings, se deberá realizar un estudio de la estructura, analizar y reconocer la necesidad de estos elementos durante un período finito o bien, permanente. Los anclajes pasivos temporales son los cuales tienen una vida limitada a las fases de construcción de la estructura. Por el otro lado, los anclajes pasivos cuya vida útil excede los 2 años, deberá diseñarse como un sistema de contención permanente ya que estos estarán cargados durante toda la vida útil de la estructura.

Existen dos tipos de protección contra la corrosión, del tipo físico y químico o bien, una combinación de ambos. La protección física involucra la colocación de una barrera entre el cable, otros elementos metálicos y fuentes de corrosión como lo es el suelo y el agua. Por otro lado, la protección química consiste en utilizar material de sacrificio como material galvanizado o dieléctrico que impedirá el flujo de corriente eléctrica. A continuación, una lista de sistemas de protección en donde se emplean ambos sistemas que utilizan ambos de los mecanismos definidos anteriormente:

(Lazarte et al., 2015)

a. Recubrimiento de lechada

Este método de protección contra la corrosión implica cubrir por completo las barras de acero con lechada. Ya que la lechada es inherente a un sistema de contención con soil nailing, esta protección se recomienda independientemente si el suelo es agresivo o no. El uso de centralizadores en este tipo de protección asegura que el recubrimiento de lechada sea uniforme a lo largo de toda la varilla logrando por lo menos 2.5cm de grosor.

La protección proporcionada por la lechada bajo suelos agresivos no es suficiente ya que se espera que la lechada se agriete bajo cargas de tensión. Las grietas harán que zonas en el nailing permanezcan relativamente impermeables, por lo que se recomienda incluir un método de protección contra la corrosión adicional.

(Lazarte et al., 2015)

b. Recubrimiento con epóxico

Este método consiste en recubrir la barra de acero con un epóxico adherido por fusión de acuerdo con lo establecido en la ASTM A775 o A934. Dado a que el revestimiento con epóxico es dieléctrico, proporciona protección física y química; la barra epoxicada deberá tener un recubrimiento de por lo menos de 2.5cm de lechada para separarla del suelo.

(Lazarte et al., 2015)

c. Galvanizado

Consiste en la aplicación de un recubrimiento a base de zinc sobre la superficie de la barra de acero. El baño de zinc crea una capa de óxido de zinc de sacrificio el cual posteriormente tiene que llevar un recubrimiento de lechada de al menos 2.5cm. Las especificaciones de galvanizado se tendrán que seguir de acuerdo con la AASHTO o ASTM A123.

(Lazarte et al., 2015)

d. Protección contra la corrosión en la cabeza de la barra

Las placas, pernos y arandelas constituyen la cabeza de la barra; a pesar de que todos estos elementos no están en contacto directo con el suelo, si se encuentran en contacto con el resto de los elementos que pueden tener interacción con el suelo. El recubrimiento mínimo para la cara exterior es de 5cm y para la cara que da hacia tierra es de 7.5cm. Todos los elementos de la cabeza tendrán que estar epoxicados.

(Lazarte et al., 2015)

9. Pruebas de carga

a. Prueba de extracción

Son conducidas para verificar el cumplimiento de la capacidad de extracción resultantes de los métodos de instalación en obra contra los valores de capacidad de extracción y fuerzas de adherencia utilizadas en el diseño. Las pruebas de verificación deben realizarse con una carga máxima que induce tensiones de enlace al menos iguales que el enlace de resistencia nominal utilizada en el diseño para estratos específicos. Cuando se pretende realizar pruebas de verificación para completar la extracción, puede ser necesario utilizar un tendón de gran tamaño para garantizar que la unión entre el suelo y la lechada se logre antes de que el tendón sufra una tensión excesiva.

La cantidad de pruebas de verificación debe ser definida por el ingeniero diseñador basado en las condiciones de suelo y la geometría del suelo; asimismo, debe considerar el número de estratos de suelo relevantes a lo que se van a unir los soil nailings. Los lugares para realizar estas pruebas se seleccionan a manera que se puedan realizar dos pruebas en cada estrato de suelo principal previsto. Alternativamente, el diseñador puede especificar la cantidad y ubicación de las pruebas de verificación utilizando la longitud de diseño de los nailings; de esta manera, las pruebas comprobarán la adherencia en cualquier combinación de suelo.

b. Prueba de ensayo

Son conducidas durante la construcción de un mínimo de 5% del total de inclusiones instaladas en el proyecto. Estas están destinadas a verificar que no hay variaciones significantes en el rendimiento del muro de soil nailing. Estas pruebas de ensayo se ejecutan en donde se observaron problemas durante instalación de las barras de acero que se encontraban adyacentes, como perforación irregular, lechada por debajo de lo diseñado o para aquellas que tuvieron que ser reperfiorados.

c. Prueba de fluencia

Son realizadas como parte de las pruebas de ensayo y verificación y esta consiste en medirá el movimiento del soil nailing a una carga constante durante un periodo de tiempo en específico, requiriendo una carga sostenida de 10 a 60 minutos. La prueba se realiza para asegurar que el nailing pueda soportar, con seguridad, la carga prevista durante toda la vida útil de la estructura con desplazamientos de fluencia predecibles bajo cargas constantes.

C. Diseño de cubiertas de distribución de carga de los anclajes

Dado que ambos sistemas de anclajes se conectan a elementos de concreto estructural, ya sea un muro, franja o bloque, su diseño debe cumplir con las disposiciones del American Concrete Institute (ACI), específicamente según la versión más reciente, ACI 318-19. Este código establece los principios fundamentales para garantizar la seguridad, funcionalidad y durabilidad de las estructuras de concreto, incluyendo el comportamiento y diseño de anclajes en elementos estructurales.

El ACI 318-19 proporciona directrices claras para asegurar una transferencia eficiente de las cargas entre los anclajes y el concreto, abordando los mecanismos de falla más comunes, como las fallas por tracción, corte o combinaciones de ambas. Asimismo, define los criterios para el diseño de elementos estructurales de concreto, considerando factores como la resistencia del material (f_c'), los recubrimientos mínimos, la separación de anclajes, y la distribución uniforme de esfuerzos dentro del elemento.

En este contexto, el espesor del elemento de concreto resulta un parámetro clave, ya que debe garantizar la capacidad suficiente para resistir las cargas aplicadas y cumplir con los requisitos de desempeño estructural establecidos en la normativa. Este espesor dependerá de variables como el tamaño y disposición de los anclajes, las cargas involucradas, las propiedades del concreto, y las condiciones específicas del diseño.

1. Mínimos

Para los muros de sistemas de contención de anclajes pasivos, el espesor mínimo para el muro deberá ser de 12.5cm ya que este se encuentra en función de los recubrimientos mínimos descritos anteriormente.

Por otro lado, para sistemas de contención con anclajes activos, el espesor mínimo deberá verificarse con base en la carga que las condiciones del proyecto soliciten.

2. Tipos de materiales

En Guatemala, la elección de los materiales para sistemas de muros anclados y muros de concreto lanzado (soil nailing) depende de factores como las características geotécnicas del terreno, las cargas aplicadas, las condiciones ambientales, y la disponibilidad de materiales en el mercado local. A continuación, se detallan las especificaciones técnicas y las consideraciones para el uso del acero de refuerzo y el concreto estructural.

a. Acero de refuerzo

(1) Esfuerzo a la fluencia f_y : $4200 \frac{kg}{cm^2}$

Este grado de acero es comúnmente utilizado en estructuras debido a su alta resistencia, lo que permite un diseño eficiente con menor cantidad de refuerzo en comparación con aceros de menor calidad.

(2) Módulo de elasticidad E : $2.1 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$

Garantiza la rigidez necesaria para evitar deformaciones excesivas bajo cargas de diseño.

b. Concreto estructural

(1) Resistencia a la compresión f'_c : $210 \frac{kg}{cm^2}$

Utilizado para muros de concreto lanzado, aplicados en sistemas de contención con soil nailing. Ideal para aplicaciones donde las cargas laterales son moderadas y el método constructivo requiere un concreto de menor resistencia para facilitar la proyección y adherencia al suelo.

(2) Resistencia a la compresión f'_c : $280 \frac{kg}{cm^2}$

Este grado de concreto es necesario para estructuras sometidas a mayores esfuerzos, como las generadas por los sistemas de anclajes activos, donde se requiere mayor capacidad de carga y durabilidad.

3. Acero mínimo

En el diseño de losas de concreto reforzado, es fundamental garantizar que el refuerzo cumpla con la cuantía mínima establecida por la normativa para evitar fallas frágiles y asegurar un comportamiento estructural adecuado. Según el ACI 318-19, el refuerzo mínimo en losas debe ser igual al 0.0018 del área bruta de concreto, con el fin de controlar el agrietamiento y garantizar una adecuada ductilidad del elemento.

Este requerimiento asegura que el acero proporcione la capacidad estructural necesaria para resistir las cargas actuantes y evitar la formación de grietas excesivas o fallas prematuras. Más adelante, en el capítulo "Marco metodológico, resultados y discusión", se presentará el cálculo detallado de la cuantía mínima de acero para cada elemento, de acuerdo con los lineamientos del ACI 318-19.

4. Refuerzo a flexión

El refuerzo a flexión deberá verificarse en el diseño externo del sistema de contención para cumplir con las solicitaciones del proyecto, así como de los requisitos de acero y espesores mínimos dictados por norma. En la demostración que se presenta más adelante se detallan los cálculos pertinentes para el cumplimiento del refuerzo a flexión del elemento de concreto.

5. Refuerzo a cortante

El refuerzo a cortante deberá verificarse en el diseño externo del sistema de contención, asegurando que cumpla con las exigencias del proyecto y los valores mínimos de acero y espesores requeridos por la normativa aplicable. El capítulo, 'Marco metodológico, resultados y discusión', se explicará el cálculo correspondiente.

D. Software

1. Talren V5

Software para el análisis de estabilidad de taludes de estructura geotécnicas que permite el chequeo de varios tipos de trabajos como lo son terrenos naturales, corte o relleno de taludes y presas o diques. En Talren V5 se pueden utilizar diferentes tipos de refuerzos como anclajes pretensados, soil nailing, micropilotes, geotextiles, entre otros.

(Terrasol, 2015)

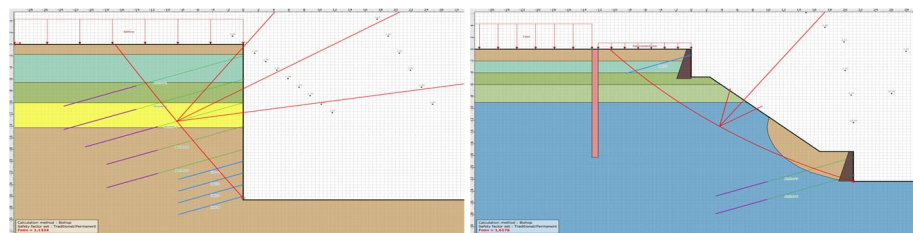


Figura 2. Modelos geotécnicos en Talren V5

Fuente: elaboración propia

Los modelos expuestos representan estratigrafías típicas que se encuentran a lo largo de la Ciudad de Guatemala que incluyen arenas limosas, talpetates y selectos. En ellos se muestran las cuñas de falla y el comportamiento que tienen los anclajes pasivos y activos en el terreno.

2. Plaxis 2D

Software para el análisis de elementos finitos, permite evaluar la deformación y estabilidad en la ingeniería geotécnica y de mecánica de rocas. Dentro de sus aplicaciones están las excavaciones, terraplenes, cimentaciones, túneles y minería.

(Terrasol, 2019)

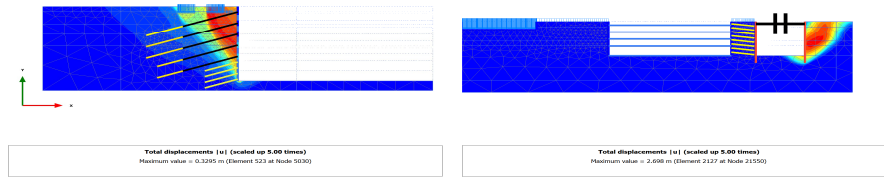


Figura 3. Modelos geotécnicos en Plaxis 2D

Fuente: elaboración propia

Estos modelos muestran un análisis más refinado del comportamiento e incidencia de los anclajes pasivos y activos sobre un proyecto. Se pueden controlar los desplazamientos, y por ser un software de elementos finitos, realiza interacciones y análisis más finos, permitiendo obtener resultados.

3. SAP2000

Software para el análisis de elementos finitos que se utiliza para modelar, analizar y dimensionar estructuras. Es una herramienta de cálculo y diseño que se usa en ingeniería civil y arquitectura.

(Computers and Structures, Inc. [CSI], 2025)

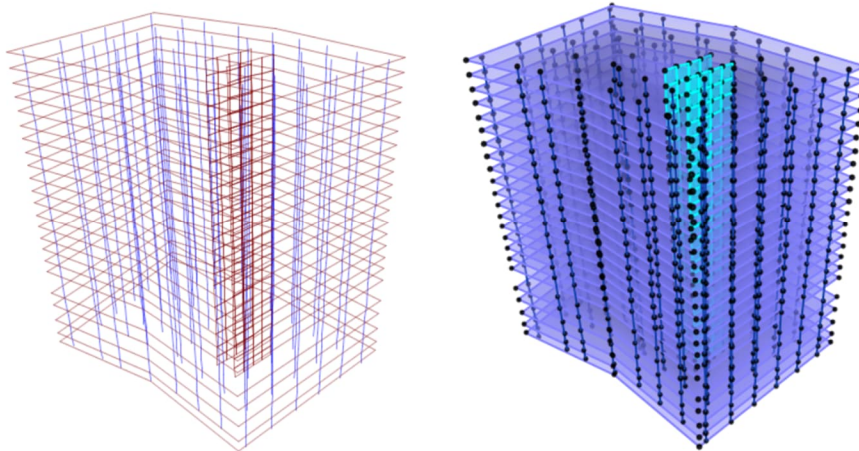


Figura 4. Modelo estructural en SAP2000

Fuente: elaboración propia

Este modelo, por ejemplo, representa el análisis estructural de una edificación de 21 niveles. Su objetivo es evaluar las cargas en los nodos donde se ubicarán los pilotes de cimentación, proporcionando así los datos necesarios para su diseño óptimo

V. MARCO METODOLÓGICO, RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se pretende, a través de memorias de cálculo, desarrollar una guía de cómo deben diseñarse los sistemas de anclajes pasivos y activos para excavación de sótanos y taludes. Para ambos escenarios se utilizarán las mismas propiedades mecánicas del suelo, software de equilibrio límite para evaluar las cuñas de falla y factores de seguridad y software de elementos finitos para evaluar deformaciones y esfuerzos generados en los muros.

A. Contención con sistema de anclajes pasivos para un talud típico

Para contextualizar el diseño de un talud estabilizado mediante un sistema de anclajes pasivos, se propone una geometría con una inclinación natural aproximada de 1:4, 16m de altura en el cual se generará un corte de 14m en vertical para la posterior construcción de naves industriales ubicadas en la Ciudad de Guatemala sobre una extensión de 40m. Dado que no se encuentra en proximidad a estructuras, esta memoria de cálculo considera el diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema de soil nailing.

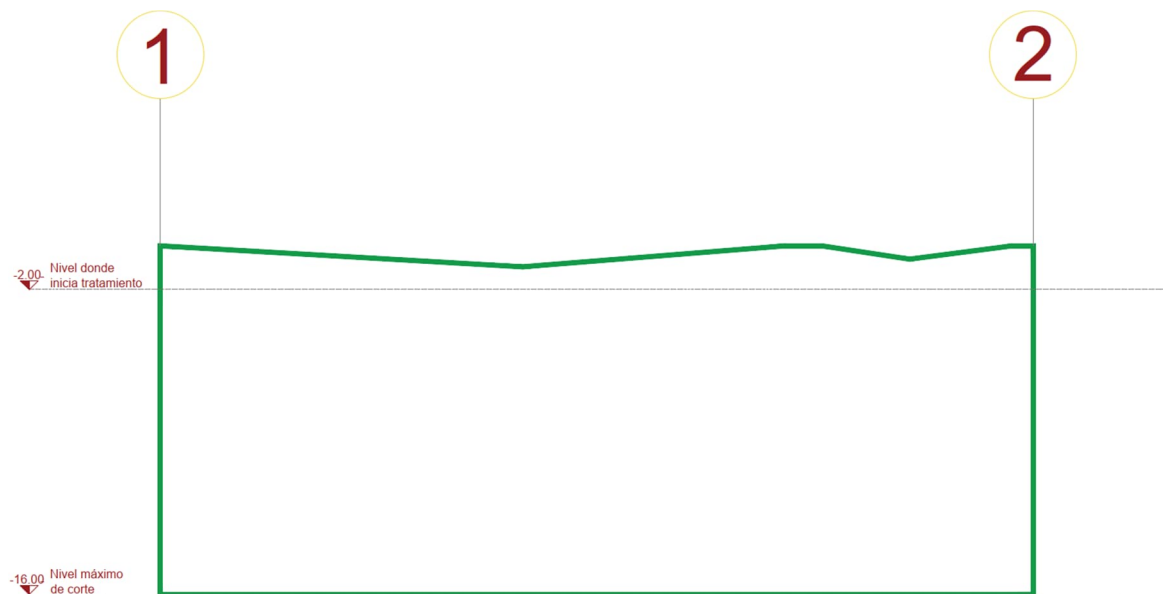


Figura 5. Elevación de talud

1. Modelo geotécnico

Con base en estudios geotécnicos facilitados por Rodio Swissboring Guatemala para proyectos de contención de taludes en la Ciudad de Guatemala, se propone la siguiente estratigrafía típica para dicho municipio.

Estrato	Inicio (m)	Fin (m)	Descripción	Peso unitario (t/m ³)	Cohesión (t/m ²)	Ángulo de fricción (°)	Módulo elasticidad (E)
1	0.00	2.00	Relleno	1.60	2.00	20	50.00E3
2	2.00	3.50	Arena pómez	1.25	1.50	32	70.00E3
3	3.50	5.00	Polvillo	1.30	2.50	35	85.00E3
4	5.00	9.00	Talpetate	1.50	3.00	28	110.00E3
5	9.00	30.00	Selecto	1.60	5.00	38	150.00E3

Tabla 1. Propiedades mecánicas del suelo consideradas para el análisis de una contención típica de talud mediante soil nailing en la Ciudad de Guatemala

2. Diseño externo – análisis del sistema de contención

La evaluación de la estabilidad de la excavación y el sistema constructivo se llevó a cabo mediante dos métodos: el método de equilibrio límite, utilizando el software comercial TALREN 5 y el método de elementos finitos (MEF), empleando el software comercial PLAXIS 2D.

a. Método de equilibrio límite

Este método permite verificar la estabilidad de las estructuras geotécnicas mediante el cálculo de factores de seguridad estáticos, comparándolos con los valores mínimos establecidos por la metodología de diseño del Federal Highway Administration.

El factor de seguridad se define como la relación entre las fuerzas resistentes que previenen la falla de un talud y las fuerzas desestabilizadoras que favorecen su deslizamiento. Según el FHWA, los factores de seguridad mínimos son:

- 1.50 para condiciones estáticas
- 1.10 para condiciones dinámicas

Los análisis se realizaron tanto en condiciones estáticas como dinámicas, para las cuales se utilizó el método pseudo-estático. En este caso, se emplearon coeficientes de aceleración horizontal y vertical de 0.24g y 0.12g, respectivamente.

Para determinar los factores de seguridad, se utilizó el método de cálculo de Bishop, que asume una superficie de falla circular y divide la masa de suelo susceptible al deslizamiento en franjas. Este método plantea el equilibrio de momentos: el momento actuante generado por el peso propio de cada franja respecto al centro de rotación es igual al momento resistente proporcionado por la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de falla.

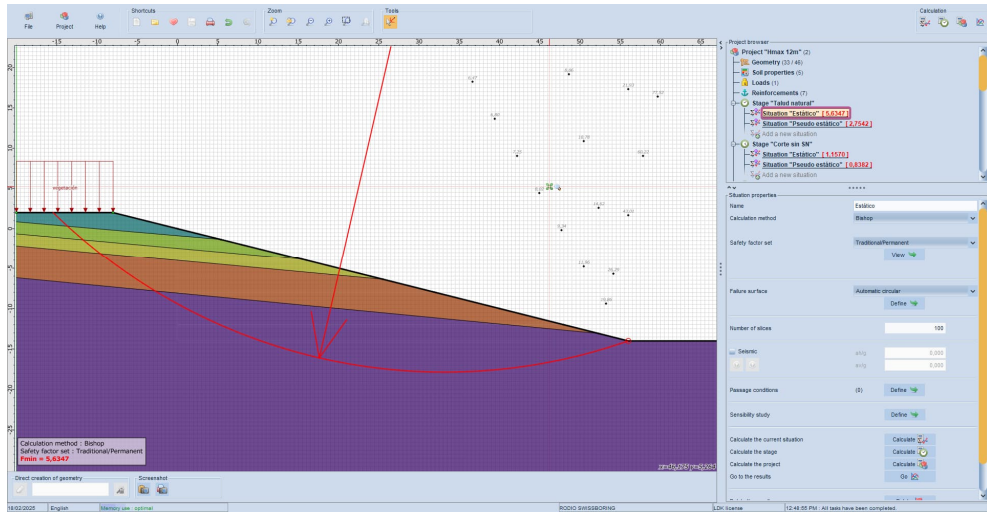


Figura 6. Análisis de estabilidad talud natural, condiciones estáticas

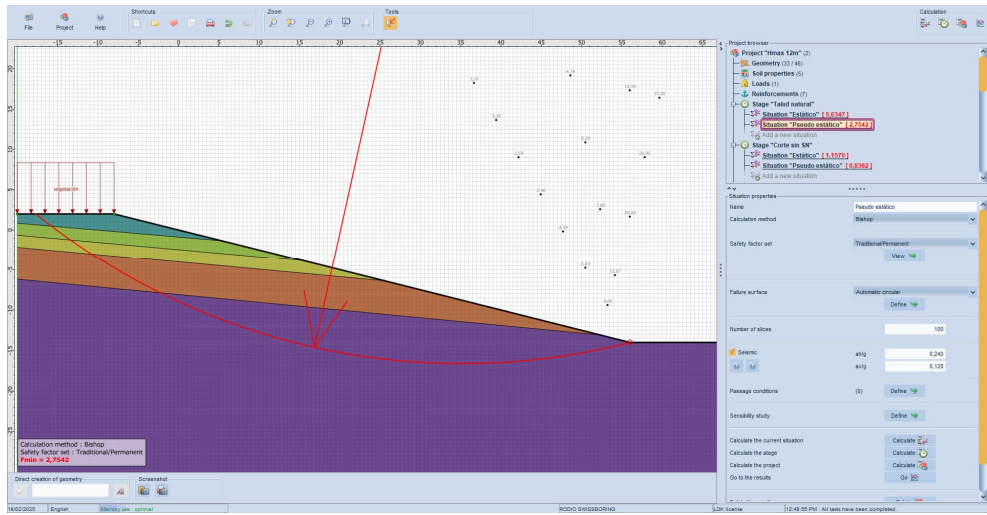


Figura 7. Análisis de estabilidad talud natural, condiciones pseudo-estático

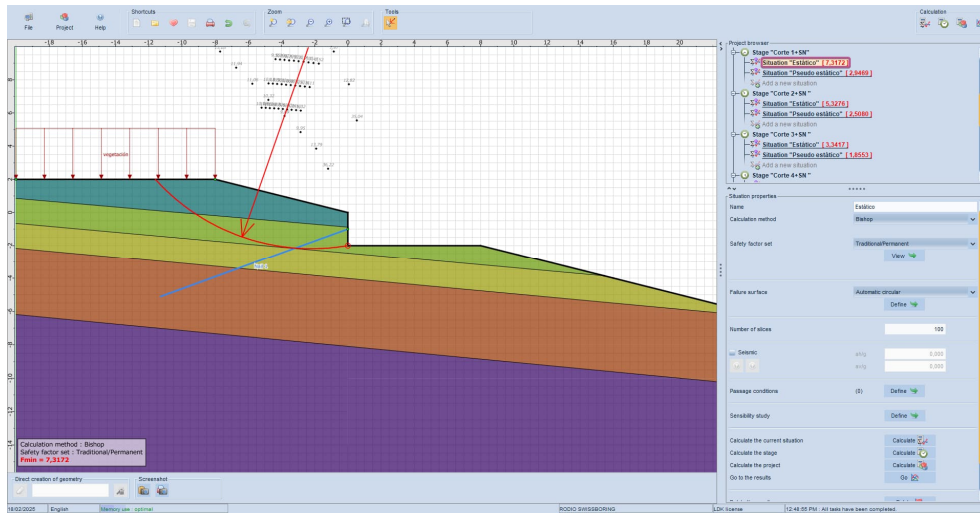


Figura 8. Análisis de estabilidad corte 1, condiciones estáticas

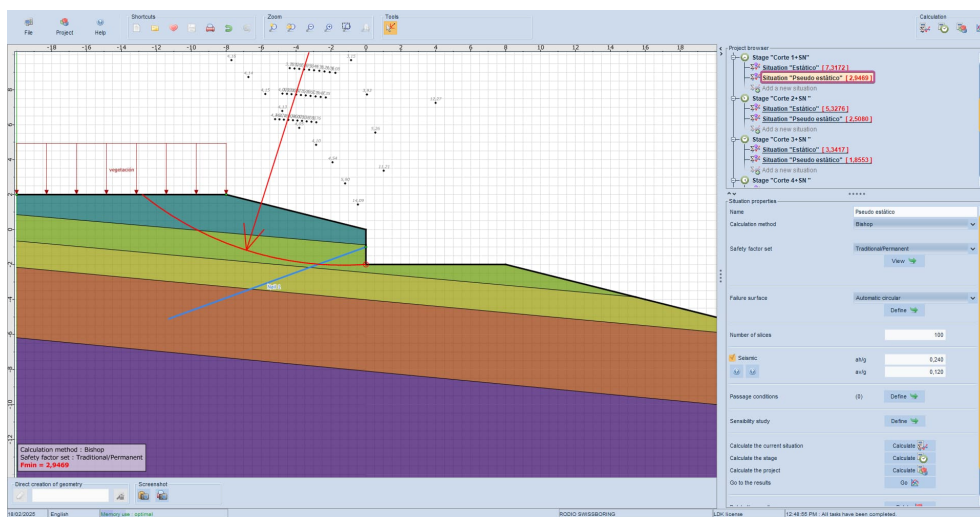


Figura 9. Análisis de estabilidad corte 1, condiciones pseudo-estático

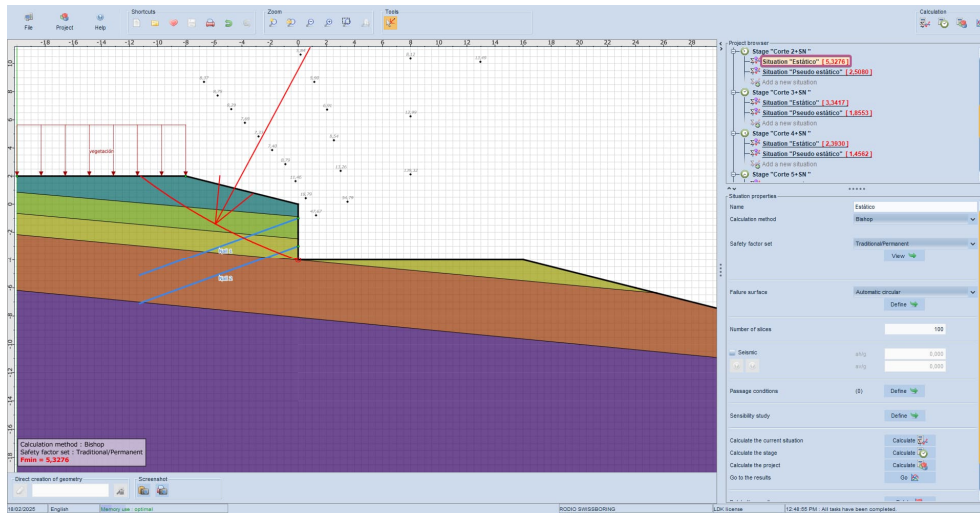


Figura 10. Análisis de estabilidad corte 2, condiciones estáticas

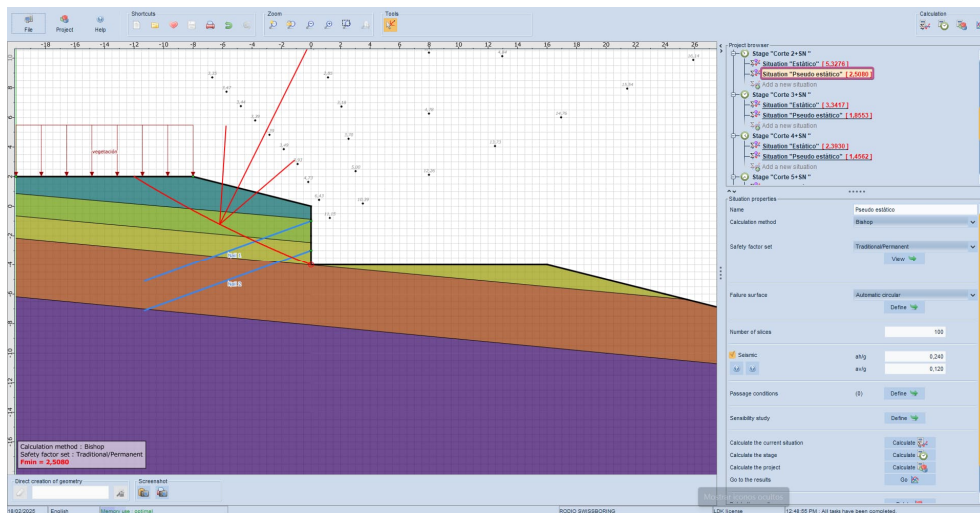


Figura 11. Análisis de estabilidad corte 2, condiciones pseudo-estático

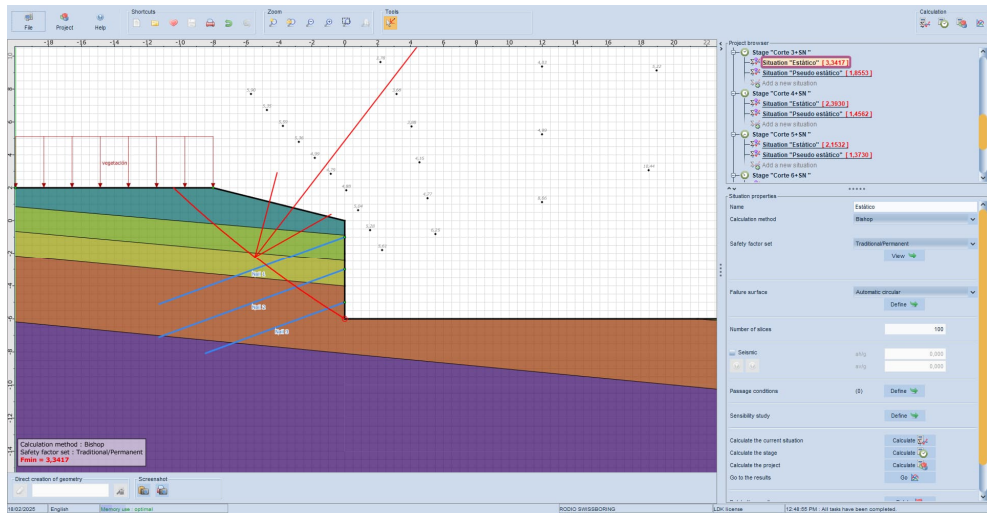


Figura 12. Análisis de estabilidad corte 3, condiciones estáticas

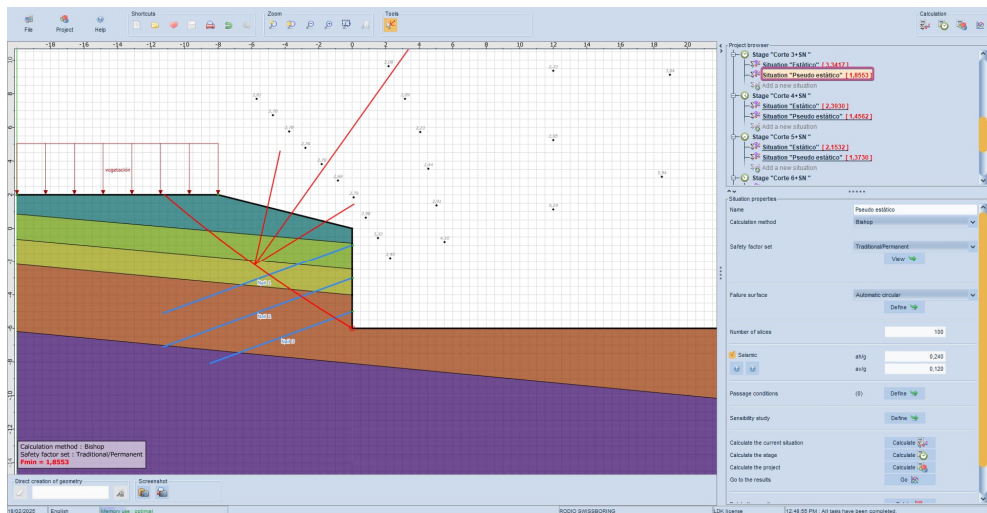


Figura 13. Análisis de estabilidad corte 3, condiciones pseudo-estático

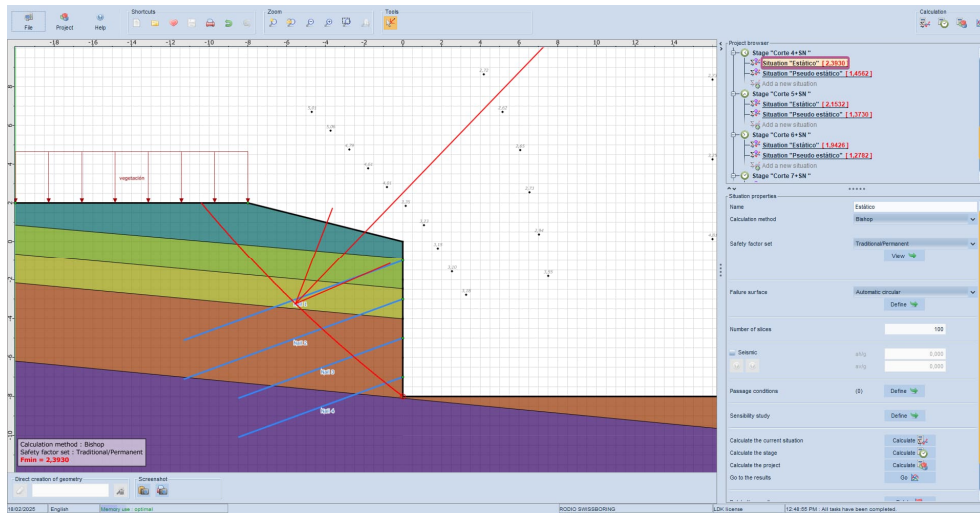


Figura 14. Análisis de estabilidad corte 4, condiciones estáticas

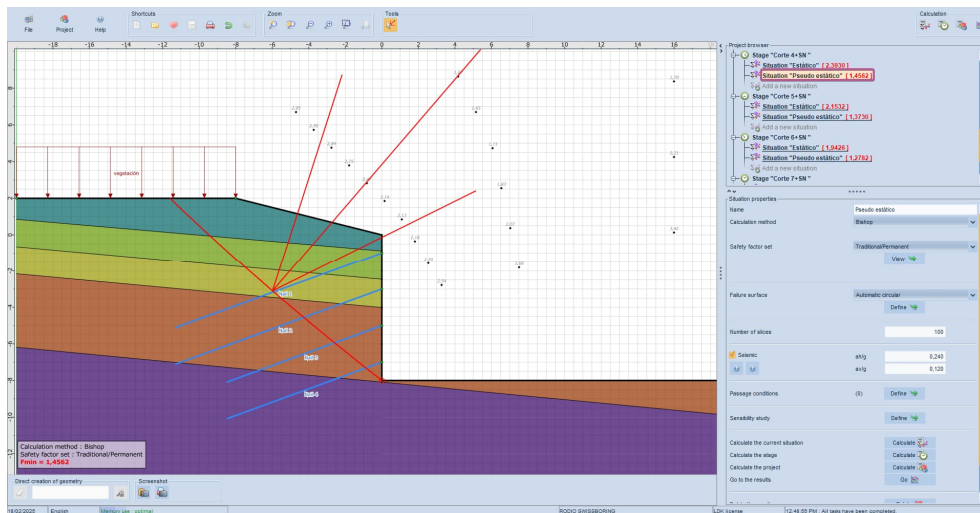


Figura 15. Análisis de estabilidad corte 4, condiciones pseudo-estático

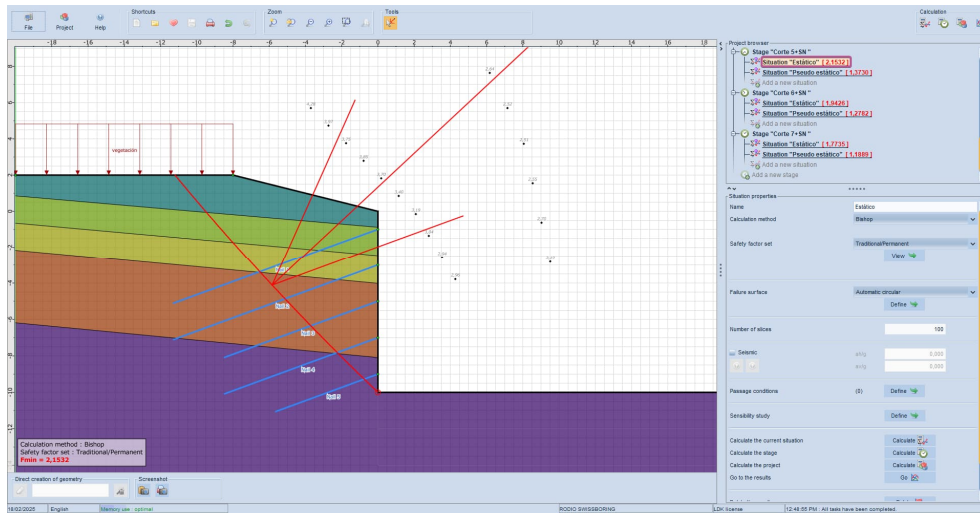


Figura 16. Análisis de estabilidad corte 5, condiciones estáticas

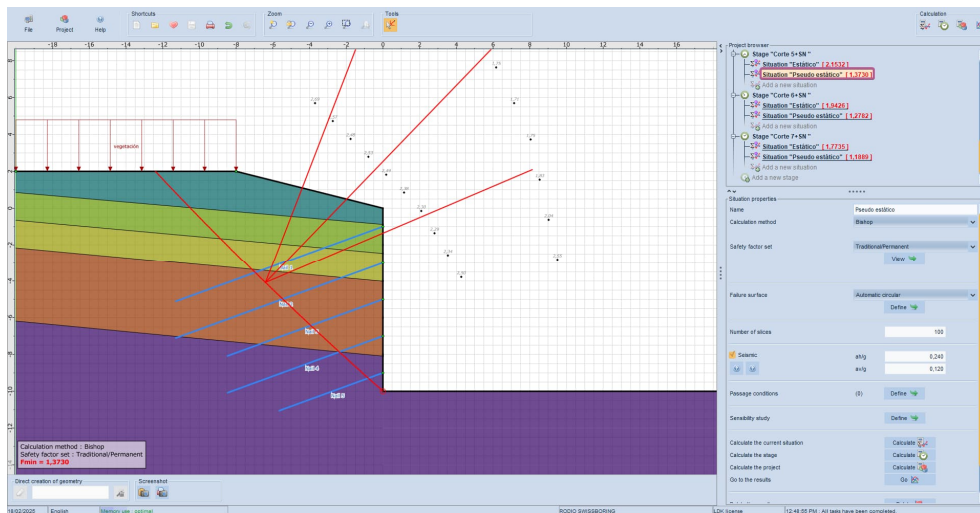


Figura 17. Análisis de estabilidad corte 5, condiciones pseudo-estático

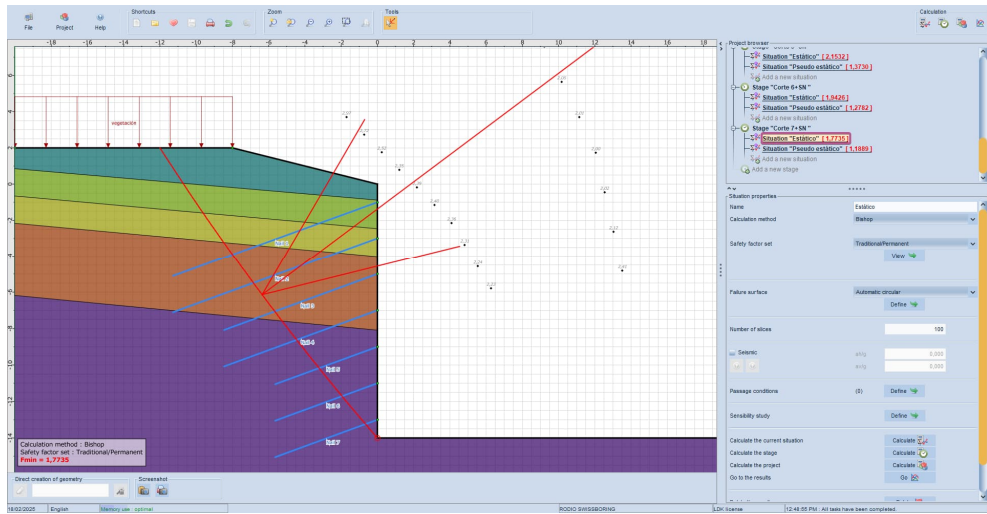


Figura 20. Análisis de estabilidad global, condiciones estáticas

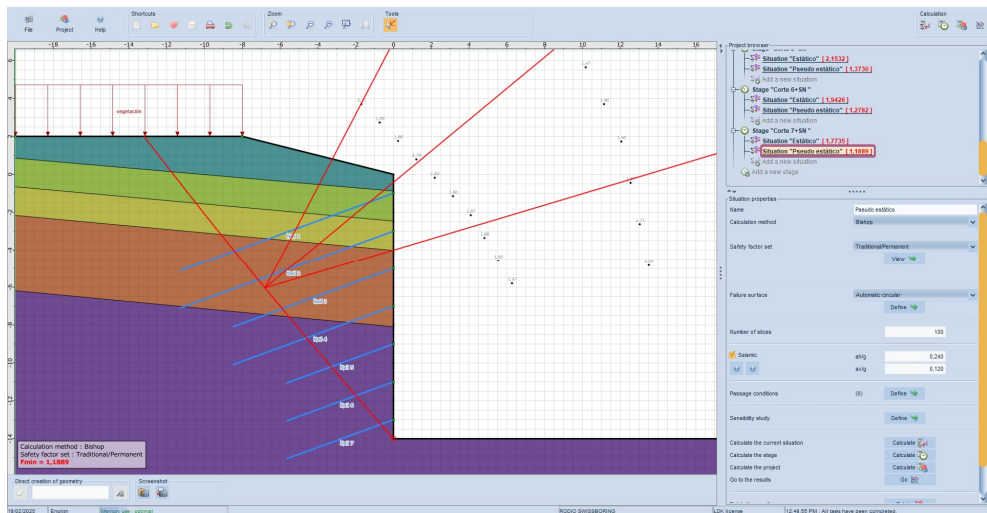


Figura 21. Análisis de estabilidad global, condiciones pseudo-estático

La siguiente tabla resume los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad local para las estaciones anteriores, considerando el caso estático como el pseudo-estático.

Tratamiento típico	Factor de seguridad estático	Factor de seguridad pseudo-estático
Corte 1	7.31	2.94
Corte 2	5.32	2.50
Corte 3	3.34	1.85
Corte 4	2.39	1.45
Corte 5	2.15	1.37
Corte 6	1.94	1.27
Estabilidad global	1.77	1.18

Tabla 2. Factores de seguridad según el análisis de estabilidad realizado en el software Talren v5

Como puede apreciarse en la Tabla 2, los factores de seguridad estático y pseudo-estático para la sección analizada se ubican dentro de los valores mínimos estipulados por la FHWA. A continuación, se puede observar un resumen del tratamiento, en sección, mostrando el diámetro y longitud de varilla, así como la inclinación con respecto a la horizontal y su distribución tanto en vertical como horizontal.

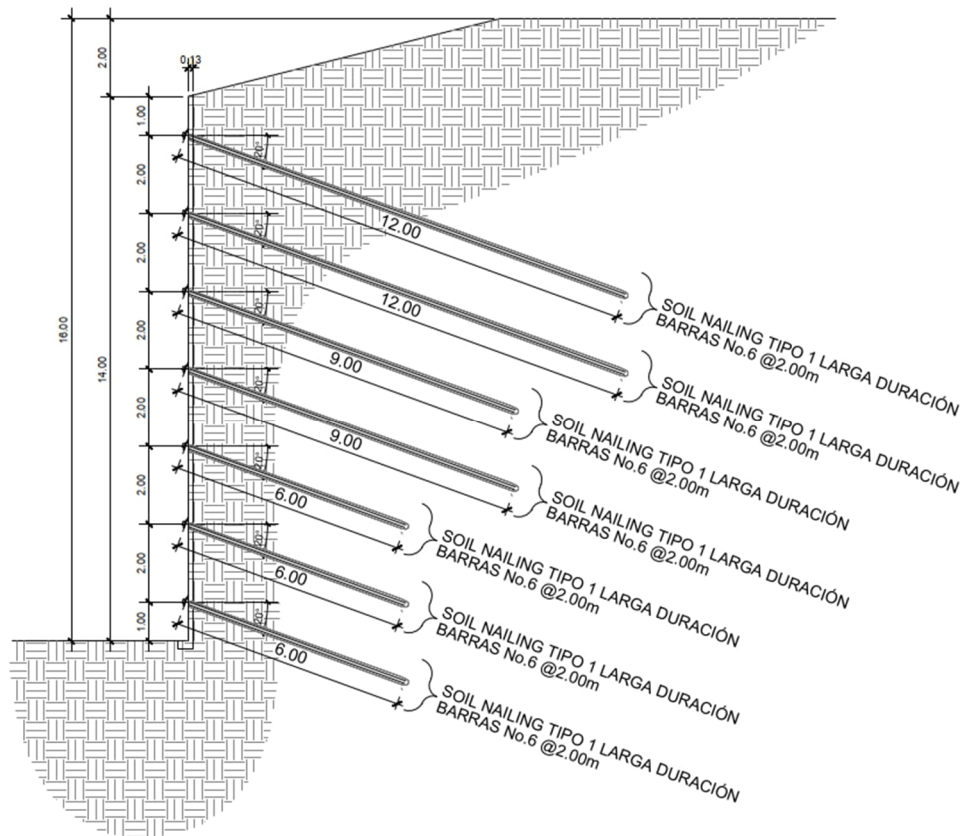


Figura 22. Resumen de tratamiento típico para talud

b. Método de elementos finitos

Este método considera conjuntamente el comportamiento de los materiales, las condiciones de frontera, y las fuerzas externas para determinar el equilibrio del sistema mediante la compatibilidad de deformaciones de todos los elementos involucrados.

Los suelos fueron modelados como materiales con comportamiento elasto-plástico, definiendo la fase plástica con una ley de resistencia MOHR COULOMB, con parámetros de cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ). Referente a la fase elástica, se asignó el parámetro de módulo de elasticidad (E).

Los elementos de concreto armado fueron modelados como elementos placa con comportamiento elástico lineal, obteniendo sus propiedades en función de la resistencia del concreto y su geometría. Las propiedades determinadas la rigidez (EA) y la rigidez a flexión (EI). El módulo de elasticidad del concreto se obtuvo empleando la expresión $E_c = 14000(f'_c)^{0.5}$; la relación de Poisson (ν) asignada al concreto es igual a 0.2.

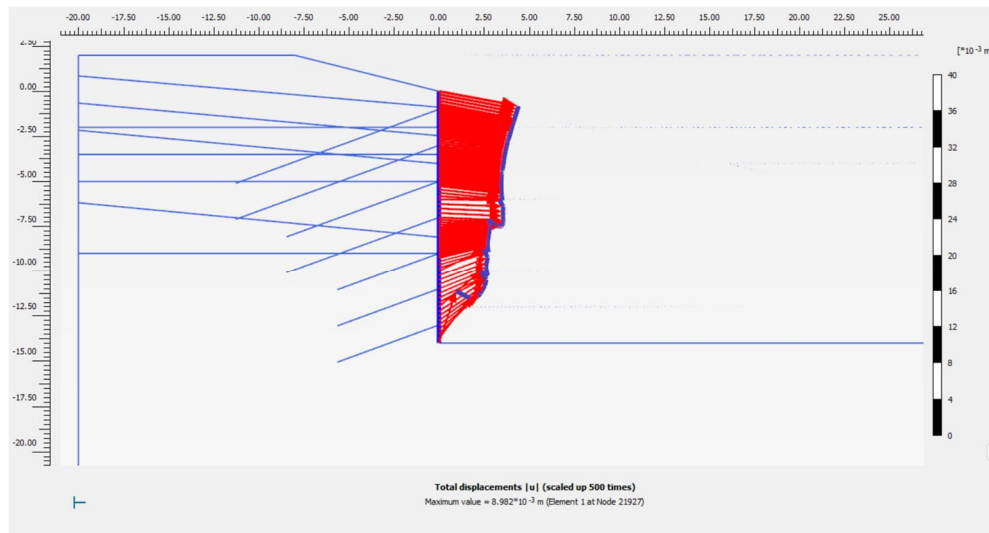


Figura 23. Deformaciones totales sobre el muro de soil nailing, condición estática realizado en el software Plaxis 2D

El análisis de deformaciones en el muro de soil nailing, con una altura de 14 metros, muestra un desplazamiento máximo de 8.982 mm en condiciones estáticas. Comparándolo con los criterios de la FHWA, donde las deformaciones típicas aceptables oscilan entre 0.1% y 0.4% de la altura del muro (lo que equivale a 1.4 cm a 5.6 cm en este caso), se observa que la deformación obtenida es menor al umbral mínimo recomendado. Además, el desplazamiento es significativamente inferior al criterio empírico de 2.5 cm (≈ 1.00 in), lo que indica un comportamiento estructural adecuado y una rigidez suficiente del sistema.

Dado que la deformación es baja y está dentro de los límites aceptables, no parece haber problemas de estabilidad en el diseño, lo que sugiere que el sistema de soil nailing está funcionando correctamente para controlar los desplazamientos del muro.

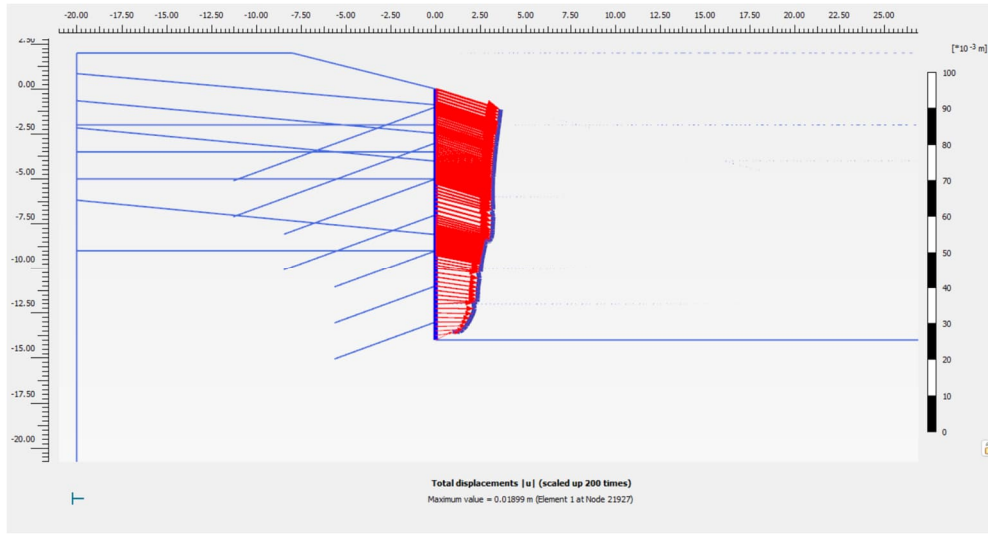


Figura 24. Deformaciones totales sobre el muro de soil nailing, condición pseudo-estático realizado en el software Plaxis 2D

Por otro lado, según la FHWA, en condición pseudo-estático, que considera efectos sísmicos simplificados, la deformación del muro puede aumentar y llegar hasta 5cm (≈ 2 in) sin comprometer su estabilidad. Dado que la deformación muestra un desplazamiento máximo de 18.99 mm, este se encuentra dentro de los límites aceptables.

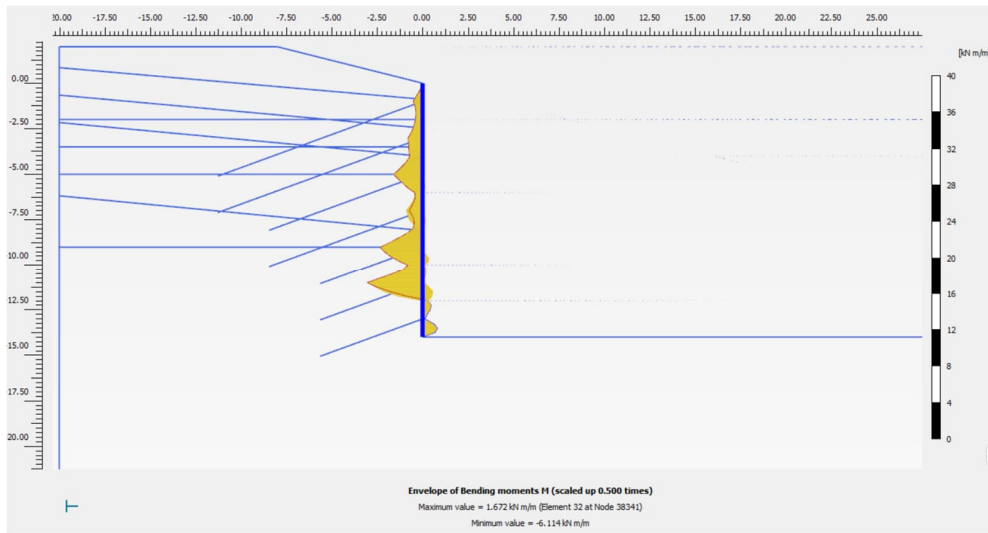


Figura 25. Diagrama de momento en muro con anclajes pasivos en condición estática realizado en el software Plaxis 2D

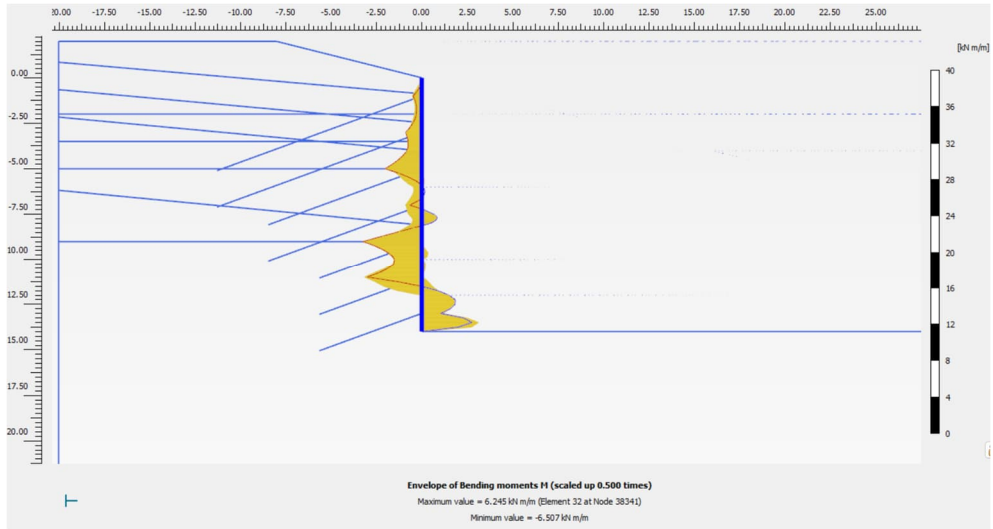


Figura 26. Diagrama de momento en muro con anclajes pasivos en condición pseudo-estática realizado en el software Plaxis 2D

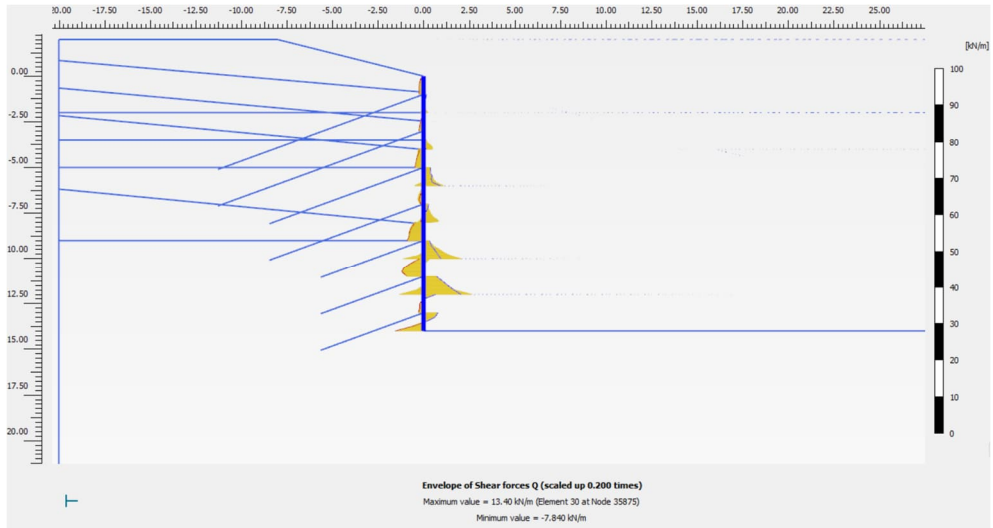


Figura 27. Diagrama de cortante en muro con anclajes pasivos en condición estática realizado en el software Plaxis 2D

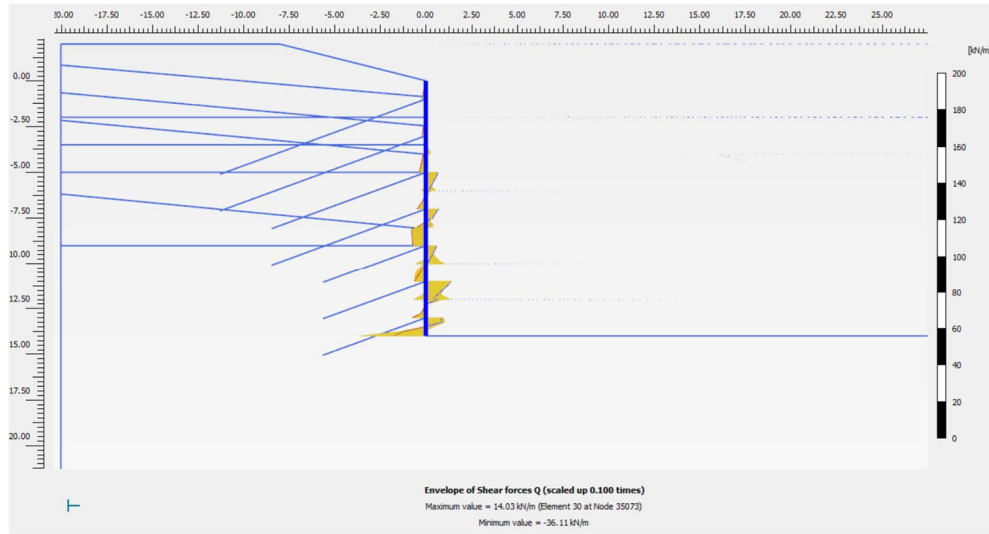


Figura 28. Diagrama de cortante en muro con anclajes pasivos en condición pseudo-estático realizado en el software Plaxis 2D

3. Diseño de interno del muro de soil nailing

Con los datos obtenidos del análisis externo, se procede a calcular el espesor del muro requerido para soportar el punzonamiento transmitido por las varillas, así como el refuerzo de acero a flexión y cortante.

a. Diseño por flexión

En el caso específico del soil nailing, el cortante y flexión son transmitidos de acuerdo con la máxima capacidad de servicio a tensión que desarrollarán las varillas que trabajarán como inclusiones. Si bien, esta máxima capacidad de servicio se desarrollará únicamente cuando el sistema se active (presencia de falla local, por ejemplo), se debe diseñar el muro para resistir la capacidad máxima de la varilla, la cual se presenta en la Tabla 3. Es importante mencionar que el límite elástico del acero será en todos los casos $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (60KSI).

Tipo de varilla	Capacidad de servicio, Tensión ¹ = $0.75^2 * f_y * A_s$ (t)	Capacidad de servicio, Corte = $0.4^3 * f_y * A_s$ (t)
No.6	8.98	4.80

Tabla 3. Máxima capacidad en servicio a tensión en varilla en condiciones permanentes

Dado que los momentos que se presentan en los muros tipo soil nailing poseen magnitudes muy bajas; se utiliza el refuerzo mínimo a flexión, dado por:

¹ $(\phi_T = 0.75) * (R_T = A_T * f_y) =$ Capacidad a tensión de la barra obtenida según FHWA-NHI-14-007 como el producto entre el factor de resistencia para la resistencia a tracción de la barra y la resistencia nominal a tracción de la barra.

² Según la tabla 5.8 *Resistance Factors for Tendon in Tension* de FHWA-NHI-14-007.

³ Según el capítulo J. *Design of Connections*, apartado J.4 inciso 2 del AISC 360-10.

$$A_{s.min}^4 = 0.0018 * A_g$$

Donde,

A_s = acero mínimo

A_g = área gruesa del elemento

$$A_g = b_w * h$$

Donde,

b_w = ancho unitario, 1.00m = 100cm

h = espesor de muro, 0.13m = 13cm

$$A_{s.min} = 0.0018 * 100cm * 13cm$$

$$A_{s.min} = 2.34 \frac{cm^2}{m}$$

Dado que la densidad de acero requerida es mínima, se opta por doble sección de electromalla para desempeñar la función de refuerzo a flexión. La Figura 29 se representa la electromalla seleccionada:

DATOS TÉCNICOS							TABLA DE CONVERSIÓN				
NOMENCLATURA	DIÁMETRO DE VARILLA	ÁREA DE VARILLA	PESO		ÁREA DE REFUERZO	TIPO DE VARILLA	Grado 60 Fy = 4.218 kg/cm²		Grado 40 Fy = 2.812 kg/cm²		
			kg/m²	kg/pl			Refuerzo que sustituye	(cm²/m)	Refuerzo que sustituye	(cm²/m)	
6" x 6"	10/10	3.43	0.092	0.98	13.87	0.616	Corrugada	No. 2 @ 43	0.733	No. 2 @ 29	1.100
6" x 6"	9/9	3.80	0.113	1.20	16.91	0.756	Corrugada	No. 2 @ 35	0.900	No. 2 @ 23	1.350
6" x 6"	8/8	4.11	0.133	1.40	19.76	0.884	Corrugada	No. 2 @ 30	1.052	No. 2 @ 20 6 No. 3 @ 0.45	1.579
6" x 6"	7/7	4.50	0.159	1.68	23.75	1.060	Corrugada	No. 2 @ 25	1.262	No. 2 @ 17 6 No. 3 @ 0.38	1.893
6" x 6"	6/6	4.88	0.187	1.98	27.93	1.247	Corrugada	No. 2 @ 21 6 No. 3 @ 0.48	1.485	No. 2 @ 14 6 No. 3 @ 0.32	2.227
6" x 6"	4.5/4.5	5.50	0.238	2.52	35.53	1.584	Corrugada	No. 2 @ 17 6 No. 3 @ 0.38	1.886	No. 3 @ 25 6 No. 4 @ 0.45	2.829
6" x 6"	4/4	5.72	0.257	2.72	38.38	1.713	Corrugada	No. 2 @ 16 6 No. 3 @ 0.35	2.039	No. 3 @ 23 6 No. 4 @ 0.41	3.059
6" x 6"	3/3	6.20	0.302	3.19	45.03	2.013	Corrugada	No. 2 @ 13 6 No. 3 @ 0.30	2.396	No. 3 @ 20 6 No. 4 @ 0.35	3.595
6" x 6"	2/2	6.65	0.347	3.68	51.87	2.315	Corrugada	No. 2 @ 12 6 No. 3 @ 0.26	2.756	No. 3 @ 17 6 No. 4 @ 0.31	4.134

Figura 29. Área de acero equivalente para electromalla

Para una doble malla electrosoldada de 6" x 6", calibre 6/6, el área de acero es mayor que la requerida:

$$A_{s.propuesto} \frac{cm^2}{m} > A_{s.min} \frac{cm^2}{m}$$

$$2 * 1.247 \frac{cm^2}{m} > 2.34 \frac{cm^2}{m}, \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

⁴ Según la sección 8.6.1.1 del ACI 318-19

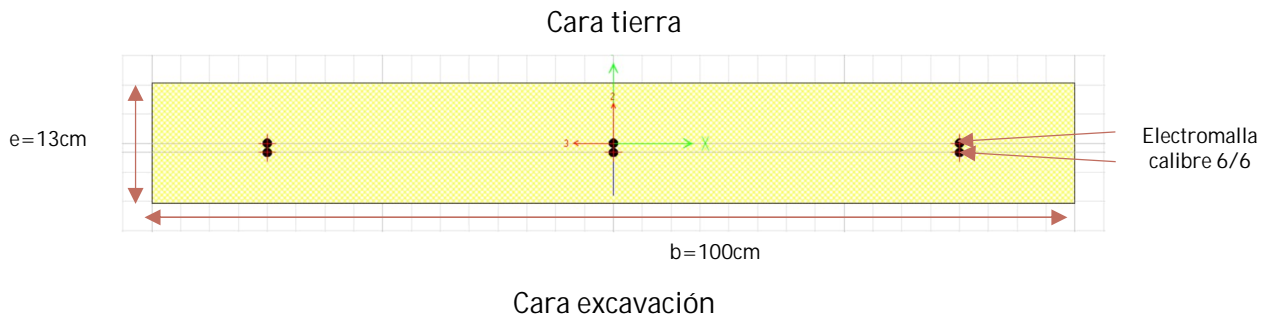


Figura 30. Acero propuesto a flexión

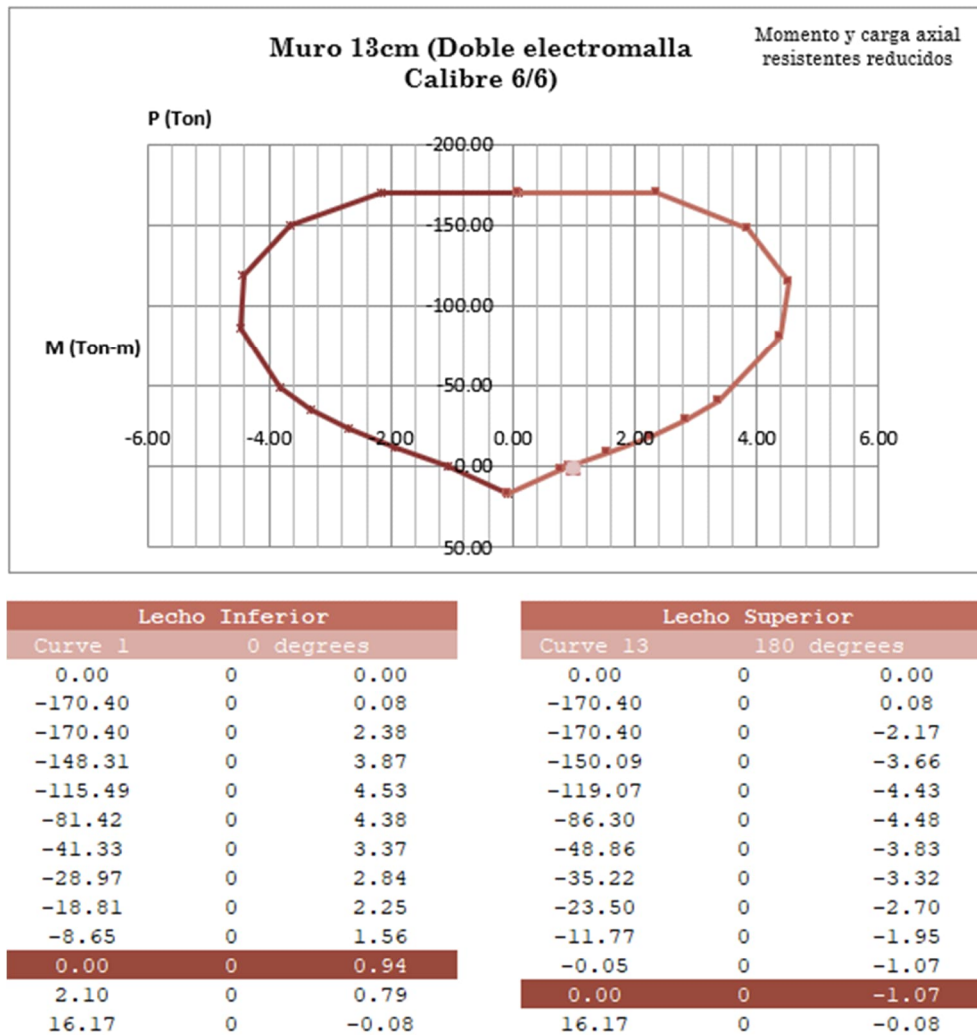


Figura 31. Diagrama $\phi M_n - \phi P_n$ para muro de contención con refuerzo tipo longitudinal con doble electromalla calibre 6/6⁵

⁵ El factor de reducción ϕ es variable de acuerdo con la carga axial, siendo 0.9 para tensión pura y 0.65 por compresión

Con base en los momentos máximos obtenidos en el diseño externo del muro de soil nailing para la condición estática, Figura 25, se determina que el acero propuesto a flexión de doble electromalla calibre 6/6 cumple con las demandas de la estructura.

$$1.07 t \frac{m}{m} > 0.61 t \frac{m}{m} * 1.6^6$$

$$1.07 t \frac{m}{m} > 0.97 t \frac{m}{m}, \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

Con base en los momentos máximos obtenidos en el diseño externo del muro de soil nailing para la condición pseudo-estática, Figura 26, se determina que el acero propuesto a flexión de doble electromalla calibre 6/6 cumple con las demandas de la estructura.

$$1.07 t \frac{m}{m} > 0.65 t \frac{m}{m} * 1.07$$

$$1.07 t \frac{m}{m} > 0.65 t \frac{m}{m}, \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

b. Diseño por cortante

La verificación a cortante se realizará de acuerdo con el ACI 318- 19, donde debemos obtener:

$$\Phi V_c + \Phi V_s > V_u$$

Donde,

V_c = resistencia nominal a cortante del concreto

V_s = resistencia nominal a cortante del acero

V_u = cortante último dado por la capacidad nominal de la barra respectiva descrita en la tabla 3.

Es importante mencionar que se trabajó con un espesor de muro de 13 cm, por lo que todos los cálculos están basados en ese valor. De acuerdo con el ACI 318-19, la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto viene dada por:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde, para un muro de 13cm

$$\beta = \frac{a}{b} = \frac{2}{2} = 1 \text{ (a y b son dados por el espaciamiento horizontal y vertical de las varillas).}$$

⁶ Factor de mayoración según el inciso 5.3.8 apartado (a) del ACI 318-19.

⁷ Factor de mayoración según el inciso 5.3.8 apartado (c) del ACI 318-19.

$\lambda = 1$ (para concreto de peso específico regular)

f'_c = resistencia del concreto

b_o = (ancho de la placa +1.5d) * 4 = 1130 mm

d = peralte efectivo

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * 1130 \text{ mm} * 55 \text{ mm} = 145251.61 \text{ N}$$

$$V_c = 14.52 \text{ t}$$

Con base en los cortantes máximos obtenidos en el diseño externo del muro de soil nailing para la condición estática, Figura 27, se determina que el concreto puede resistir por sí solo el cortante.

$$14.52 \frac{\text{t}}{\text{m}} > 1.34 \text{ t} \frac{\text{m}}{\text{m}} * 1.6^8$$

$$14.52 \frac{\text{t}}{\text{m}} > 2.14 \frac{\text{t}}{\text{m}}, \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

Con base en los cortantes máximos obtenidos en el diseño externo del muro de soil nailing para la condición pseudo-estático, Figura 28, se determina que el concreto puede resistir por sí solo el cortante.

$$14.52 \frac{\text{t}}{\text{m}} > 3.60 \frac{\text{t}}{\text{m}} * 1.0^9$$

$$14.52 \text{ t} \frac{\text{m}}{\text{m}} > 3.60 \text{ t} \frac{\text{m}}{\text{m}}, \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

(1) Diseño a cortante de muro ejercida por una varilla No. 6

$$V_u = 0.90 * f_y * A_s$$

Donde,

V_u = cortante último

f_y = resistencia del acero

A_s = área de la barra

$$V_u = 0.90 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2.85 \text{ cm}^2 = 10773.00 \text{ kg} = 10.77 \text{ t}$$

⁸ Factor de mayoración según el inciso 5.3.8 apartado (a) del ACI 318-19.

⁹ Factor de mayoración según el inciso 5.3.8 apartado (c) del ACI 318-19.

Resistencia nominal a cortante del concreto = $0.85 * V_c$

$$V_u < 0.85 * V_c$$
$$10.77 t < 12.34 t, \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

A pesar de que el concreto puede resistir por sí solo el cortante transmitido por la varilla No.6, para mejorar el control de fisuración y para intersectar las fisuras de cortante por punzonamiento¹⁰, se deberá adicionar el refuerzo mínimo a punzonamiento de las varillas, 2 varillas No. 4, en ambos sentidos; longitud = 1.00m con el fin de cubrir el área tributaria dado a la separación vertical y horizontal de 2m para este diseño de sistema de anclajes pasivos.

c. Diseño de placa base

Por el diseño externo de muro de soil nailing realizado en el software Plaxis 2D, se puede determinar la reacción axial de las barras de acero en cada una de las fases de corte y revisar si, de hecho, estas se encuentran por debajo de su capacidad en servicio. Lo anterior con el fin de determinar la fuerza axial máxima con la que el sistema de anclajes pasivos está actuando y determinar las dimensiones de las placas base que distribuirá la fuerza uniformemente.

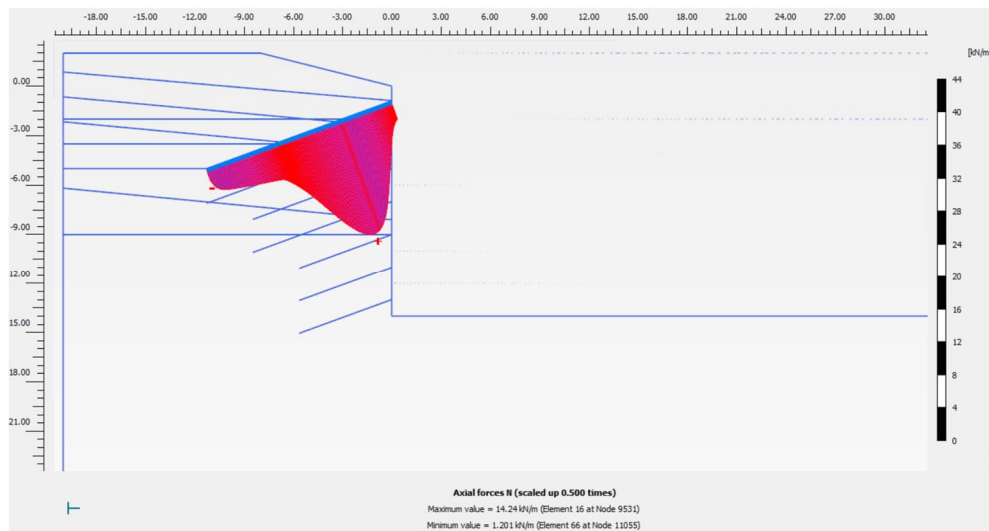


Figura 32. Fuerza axial máxima en primera fila de anclajes pasivos

La verificación de las dimensiones de la placa base se realiza de acuerdo con el AISC 360-10 Caso 1, donde debemos obtener:

$$P_u$$

¹⁰ Según el inciso 8.6.1.1 del ACI 318-19.

Donde,

P_u = carga axial última

$$P_u = 1.42 t * 1.5 = 2.13 t * 2.2046 kips = 4.70 kips$$

Posterior, se determina el área de la placa requerida basado en el esfuerzo máximo de compresión del hormigón como:

$$A_1 = \frac{P_u}{0.6 * 1.7 * f'_c}$$

Donde,

A_1 = dimensión de la placa base

P_u = carga axial última

f'_c = resistencia del concreto

$$A_1 = \frac{4.70 kips}{0.6 * 1.7 * 3 ksi} = 1.54 in^2$$

A nivel de diseño, buscamos que tanto el ancho como alto, B y N respectivamente, de la placa sean iguales para poder optimizar el espesor. Lo anterior también es importante para poder determinar los brazos de palanca, n y m, que se encuentran en función del peralte, ancho y alto.

Para una placa de un perfil metálico los brazos se calculan de la siguiente manera:

$$n = \frac{B - 0.8 * bf}{2}$$

Donde,

n = brazo paralelo al patín

B = base de la placa

bf = ancho del patín

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2}$$

Donde,

m = brazo paralelo al peralte

N = alto de la placa

d = peralte

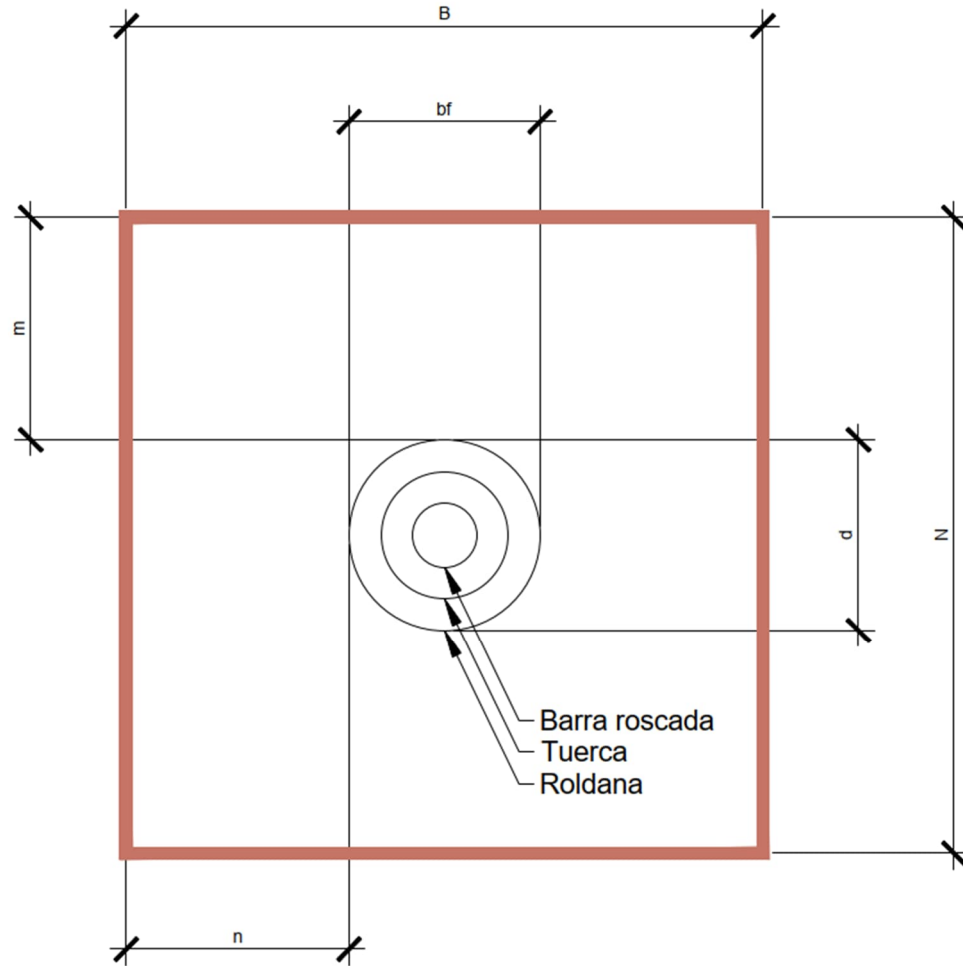


Figura 33. Elevación frontal de placa base para un anclaje pasivo

Dado a que estamos tratando con una sección circular, los brazos n y m se encuentran a la misma distancia, permitiendo decir que $n = m$ y simplificando sus fórmulas como:

$$n = m = \frac{B - bf}{2} = \frac{N - d}{2}$$

Para este caso práctico se decide proponer una placa de 20 cm de ancho y 20 cm de alto, por lo que:

$$n = m = \frac{20 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}{2} = 7.5 \text{ cm} = 2.95 \text{ in}$$

Dicho esto, procedemos a calcular si las dimensiones que se proponen para la placa se encuentran por arriba del área requerida:

$$A_{\text{placa propuesto}} = B * N$$

$$A_{\text{placa propuesto}} = 20 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2 = 52 \text{ in}^2$$

$$A_1 \leq A_{\text{placa propuesta}}$$

$$1.54 \text{ in}^2 \leq 52 \text{ in}^2, \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

Aunque el área de la placa base propuesta supera el mínimo requerido, es fundamental asegurarse de que todos los elementos que conforman la cabeza del anclaje pasivo encajen dentro de ella. Además, una reducción en el área implica un aumento en el espesor necesario, por lo que es crucial encontrar un equilibrio entre ambos factores.

Para calcular el espesor mínimo de la placa, se procede con la ecuación:

$$t_{min} = n * \sqrt{\frac{2 * P_u}{\phi_f * f_{yp} * B * N}}$$

Donde,

t_{min} = espesor mínimo de la placa

n = brazo de palanca

P_u = carga axial última

ϕ_f = factor de reducción de capacidad momento en la placa

f_{yp} = grado de acero de la placa base

B = ancho de la placa

N = alto de la placa base

$$t_{min} = 2.95 \text{ in} * \sqrt{\frac{2 * 4.70 \text{ kips}}{0.90 * 36 \text{ ksi} * 7.88 \text{ in} * 7.88 \text{ in}}} = 0.20 \text{ in} = 0.512 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para este ejemplo se propone un espesor de placa base 0.50 in la cual es equivalente a 1.27 cm. A continuación, un isométrico del refuerzo a flexión, cortante y dimensiones de placa base para una varilla No.6

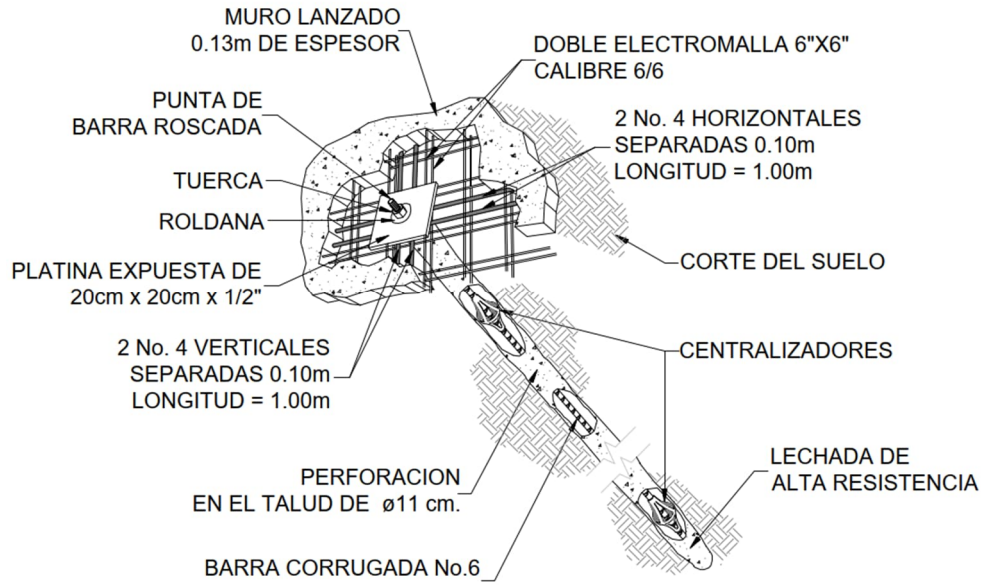


Figura 34. Detalle de muro y refuerzos para varilla no.6

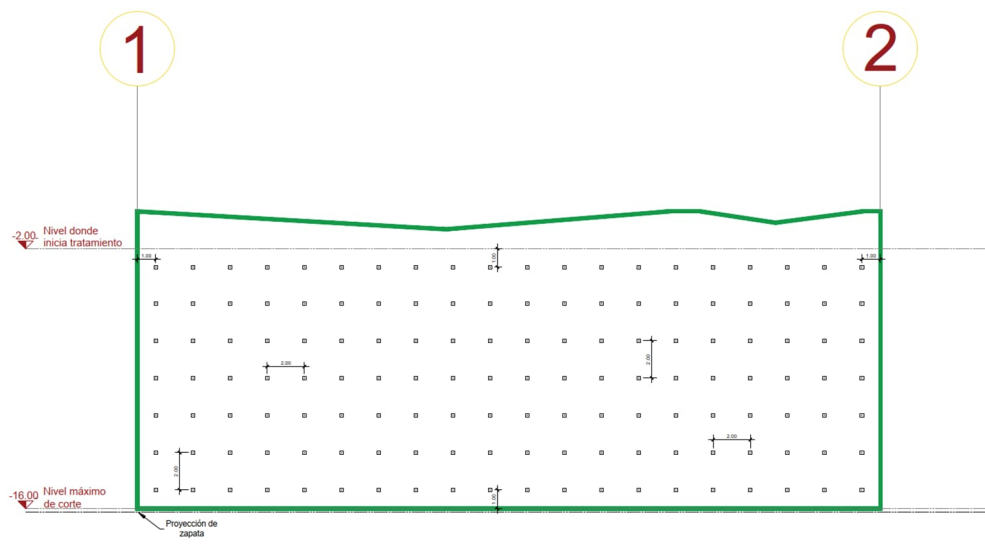


Figura 35. Distribución en elevación del tratamiento típico

B. Contención con sistema de anclajes activos para excavación típica de sótanos

Con fines descriptivos y para el propósito que este trabajo de graduación concierna, se propone una excavación típica de 4 sótanos, de 3m cada uno, en la Ciudad de Guatemala a ser contenida mediante un sistema de anclajes activos y pasivos. El terreno tiene dimensiones aproximadas de 30m x 50m teniendo permisos de perforación hacia los 4 linderos. Hacia el norte se encuentran casas de 2 niveles, al este hay casas de 1 nivel, al sur y oeste calles.

Si bien esta memoria de cálculo pretende demostrar el acercamiento correcto para el diseño de sistemas de contención para un proyecto de excavación en la Ciudad de Guatemala, esta se delimitará a calcular todos los elementos inherentes a un sistema de anclajes activos ya que se aplicará el mismo procedimiento para el diseño de anclajes pasivos como se demostró en el apartado A de contención con sistema de anclajes pasivos para un talud típico. A continuación, un esquema proyectando la información descrita anteriormente.

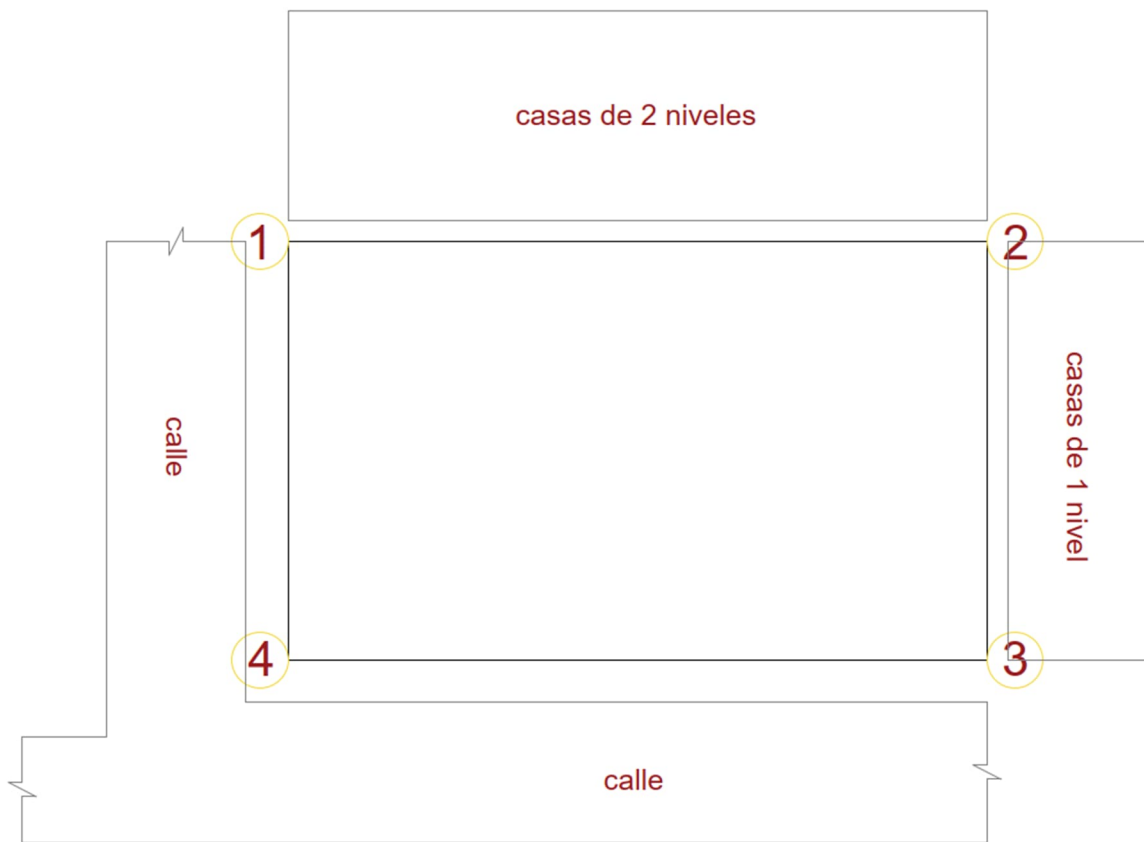


Figura 36. Planta de ubicación y colindancias del proyecto

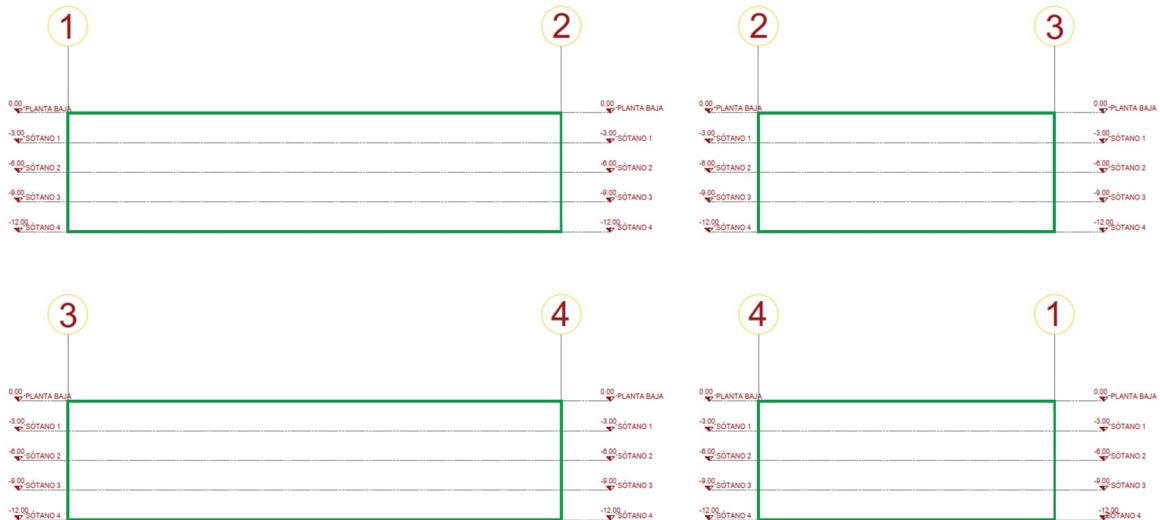


Figura 37. Elevaciones del proyecto

1. Modelo geotécnico

Con base en estudios geotécnicos facilitados por Rodio Swissboring Guatemala para proyectos de excavación en la Ciudad de Guatemala, se propone la siguiente estratigrafía típica para dicho municipio.

Estrato	Inicio (m)	Fin (m)	Descripción	Peso unitario (t/m ³)	Cohesión (t/m ²)	Ángulo de fricción (°)	Módulo elasticidad (E)
1	0.00	2.00	Relleno	1.60	2.00	20	50.00E3
2	2.00	3.50	Arena pómez	1.25	1.50	32	70.00E3
3	3.50	5.00	Polvillo	1.30	2.50	35	85.00E3
4	5.00	9.00	Talpetate	1.50	3.00	28	110.00E3
5	9.00	30.00	Selecto	1.60	5.00	38	150.00E3

Tabla 4. Propiedades mecánicas del suelo consideradas para el análisis

2. Diseño externo – análisis del sistema de contención

La evaluación de la estabilidad de la excavación y el sistema constructivo se llevó a cabo mediante dos métodos: el método de equilibrio límite, utilizando el software comercial TALREN 5 y el método de elementos finitos (MEF), empleando el software comercial PLAXIS 2D.

a. Método de equilibrio límite

Este método permite verificar la estabilidad de las estructuras geotécnicas mediante el cálculo de factores de seguridad estáticos, comparándolos con los valores mínimos establecidos por la metodología de diseño del Federal Highway Administration.

El factor de seguridad se define como la relación entre las fuerzas resistentes que previenen la falla de un talud y las fuerzas desestabilizadoras que favorecen su deslizamiento. Según el FHWA, los factores de seguridad mínimos son:

- 1.50 para condiciones estáticas
- 1.10 para condiciones dinámicas

Los análisis se realizaron tanto en condiciones estáticas como dinámicas, para las cuales se utilizó el método pseudo-estático. En este caso, se emplearon coeficientes de aceleración horizontal y vertical de 0.24g y 0.12g, respectivamente.

Para determinar los factores de seguridad, se utilizó el método de cálculo de Bishop, que asume una superficie de falla circular y divide la masa de suelo susceptible al deslizamiento en franjas. Este método plantea el equilibrio de momentos: el momento actuante generado por el peso propio de cada franja respecto al centro de rotación es igual al momento resistente proporcionado por la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de falla.

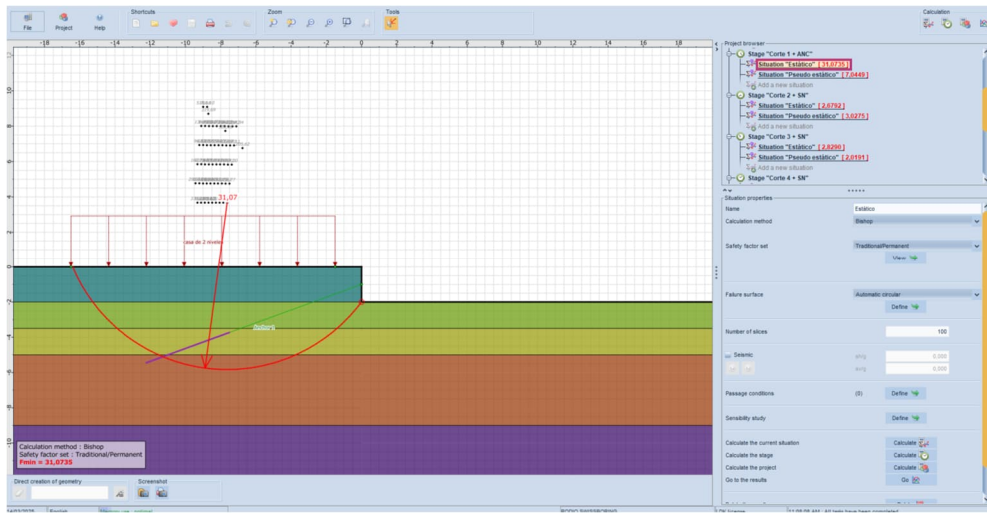


Figura 38. Análisis de estabilidad corte 1, condiciones estáticas

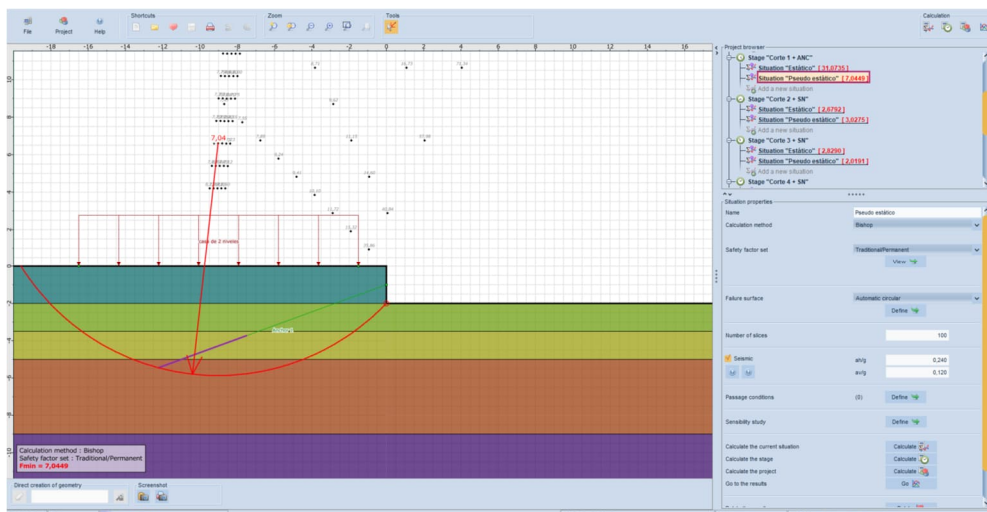


Figura 39. Análisis de estabilidad corte 1, condiciones pseudo-estático

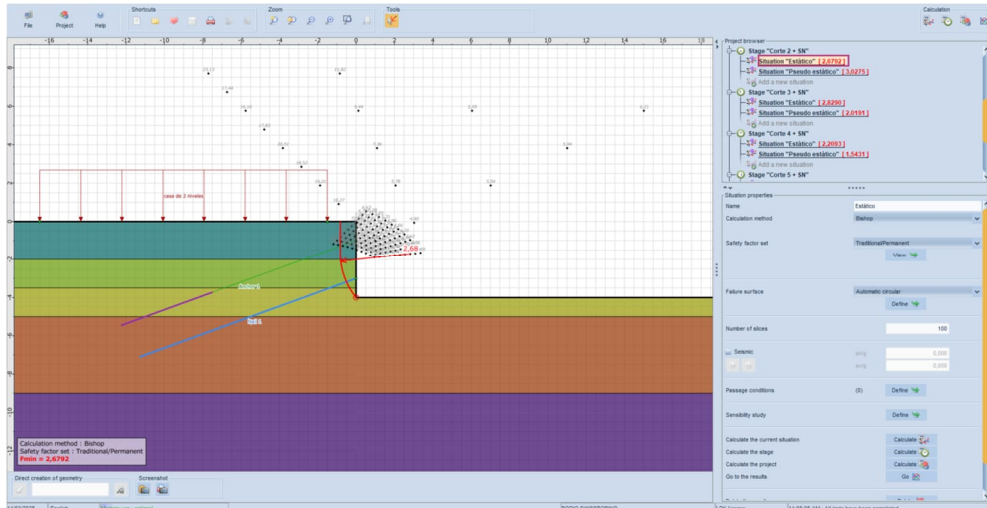


Figura 40. Análisis de estabilidad corte 2, condiciones estáticas

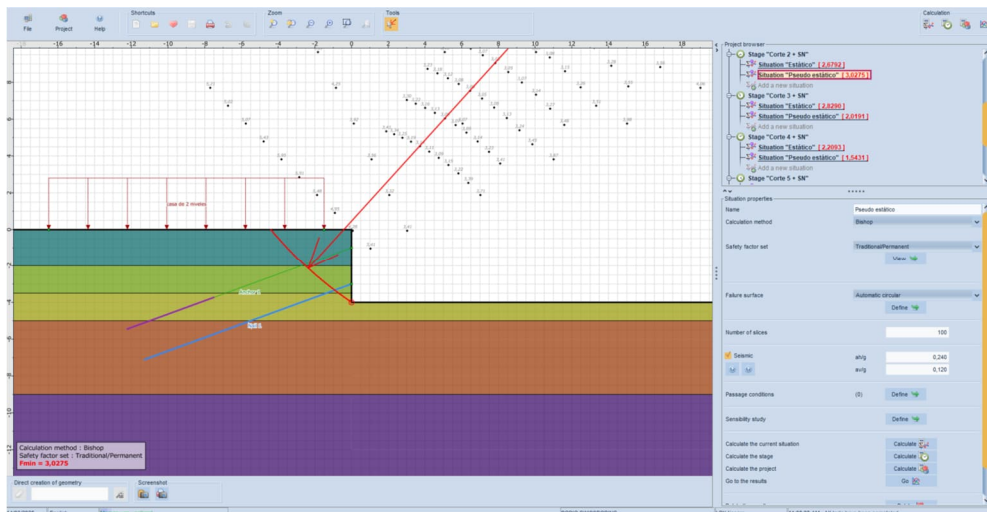


Figura 41. Análisis de estabilidad corte 2, condiciones pseudo-estático

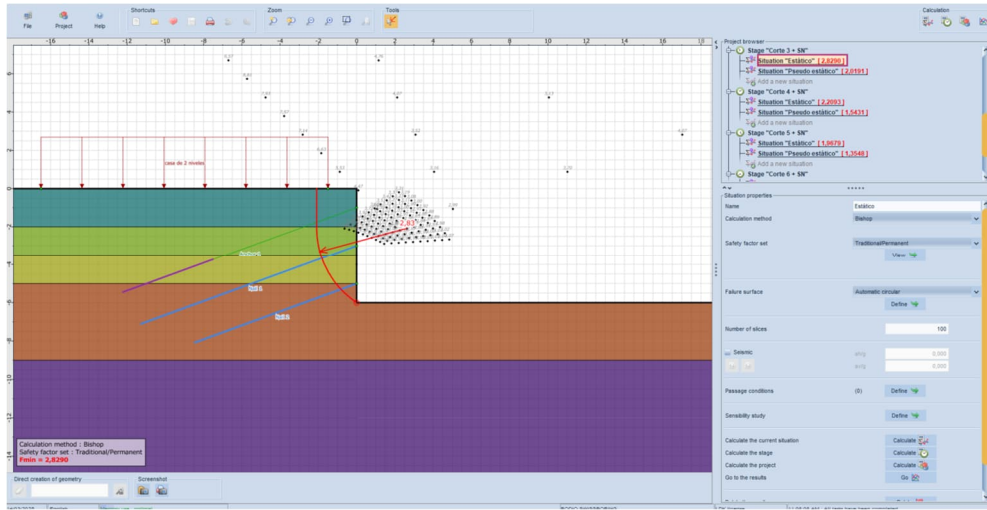


Figura 42. Análisis de estabilidad corte 3, condiciones estáticas

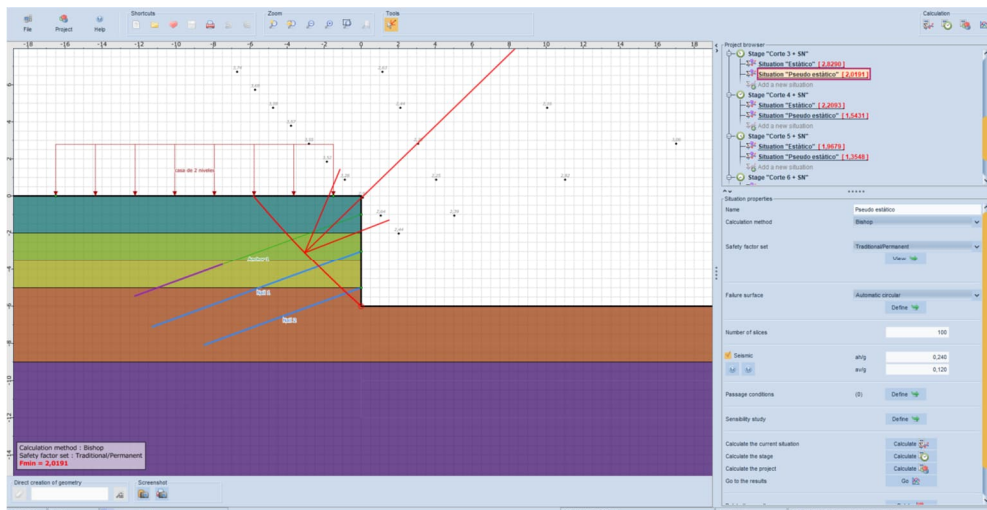


Figura 43. Análisis de estabilidad corte 3, condiciones pseudo-estático

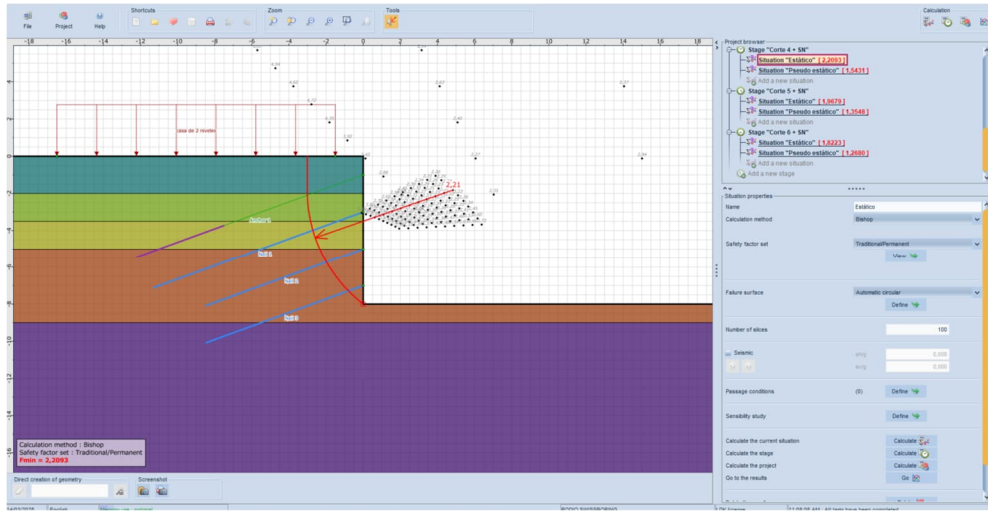


Figura 44. Análisis de estabilidad corte 4, condiciones estáticas

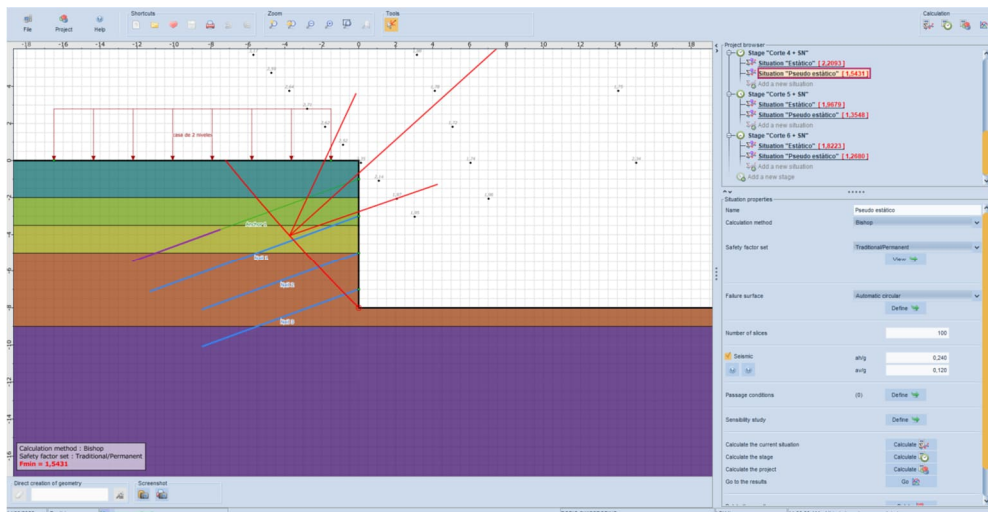


Figura 45. Análisis de estabilidad corte 4, condiciones pseudo-estático

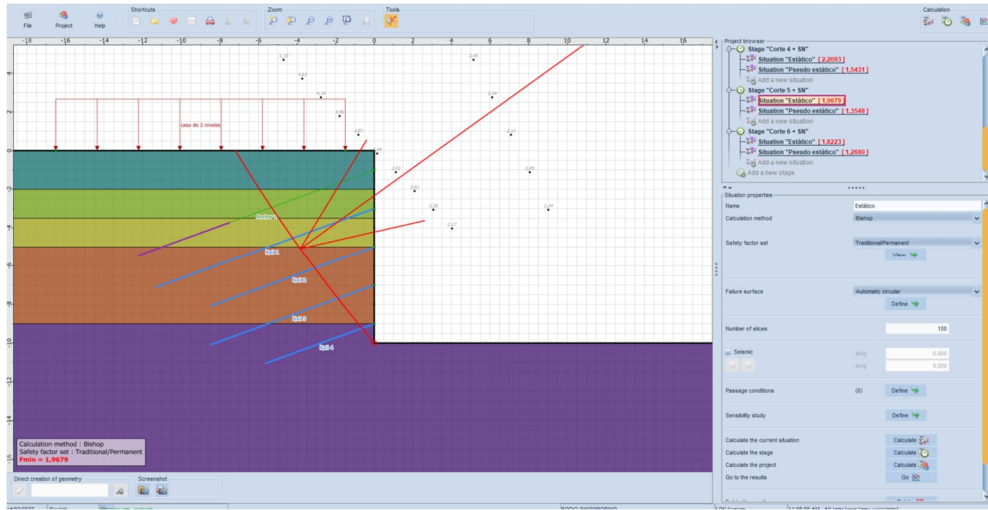


Figura 46. Análisis de estabilidad corte 5, condiciones estáticas

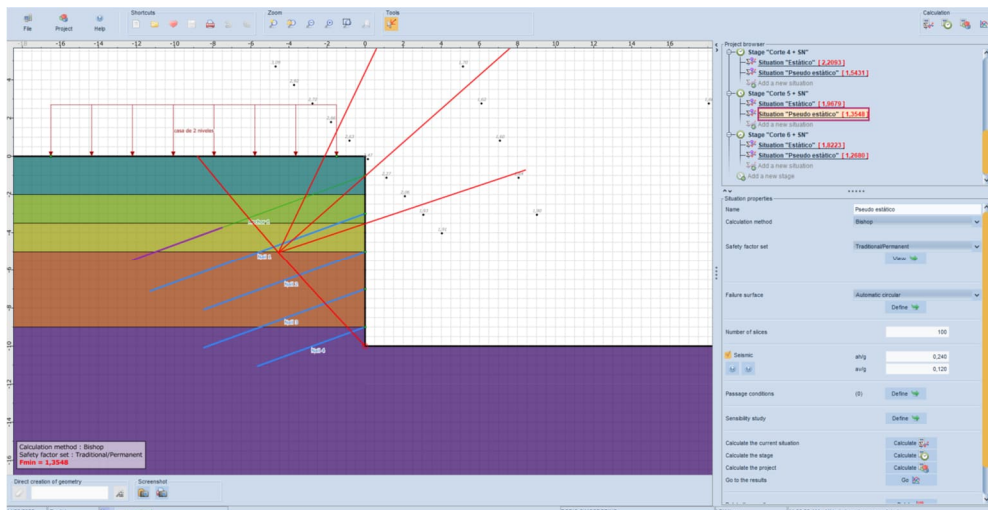


Figura 47. Análisis de estabilidad corte 5, condiciones pseudo-estático

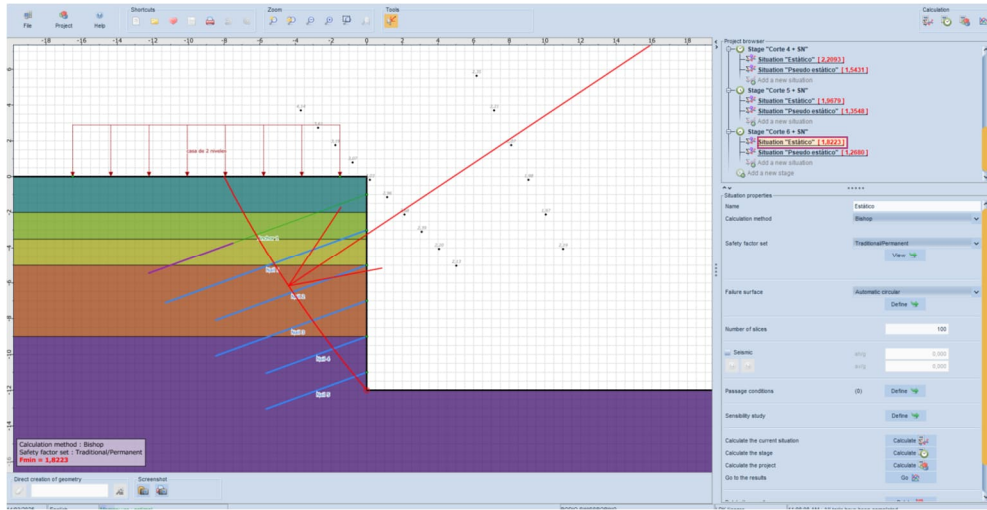


Figura 48. Análisis de estabilidad corte 6, condiciones estáticas

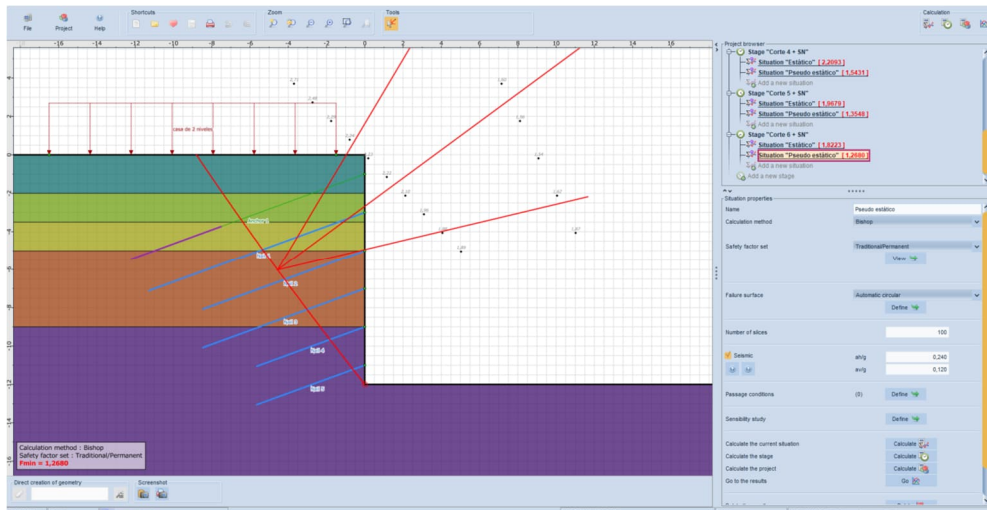


Figura 49. Análisis de estabilidad corte 6, condiciones pseudo-estático

La siguiente tabla resume los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad global para las estaciones anteriores, considerando tanto el caso estático como el pseudo-estático.

Tratamiento típico	Factor de seguridad estático	Factor de seguridad pseudo-estático
Corte 1	31.07	7.04
Corte 2	2.67	3.02
Corte 3	2.82	2.01
Corte 4	2.20	1.54
Corte 5	1.96	1.35
Estabilidad global	1.82	1.26

Tabla 5. Factores de seguridad según el análisis de estabilidad realizado en el software Talren v5.

Como puede apreciarse en la Tabla 5, los factores de seguridad estático y pseudo-estático para la sección analizada se ubican dentro de los valores mínimos estipulados por la FHWA. A continuación, se puede observar un resumen del tratamiento, en sección, mostrando el diámetro y longitud de varilla, así como la inclinación con respecto a la horizontal y su distribución tanto en vertical como horizontal.

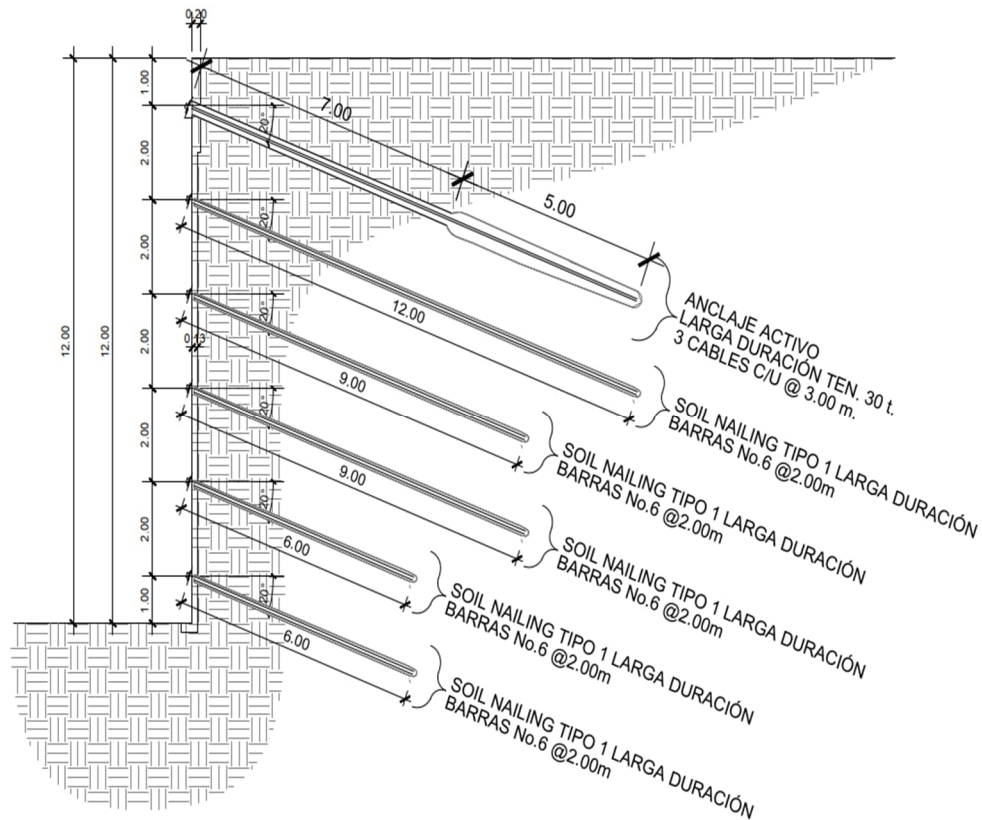


Figura 50. Resumen de tratamiento típico para talud

b. Método de elementos finitos

Este método considera conjuntamente el comportamiento de los materiales, las condiciones de frontera, y las fuerzas externas para determinar el equilibrio del sistema mediante la compatibilidad de deformaciones de todos los elementos involucrados.

Los suelos fueron modelados como materiales con comportamiento elasto-plástico, definiendo la fase plástica con una ley de resistencia MOHR COULOMB, con parámetros de cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ). Referente a la fase elástica, se asignó el parámetro de módulo de elasticidad (E).

Los elementos de concreto armado fueron modelados como elementos placa con comportamiento elástico lineal, obteniendo sus propiedades en función de la resistencia del concreto y su geometría. Las propiedades determinadas la rigidez (EA) y la rigidez a flexión (EI). El módulo de elasticidad del concreto se obtuvo empleando la expresión $E_c = 14000(f'_c)^{0.5}$; la relación de Poisson (ν) asignada al concreto es igual a 0.2.

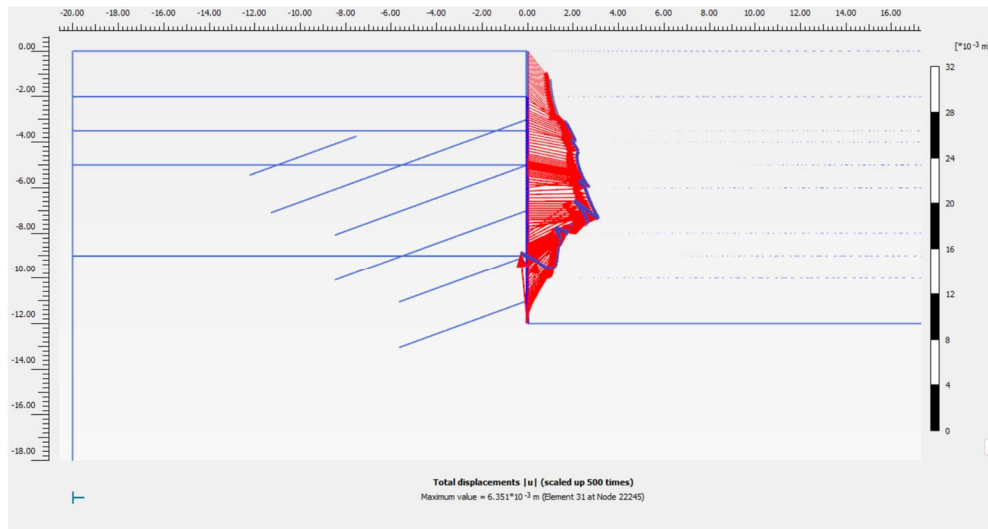


Figura 51. Deformaciones totales sobre el muro de soil nailing, condición estática realizado en el software Plaxis 2D

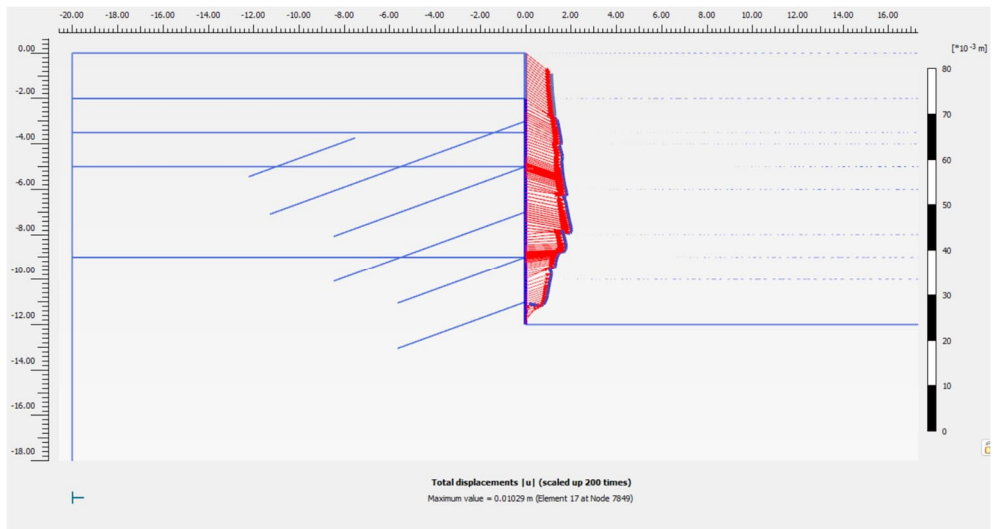


Figura 52. Deformaciones totales sobre el muro de soil nailing, condición pseudo-estático realizado en el software Plaxis 2D

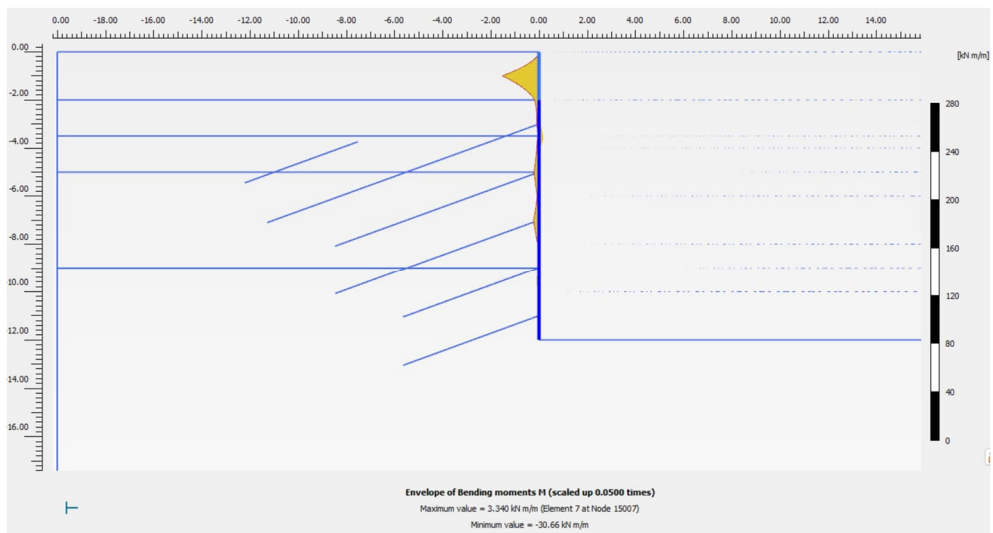


Figura 53. Diagrama de momento en muro con anclajes activos en condición estática realizado en el software Plaxis 2D

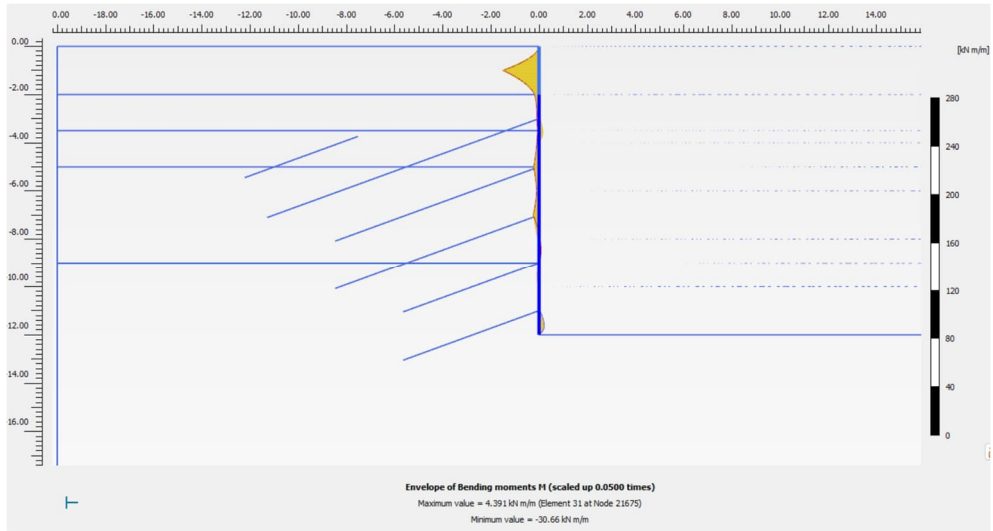


Figura 54. Diagrama de momento en muro con anclajes activos en condición pseudo-estática realizado en el software Plaxis 2D

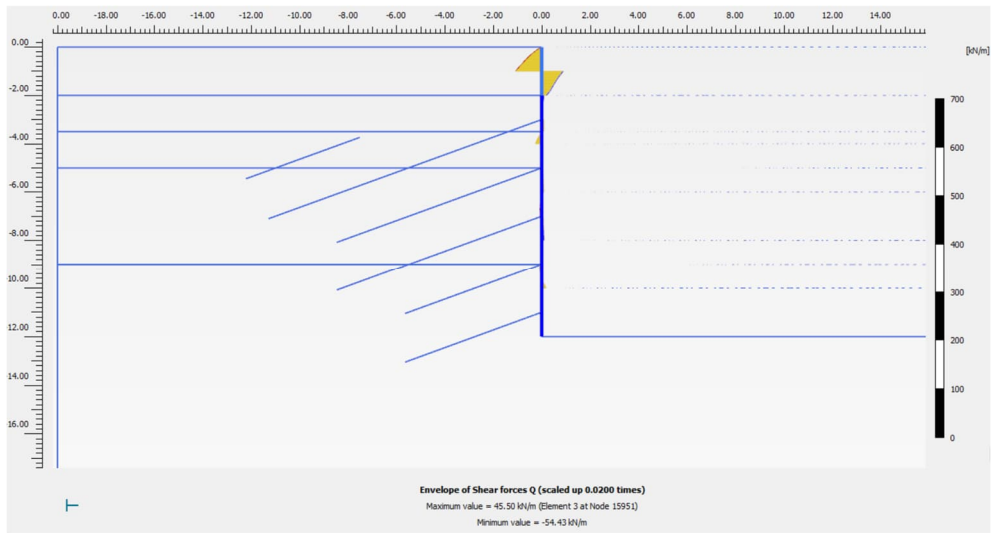


Figura 55. Diagrama de cortante en muro con anclajes activos en condición estática realizado en el software Plaxis 2D

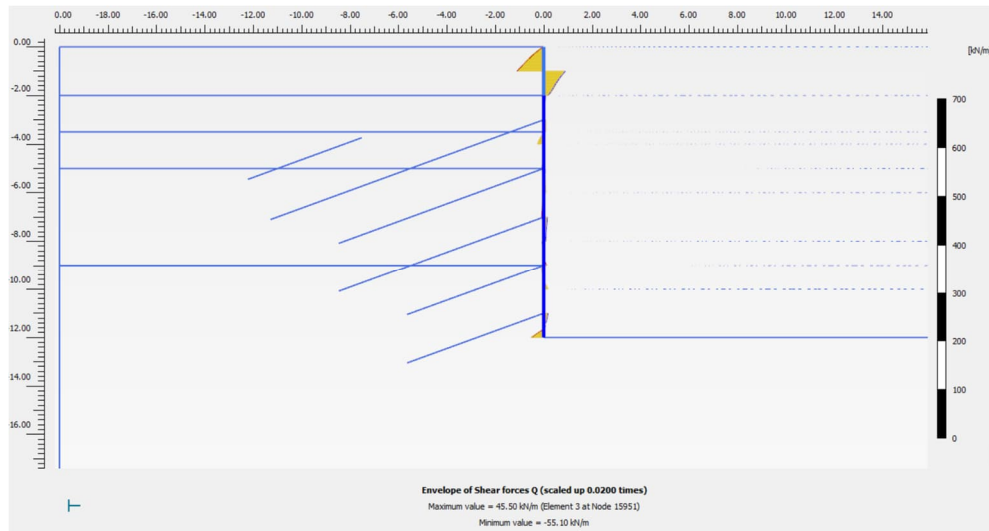


Figura 56. Diagrama de cortante en muro con anclajes activos en condición pseudo-estática realizado en el software Plaxis 2D

3. Diseño de anclaje activo

El documento *Recommendations T.A. 2020* se utiliza como referencia para el diseño de anclajes activos sobre otras normativas internacionales como la UNE-EN 1537 debido a su mayor nivel de detalle en aspectos clave como el diseño de bulbos, técnicas de inyección y control de calidad, lo que lo hace especialmente útil para proyectos que requieren un enfoque específico. Mientras que la UNE-EN 1537 se centra en principios generales para la ejecución de anclajes, el *T.A. 2020* ofrece recomendaciones más actualizadas y adaptadas a tecnologías modernas, como los sistemas de Inyección Global Única (IGU).

Otra ventaja del *T.A. 2020* es su enfoque en la durabilidad a largo plazo y en el control de calidad durante todo el ciclo de vida de los anclajes, aspectos que son esenciales para garantizar la seguridad estructural. Además, este documento incorpora avances recientes en el diseño y ejecución de anclajes, lo que proporciona una ventaja frente a normativas más generales o menos actualizadas como la UNE-EN 1537.

a. Cálculo de las longitudes de bulbo para anclajes

Los siguientes incisos demostrarán los cálculos para la parte del bulbo, utilizando los ábacos de Bustamante, presentes en el Anexo H de *T.A. 2020*. Es importante mencionar que el dimensionamiento mediante estos ábacos será adecuado solamente para aquellos inyectados mediante presión.

A los efectos de dimensionamiento de los bulbos de los anclajes activos de larga duración, se considerará que estos se realizarán en los estratos de polvillo y talpetate. A continuación, se presenta el procedimiento seguido en el dimensionamiento de los bulbos.

$$T_u = \frac{\pi * D_s * L_s * q_s}{2^{11}}$$

Donde,

T_u = representa la carga límite del anclaje a ser movilizado en el terreno con un factor de seguridad igual a 2.

D_s = representa el diámetro real de la perforación y que se expresa como,

$$D_s = \alpha * D_d$$

D_d = el diámetro teórico de la perforación, para el cual, en este caso, se considerará igual a 1.52cm (6").

α = un coeficiente de mayoración para el diámetro teórico de perforación el cual depende del tipo de suelo donde va a encontrarse el bulbo.

L_s = longitud de bulbo a determinar

q_s = fricción máxima que se desarrollará entre el bulbo y el terreno que depende del sistema de inyección a ser utilizado y del tipo de terreno.

Soils	Coefficient α_s		Indicative conditions of application
	IRS (1)	IGU (1)	Usual grout quantity (2) to be injected V_i (3)
Gravels	1,8	1,3 to 1,4	1,5 V_b
Sandy gravels	1,6 to 1,8	1,2 to 1,4	1,5 V_b
Gravelly sands	1,5 to 1,6	1,2 to 1,3	1,5 V_b
Coarse sands	1,4 to 1,5	1,1 to 1,2	1,5 V_b
Medium sands			1,5 V_b
Fine sands			1,5 V_b
Silty sands			1,5 to 2 V_b for IRS -1,5 V_b for IGU
Silts	1,4 to 1,6	1,1 to 1,2	2 V_b for IRS -1,5 V_b for IGU
Clays	1,8 to 2,0	1,2	2,5 to 3 V_b for IRS -1,5 to 2 V_b for IGU
Marls	1,8	1,1 to 1,2	1,5 to 2 V_b for a compact layer
Marly-limestones			2 to 6 V_b or more for a fractured layer
Weathered of fragmented chalk			1,1 to 1,5 V_b if the layer is finely fractured
Weathered of fragmented rock	1,2	1,1	2 V_b or more if the layer is fractured

(1) Under the definitions stated above
(2) Grout dosage corresponds to a W/C ranging between 0.4 and 0.6
(3) V_b is the volume of the bonding bulb associated to $\alpha_s \emptyset$, where \emptyset is the borehole diameter; V_i is the volume of sleeve grout plus the volume of post-injection grout.

Figura 57. Parámetros de volumen inyectado y presión de inyección asociados a los ábacos de Bustamante

Dado a que el bulbo se encuentra entre el estrato de polvillo y talpetate y será inyectado mediante el método de Inyección Global Única (IGU), se escoge un factor de mayoración α de 1.2.

¹¹ Factor de seguridad aplicado a la carga límite del anclaje, T_u .

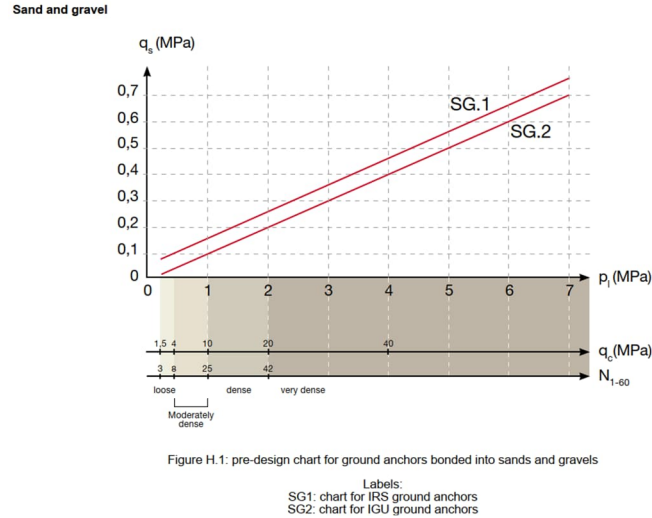


Figura 58. Ábaco de Bustamante de prediseño para anclajes activos adheridos a arenas y gravas

Gracias al ábaco de Bustamante de la figura 58, se determina la fricción máxima que se desarrollará entre el bulbo y el terreno, siendo para este caso un q_s de 20t/m. Encontrados estos datos, se procede a plantear una ecuación con el fin de despejar la longitud de bulbo, L_s , la cual se expresa como:

$$T_u = \text{carga teórica del anclaje}$$

$$L_s = \frac{2 * \text{carga teórica del anclaje}}{\pi * \alpha * D_d * q_s}$$

$$L_s = \frac{2 * 30t}{\pi * 1.2 * 0.1524m * 20t/m} = 5.22m$$

b. Determinación de la longitud libre de los anclajes

Para este efecto, se considera que la longitud libre mínima debe atravesar la cuña de falla teórica como se ilustra en la siguiente figura y la cual debe validarse mediante el diseño externo para este sistema de anclajes activos y pasivos. La longitud libre permite que el bulbo se desarrolle por detrás de la cuña de falla para tener deformaciones controladas y que el sistema de anclajes activos trabaje correctamente, por lo que es esencial que este permita que el bulbo se desarrolle en un estrato competente.

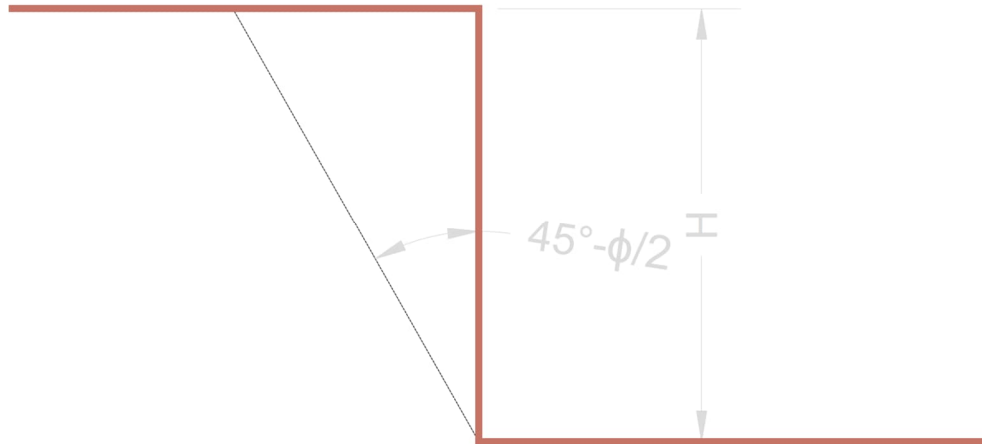


Figura 59. Cuña de falla teórica en talud

c. Capacidad estructural de los anclajes

Para ello se determina el área nominal por cable:

$$A_{nc} = 1.40 \text{ cm}^2$$

El grado de acero para el cable a utilizar es de:

$$f_y = 270 \text{ ksi} = 18.90 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, la capacidad por cable es igual a:

$$C_c = 0.60 * A_{nc} * f_y$$

$$C_c = 0.60 * 1.40 \text{ cm}^2 * 18.90 \frac{t}{\text{cm}^2} = 15.87 \text{ t}$$

Dado al diseño externo realizado en el software Talren V5. y Plaxis 2D, se determina que un anclaje de 30 toneladas de capacidad es suficiente para poder obtener deformaciones controladas bajo las condiciones existentes. Es por ello por lo que el número de cables para un anclaje activo con dicha capacidad es de:

$$\#_{c30t} = \frac{\text{capacidad de anclaje}}{C_c}$$

$$\#_{c30t} = \frac{30 \text{ t}}{15.84 \text{ t}} = 1.89 \text{ cables}$$

Sin embargo, se recomienda utilizar un mínimo de 3 cables ya que en caso se llegue a romper un cable, se cuentan con dos cables para tener redundancia.

4. Diseño de muro de anclaje activo
 a. Diseño estructural de la franja anclada

Grado del concreto (f'_c)	280 (kg/cm^2)
Grado del acero (f_y)	4200 (kg/cm^2)
Recubrimiento	5 (cm)
Separación vertical del anclaje	200 (cm)
Separación horizontal del anclaje	300 (cm)
Dimensión de la placa base del anclaje	35 (cm)
Coefficiente de mayoración	1.5

Tabla 6. Datos iniciales para diseño estructural de la franja anclada

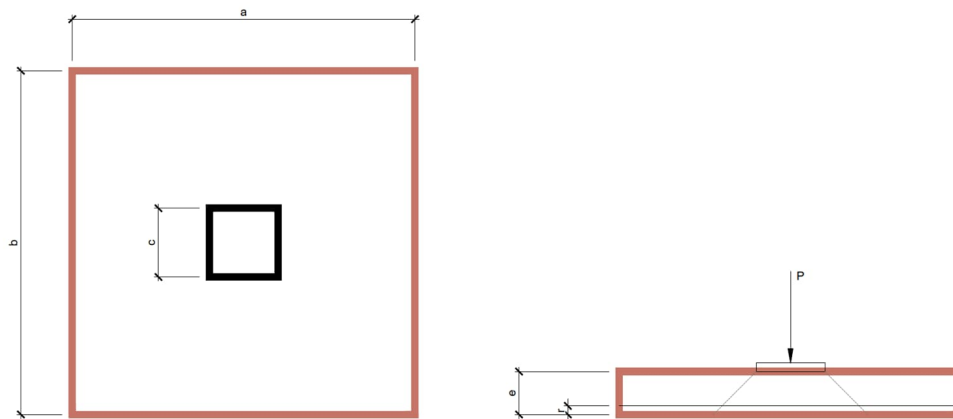


Figura 60. representación gráfica de variables a considerar

Donde,

a = altura de la franja de reacción/separación vertical del anclaje

b = separación horizontal del anclaje

c = dimensiones de la placa base en donde el ancho es igual al largo

La carga es mayorada por un coeficiente de 1.5, considerando que es una reacción de anclaje en respuesta a la acción del suelo y se procede a elegir un espesor de muro de 20cm de espesor, el cual posteriormente deberá verificarse por cortante como elemento de losa en dos direcciones.

P (t)	Pu (t)	Espesor de franja (cm)	qs (kg/cm^2)
30	45	20	0.75

Tabla 7. Mayoración de carga y elección de espesor de muro para franja de anclajes

Considerando el apartado 22.6.5.1 del ACI 318-19 y sus respectivas conversiones tomadas del Apéndice C del mismo documento, se determina lo siguiente:

v_{u1} $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	v_{c-a}^{12} $1.1 * f'_c$ $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	$v_{c-a} \geq v_{u1}$	v_{u2} $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	v_{c-b}^{13} $0.53 * f'_c$ $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	$v_{c-b} \geq v_{u2}$
17.65	18.41	Verifica	6.91	8.87	Verifica

Tabla 8. Verificación de muro por cortante – simulación como losa

Ya que el espesor de muro propuesto cumple en ambos casos para cortante para una losa en dos direcciones, se procede a modelar la franja de anclaje para determinar el armado adecuado determinada por la carga del anclaje. De no cumplir, se deberá proponer un espesor mayor hasta que este cumpla con ambos casos.

b. Condiciones de apoyo

Se modela una franja de 20 cm de espesor con un ancho de 2.00 m y una longitud equivalente a la del largo del lindero que se contendrá mediante el sistema de anclajes activos, que para fines de este proyecto se utilizará un largo de 50.00 m. Esta franja estará apoyada sobre una cama de resortes del suelo utilizando un valor de $k_h = 3200 \frac{t}{m} / m^2$ considerando las propiedades mecánicas del estrato de talpetate.

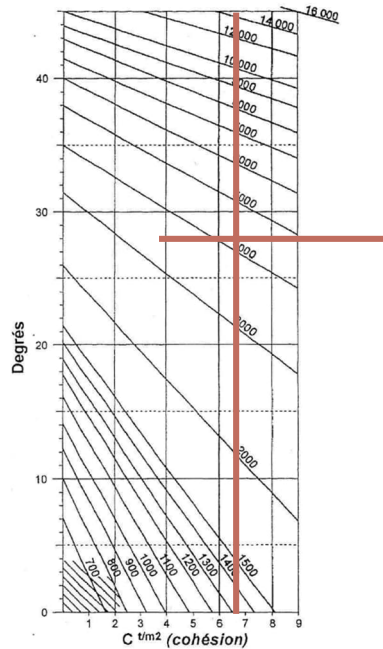


Figura 61. Ábaco de Chadeisson

¹² De acuerdo con la tabla 22.6.5.2 del ACI 318-19 inciso (a)

¹³ De acuerdo con la tabla 22.6.5.2 del ACI 318-19 inciso (b)

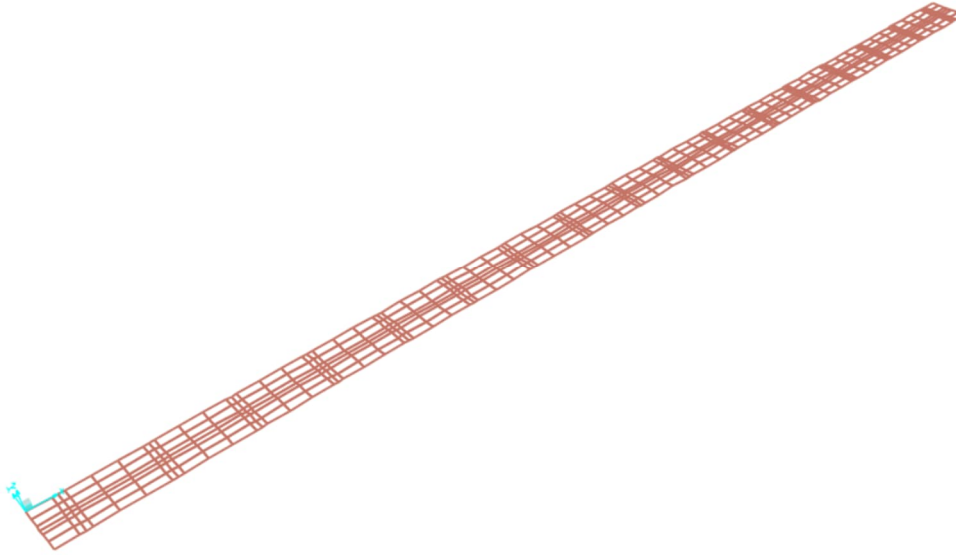


Figura 62. Condiciones de apoyo

c. Condiciones de carga

Se selecciona la reacción del anclaje activo, en este caso de 30 toneladas, y esta se divide dentro del área de la placa de acero que distribuirá los esfuerzos.

$$Carga = \frac{reacción}{c * c}$$

Donde,

reacción = carga teórica del anclaje activo, seleccionada y analizada en el diseño externo del sistema de contención

c = dimensiones de la placa, ver figura 59

$$Carga = \frac{30 t}{0.40cm * 0.40cm} = 187.50 \frac{t}{m^2}$$

d. Elementos mecánicos

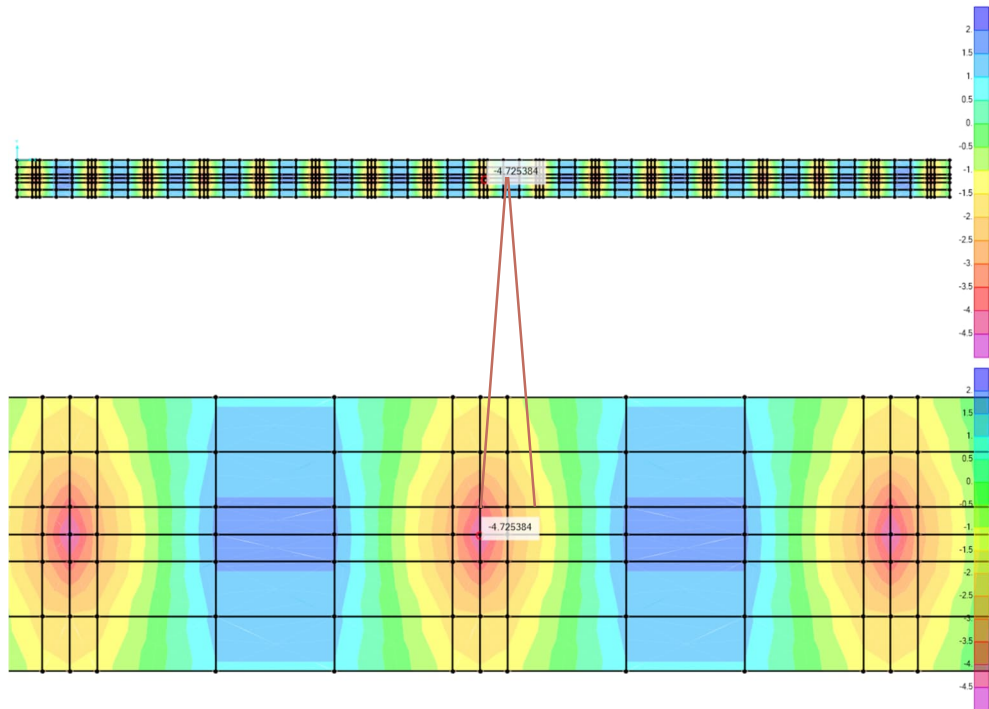


Figura 63. Momentos para el refuerzo M 1-1 (t*m/m), cara tierra

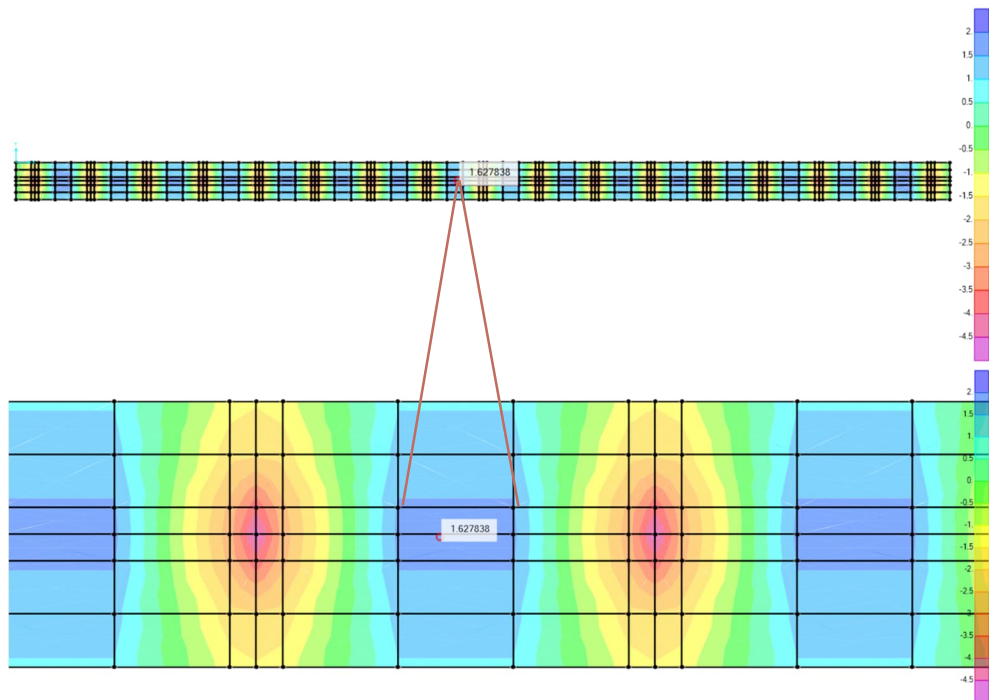


Figura 64. Momentos para el refuerzo M 1-1 (t*m/m), cara excavación

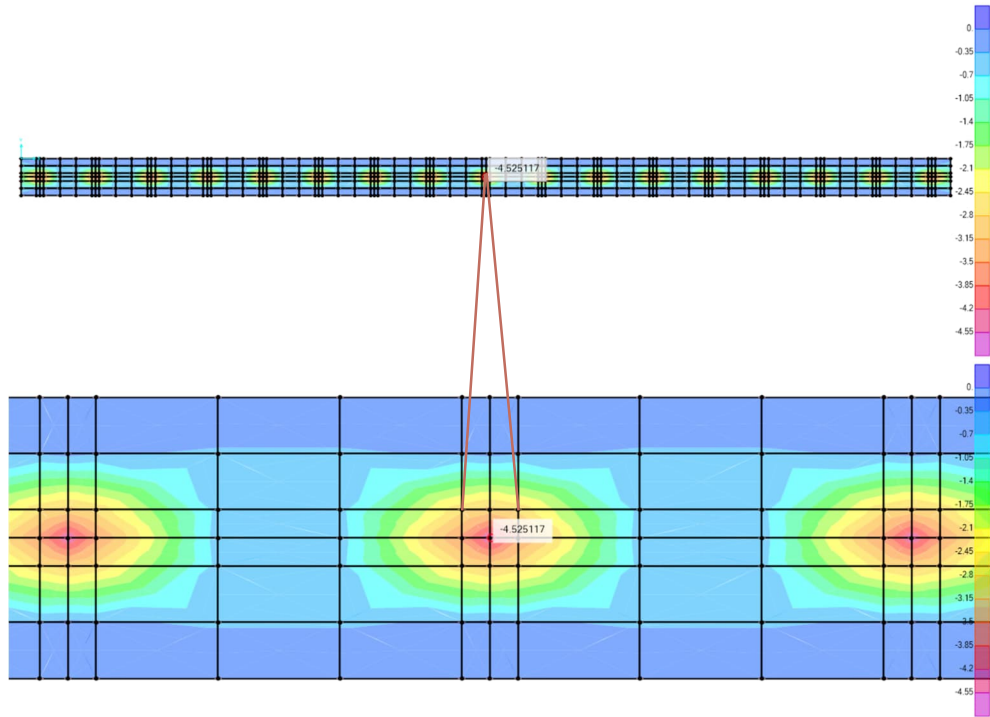


Figura 65. Momentos para el refuerzo M 2-2 (t*m/m), cara tierra

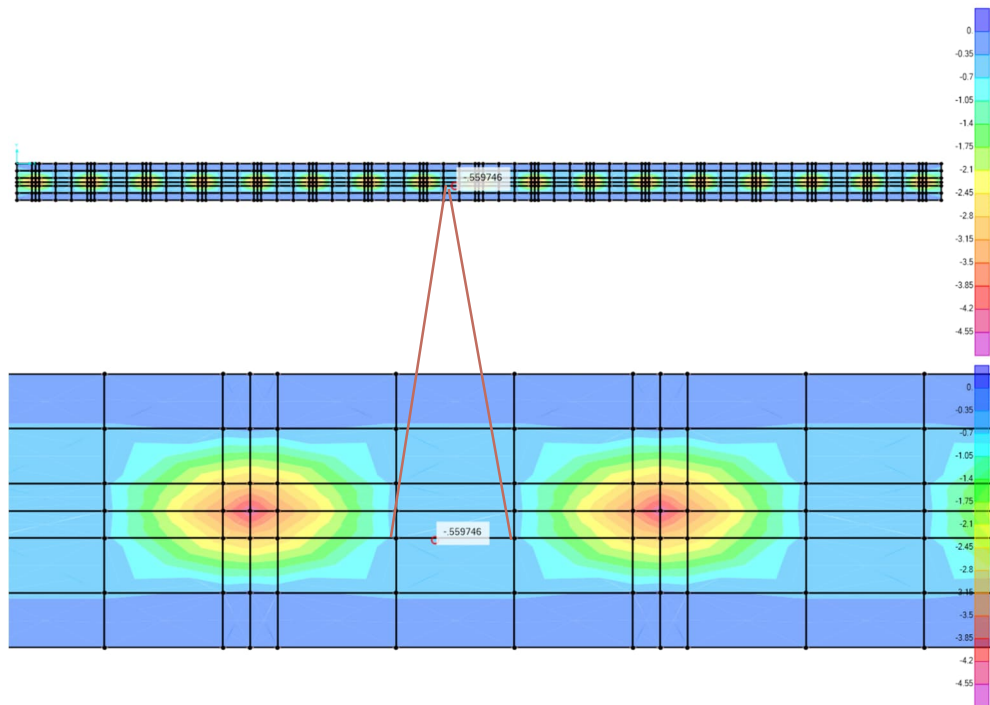


Figura 66. Momentos para el refuerzo M 2-2 (t*m/m), cara excavación

Con los momentos máximos obtenidos en ambas caras, tierra y excavación, se procede a realizar el análisis por flexo-compresión para determinar el refuerzo requerido. Para el caso de la zona donde se aplica el anclaje, se tomó el momento máximo a evaluar en cada sentido como:

Momento M 1-1; sentido horizontal (t*m/m)	Momento M 2-2; sentido vertical (t*m/m)
-4.72	-4.52

Tabla 9. Momentos máximos para zona donde se aplica el anclaje, cara tierra

Para el muro intermedio donde no afecta la carga del anclaje, los momentos fueron los siguientes:

Momento M 1-1; sentido horizontal (t*m/m)	Momento M 2-2; sentido vertical (t*m/m)
1.62	-0.55

Tabla 10. Momentos máximos para zona intermedia de muro, cara excavación

e. Momentos resistentes

Como primer paso, se obtuvo el acero mínimo que se requiere se utiliza el refuerzo mínimo a flexión, dado por:

$$A_{s.min}^{14} = 0.0018 * A_g$$

Donde,

A_s = acero mínimo

A_g = área gruesa del elemento

$$A_g = b_w * h$$

Donde,

b_w = ancho unitario, 1.00m = 100cm

h = espesor de muro, 0.20m = 20cm

$$A_{s.min} = 0.0018 * 100cm * 20cm$$

$$A_{s.min} = 3.60 \frac{cm^2}{m}$$

Por lo tanto, se propone un armado de barras No.4@25cm cuya área es equivalente a

$$Cantidad_{barras} = \frac{1m}{0.25cm} = 4 \text{ barras en } 1m$$

$$A_{s.propuesto} = Cantidad_{barras} * Área_{barra}$$

¹⁴ Según la sección 8.6.1.1 del ACI 318-19

$$A_{s.propuesto} = 4 * 1.27cm^2 = \frac{5.08cm^2}{m}$$

Acero F _y 4200 kg/cm ² - G60 - Norma ASTM								
No. Barra	Diámetro		Área		Peso		Tensión	Cortante
	in	cm	in ²	cm ²	kg/m	lb/ft	ton	ton
3	0.375	0.953	0.11	0.71	0.560	0.376	2.24	1.20
4	0.500	1.270	0.20	1.27	0.996	0.668	3.99	2.13
5	0.625	1.588	0.31	1.98	1.560	1.043	6.23	3.33
6	0.750	1.905	0.44	2.85	2.250	1.502	8.98	4.79
7	0.875	2.223	0.60	3.88	3.042	2.044	12.22	6.52
8	1.000	2.540	0.79	5.07	3.975	2.670	15.96	8.51
9	1.125	2.858	0.99	6.41	5.060	3.400	20.20	10.77
10	1.250	3.175	1.23	7.92	6.404	4.303	24.94	13.30
11	1.375	3.493	1.48	9.58	7.907	5.313	30.18	16.09
12	1.500	3.810	1.77	11.40	8.996	6.044	35.91	19.15
14	1.750	4.445	2.41	15.52	11.380	7.650	48.88	26.07
18	2.250	5.715	3.98	25.65	20.240	13.600	80.80	43.10

Figura 67. propiedades de barras corrugadas

Dado a que el área de las barras No.4 a cada 25cm es mayor que la requerida:

$$A_{s.propuesto} \frac{cm^2}{m} > A_{s.min} \frac{cm^2}{m}$$

$$5.08 \frac{cm^2}{m} > 3.60 \frac{cm^2}{m}, \text{ por lo tanto, sí cumple}$$

Se agrega entonces el acero mínimo en ambos rostros del muro y se evalúa si este armado es capaz de tomar los esfuerzos por sí solo. Se evalúan todos los momentos obtenidos en el diagrama de interacción de la losa con el refuerzo mínimo. Los resultados se muestran a continuación:

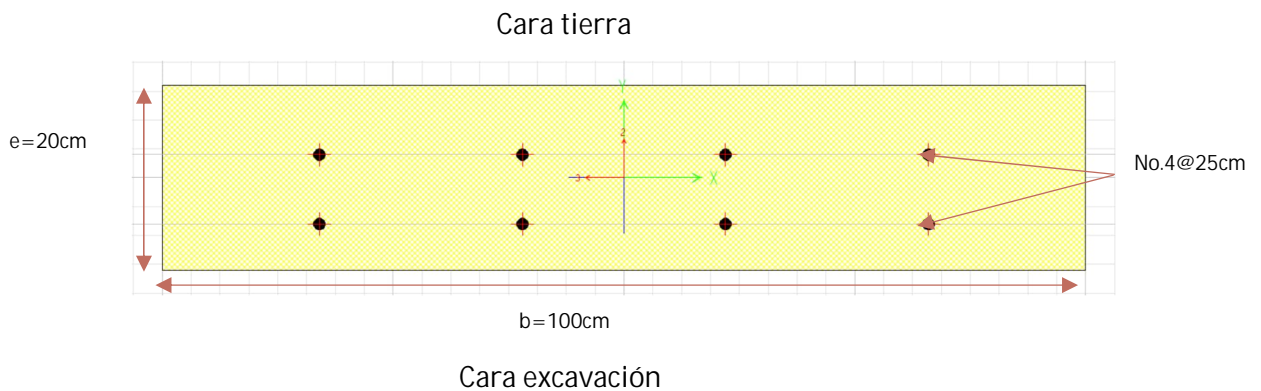
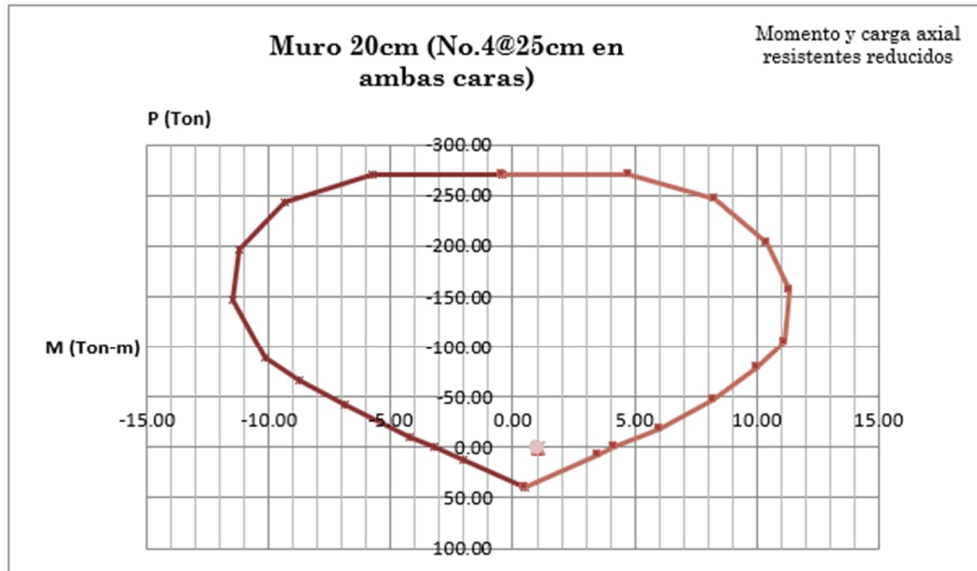


Figura 68. Acero propuesto a flexión



Lecho Inferior			Lecho Superior		
Curve 1	0 degrees		Curve 13	180 degrees	
0.00	0	0.00	0.00	0	0.00
-269.97	0	-0.46	-269.97	0	-0.46
-269.97	0	4.78	-269.97	0	-5.77
-246.66	0	8.27	-243.58	0	-9.33
-203.56	0	10.42	-197.24	0	-11.20
-157.09	0	11.37	-146.75	0	-11.48
-105.48	0	11.17	-89.40	0	-10.17
-78.50	0	10.01	-66.40	0	-8.76
-47.82	0	8.23	-41.88	0	-6.90
-18.59	0	6.00	-10.78	0	-4.24
0.00	0	4.16	0.00	0	-3.21
6.72	0	3.49	12.13	0	-2.05
39.19	0	0.49	39.19	0	0.49

Figura 69. Diagrama $\phi M_n - \phi P_n$ para muro de contención con refuerzo tipo longitudinal con doble electromalla calibre 6/6¹⁵

Como se aprecia en la figura 69, los momentos máximos en la cara excavación se pueden resistir con el armado mínimo 0. Sin embargo, para la cara tierra es necesario colocar un refuerzo mayor para resistir los momentos en la zona del anclaje. Es por ello que se procede a colocar bastones con la siguiente configuración:

¹⁵ El factor de reducción ϕ es variable de acuerdo con la carga axial, siendo 0.9 para tensión pura y 0.65 por compresión

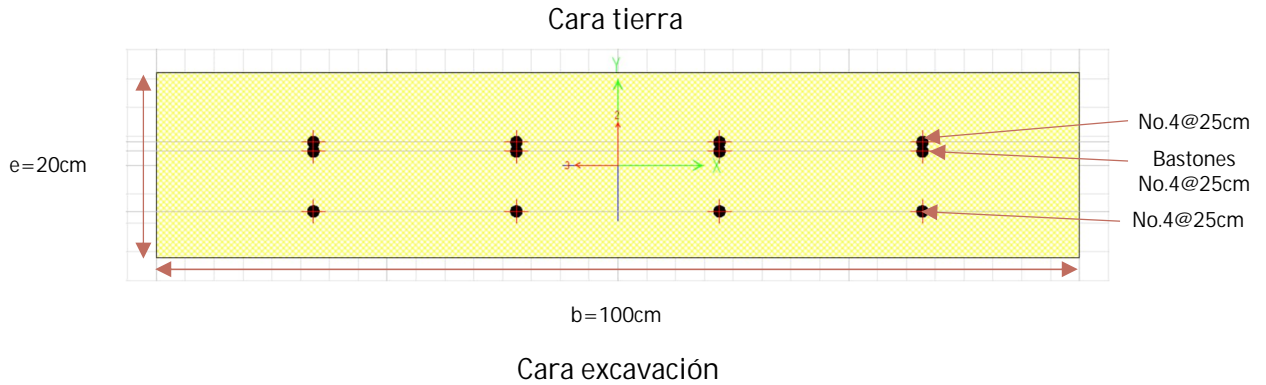
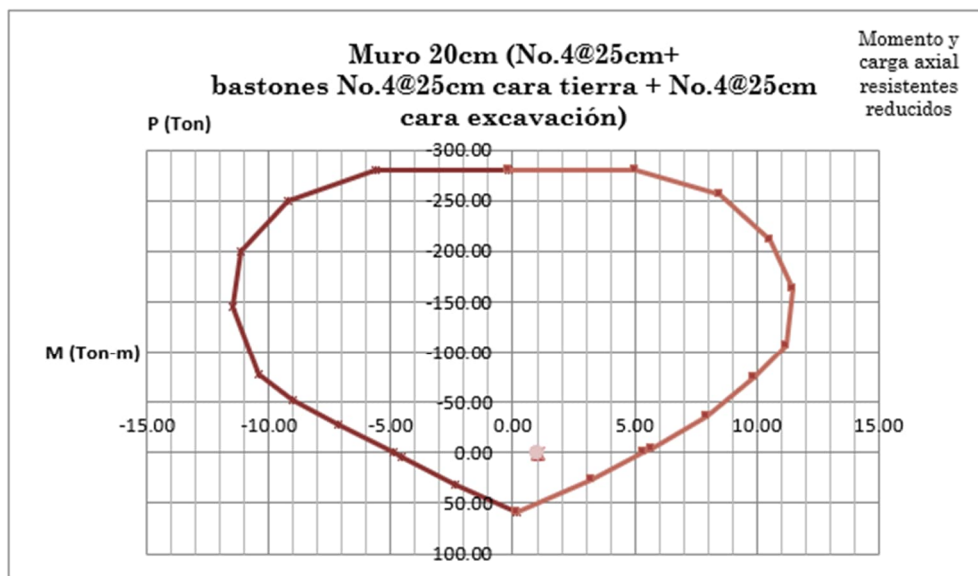


Figura 70. Acero propuesto a flexión



Lecho Inferior			Lecho Superior		
Curve 1	0 degrees		Curve 13	180 degrees	
0.00	0	0.00	0.00	0	0.00
-280.65	0	-0.18	-280.65	0	-0.18
-280.65	0	5.02	-280.65	0	-5.60
-256.51	0	8.47	-249.48	0	-9.20
-211.45	0	10.58	-199.92	0	-11.15
-162.03	0	11.48	-145.06	0	-11.51
-106.35	0	11.19	-78.03	0	-10.41
-74.46	0	9.92	-52.24	0	-9.05
-35.60	0	7.97	-27.72	0	-7.19
-4.44	0	5.71	0.00	0	-4.92
0.00	0	5.35	4.67	0	-4.53
26.32	0	3.20	31.73	0	-2.34
58.79	0	0.20	58.79	0	0.20

Figura 71. Diagrama $\phi M_n - \phi P_n$ para muro de contención con refuerzo tipo longitudinal con doble electromalla calibre 6/6¹⁶

¹⁶ El factor de reducción ϕ es variable de acuerdo con la carga axial, siendo 0.9 para tensión pura y 0.65 por compresión

Si bien la configuración anterior de acero es capaz de resistir los momentos máximos para cada una de las caras, se hace una segunda propuesta para el acero en la cara tierra para que, constructivamente, sea más fácil realizar dicho armado. Por lo que esta segunda configuración procede como:

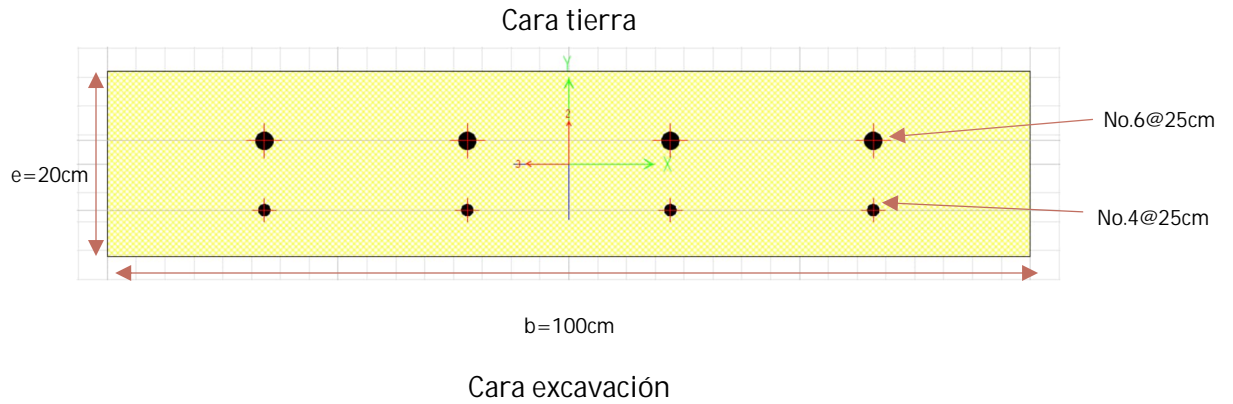
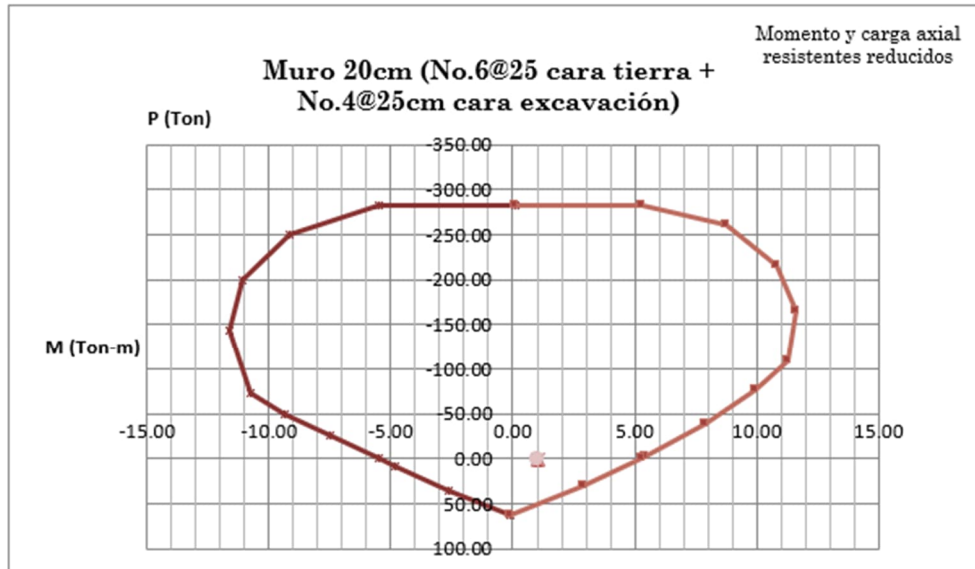


Figura 72. Acero propuesto a flexión



Lecho Inferior			Lecho Superior		
Curve 1	0 degrees		Curve 13	180 degrees	
0.00	0	0.00	0.00	0	0.00
-282.78	0	0.09	-282.78	0	0.09
-282.78	0	5.29	-282.78	0	-5.48
-259.87	0	8.73	-249.22	0	-9.13
-214.69	0	10.80	-199.64	0	-11.12
-165.11	0	11.65	-142.41	0	-11.63
-108.34	0	11.27	-72.42	0	-10.76
-77.12	0	9.96	-49.41	0	-9.34
-37.78	0	7.88	-24.89	0	-7.48
-1.61	0	5.42	0.00	0	-5.51
0.00	0	5.29	8.59	0	-4.83
30.24	0	2.90	35.65	0	-2.63
62.70	0	-0.10	62.70	0	-0.10

Figura 73. Diagrama $\phi M_n - \phi P_n$ para muro de contención con refuerzo tipo longitudinal con doble electromalla calibre 6/6¹⁷

Dado a que esta segunda configuración también es capaz de resistir los momentos máximos obtenidos, el arreglo de acero para la cara tierra consiste en barras No.6@25cm y el acero para la cara excavación, siendo el mínimo, consistirá en barras No.4@25cm.

¹⁷ El factor de reducción ϕ es variable de acuerdo con la carga axial, siendo 0.9 para tensión pura y 0.65 por compresión

f. Propuesta de armado

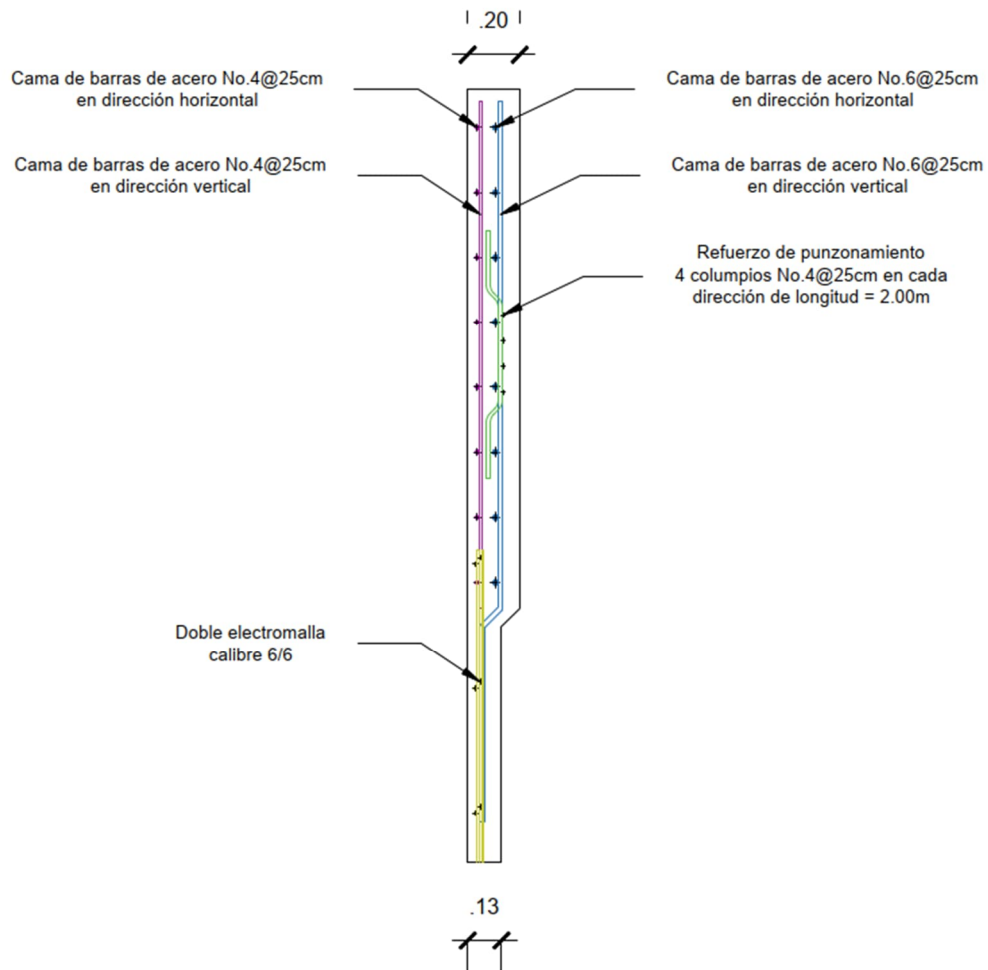


Figura 74. Propuesta de armado para franja de anclaje activo de 30 toneladas

g. Resto sistema de contención

Como mencionado en la descripción del caso, este apartado se limita al diseño del sistema de contención para anclajes activos. Estos elementos se disponen en los linderos en donde hay estructuras existentes en las colindancias, es decir, del eje 1 al 3. Para el resto del muro de contención y ejes 3 al 1, se pretende seguir el diseño mostrado en el inciso A.



Figura 75. Distribución en elevación del tratamiento típico

VI. CONCLUSIONES

- La revisión exhaustiva de normativas internacionales permitió identificar una serie de parámetros y metodologías compatibles con las condiciones locales. Al depurar estos criterios y adaptarlos a la realidad guatemalteca, se logró establecer una propuesta sólida y técnicamente viable para un futuro estándar nacional.
- La inexistencia de una normativa nacional específica para el diseño de muros anclados en Guatemala representa una debilidad crítica en la ingeniería geotécnica local. Esta carencia expone a las obras a criterios de diseño dispares, aumentando el riesgo de fallos estructurales, especialmente en zonas con alta actividad sísmica y suelos de baja capacidad portante.
- La sistematización de los criterios desarrollados en este estudio constituye una base técnica coherente para la elaboración de una normativa nacional. Su aplicación permitiría homogeneizar los procesos de diseño, supervisión y ejecución, contribuyendo a mejorar la calidad de la ingeniería civil en Guatemala.
- Los modelos analizados demostraron que los sistemas de muros anclados, correctamente diseñados, logran controlar de manera efectiva las deformaciones horizontales del terreno, manteniéndose dentro de los límites admisibles establecidos por normativas internacionales como la FHWA. Esto es especialmente relevante en excavaciones adyacentes a estructuras existentes, donde la estabilidad lateral es crítica.
- La aplicación de software especializado en el modelado de sistemas de contención permitió simular escenarios representativos, evaluar su desempeño estructural y validar los parámetros de diseño propuestos. Estos análisis demostraron la eficacia de los sistemas anclados bajo condiciones controladas, considerando distintos tipos de suelo y niveles de carga.
- Se observó que la inclusión de anclajes en niveles estratégicos reduce significativamente los momentos flectores en el cuerpo del muro, en comparación con soluciones sin refuerzo. Los máximos momentos tienden a concentrarse entre puntos de empotramiento y zonas de transición de rigidez, lo cual permite optimizar el diseño del armado estructural.
- Al aplicar sobrecargas horizontales equivalentes para simular acciones sísmicas, los sistemas anclados mostraron un desempeño favorable, con aumentos moderados en las deformaciones y momentos, pero sin comprometer la estabilidad. Esto evidencia que los muros anclados, correctamente diseñados, son una alternativa confiable en zonas de amenaza sísmica alta como la guatemalteca.

VII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda a los entes reguladores del país iniciar el desarrollo de una normativa técnica específica para muros anclados, tomando como referencia los lineamientos establecidos en esta tesis. Este marco normativo debe incluir criterios de diseño, procedimientos de cálculo, requisitos de instalación y control de calidad.
- Se sugiere incorporar, como parte del proceso obligatorio de diseño, el uso de software especializado para el análisis y validación estructural de muros anclados. Esta herramienta permite simular múltiples condiciones de carga y comportamiento del suelo, asegurando un diseño más preciso y seguro.
- Durante la ejecución de obras que incluyan muros anclados, se debe garantizar la presencia de personal técnico calificado para supervisar la instalación de los anclajes, el cumplimiento de los criterios de diseño y la ejecución de pruebas de tensión y carga, según lo estipulado en normas internacionales.
- Es crucial establecer límites claros de deformación horizontal admisible, especialmente en entornos urbanos densos o cerca de estructuras existentes. Se sugiere que cada diseño incorpore una evaluación detallada de deformaciones mediante análisis numéricos, comparando los resultados con los valores máximos aceptables de desplazamiento lateral.
- Dado el buen comportamiento observado en condiciones sísmicas modeladas, se recomienda incorporar factores de carga horizontales derivados de estudios geofísicos específicos para cada proyecto. Esto permitirá garantizar un diseño más robusto, adaptado a la amenaza sísmica específica del emplazamiento del proyecto.
- Se sugiere no analizar el muro de contención de forma aislada, sino considerar su interacción con el sistema de anclajes, el tipo de suelo y las condiciones de carga. Un enfoque integral mejora la precisión del diseño y evita subestimaciones que podrían comprometer la estabilidad global.
- En proyectos con excavaciones profundas o cercanos a infraestructura sensible, se recomienda implementar sistemas de monitoreo de desplazamientos durante la ejecución, como inclinómetros o estaciones totales automatizadas. Esto permite validar en campo las predicciones de diseño y actuar a tiempo ante desviaciones significativas.
- Se recomienda exigir campañas geotécnicas más completas incluyendo ensayos de laboratorio triaxiales y de corte directo que permitan definir mejor los parámetros de resistencia al corte y rigidez del suelo. Esto redundará en diseños más precisos, especialmente en lo que respecta a la evaluación del empuje activo y pasivo.

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES): *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala 5.3 (NSE 5.3)* (2018.a ed.). (2015). AGIES. <https://www.agies.org/bibliotecas/>
- Báez Lozada, L. C. (2015). *Diseño de estructuras de contención considerando interacción suelo-estructura [Licenciatura]*. Pontificia Universidad Javeriana.
- Barley A.D. and Windsor, C.R. (2000). *Recent advances in ground anchor and grout reinforcement technology with reference to the development of the art. GeoEng 2000, Int. Conf. on Geotechnical and Geological Engineering. Melbourne, pp. 1083-1094*
- Calavera, J. Muros de contención y muros de sótano. 2ª ed. Madrid: Instituto técnico de materiales y construcciones (Intemac), 1989. 307 pp. 3. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. 5ª ed. México: Editorial Limusa. Grupo Noriega Editores, 2005. 650 pp.
- C. K. Shen, S. Bang, and L. R. Herrmann. Ground Movement Analysis of an Earth Support System. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT12, 1981.*
- Cheuk C, Ho K, Lam A. Influence of soil nail orientations on stabilizing mechanisms of loose fill slopes. *Canadian Geotechnical Journal*. 2013 Dec; 50(12):1236–49
- Cook, R.A., Kunz, J., Fuchs, W., Konz, R.C., Behavior and Design of Single Adhesive Anchors Under Tensile Load in Uncracked Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 1, Jan.-Feb. 1998.
- Computers and Structures, Inc. (CSI). (2025). *SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis & Design*. CSI America <https://www.csiamerica.com>
- European Assessment Document [EAD]. (2016). Post-tensioning kits for prestressing of structures. European Organisation for Technical Assessment.
- Fan C-C, Luo J-H. Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes. *Computers and Geotechnics*. 2008 Jul; 35(4):585–99.
- Figueroa Ortiz, Héctor Vitelio. Diseño de muros de retención en sótanos. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1980. 85 pp.
- Geotechnical Engineering Office, 2008. Guide to soil nail design and construction.

- Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos. 3ª ed. (tomo 2). México: Editorial Limusa. Grupo Noriega Editores, 2005. 642 pp
- Keller Cimentaciones. (2023, July 21). *Anclajes de bulbo múltiple* / Keller Cimentaciones de Latinoamérica. Keller Cimentaciones De Latinoamérica. <https://www.keller.com.mx/experiencia/tecnicas/anclajes-de-bulbo-multiple>
- Lazarte, C., Robinson, H., Gómez, J., Baxter, A., Cadden, A., & Berg, R. (2015). *Geotechnical engineering Circular No.7: Soil Nail Walls - Reference Manual* 7.a ed (FHWA-NHI-14-007). National Highway Institute. U.S Department of Transportation. Federal Highway Administration, Washington.
- Mesci J. (1997). Some Practical and Theoretical Aspects of Grouted Soil Anchors. Proc. of Int. Conf. Ground Anchorages and Anchorages Structures. London, pp. 119-130.
- Mora, R., & Granados, R. (2012). *Análisis de estabilidad de taludes considerando la incertidumbre de los datos: caso comunidad de mansiones de montes de oca, San José, Costa Rica*. Revista Geológica de América Central, (47), 133-141.
- Norma Española-1536. (2000). *UNE-EN 1536:2000: Ejecución de trabajos especiales de geotecnia. Pilotes perforados*.
- Norma Española-1537. (2001). *UNE-EN 1537:2001: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Anclajes*.
- Norma Española-1538. (2000). *UNE-EN 1538:2000: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros-pantalla*.
- Norma Europea EN 14490:2010. (2010). *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Claveteado de suelo (soil nailing)*.
- Norma Europea Experimental ENV 1993-1-1. (2005). *Eurocódigo 3: Diseño de estructuras de acero - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios*.
- Norma Europea Experimental ENV 1992-1-1. (2004). *Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de concreto - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios*.

- Norma Europea Experimental ENV 1992-1-5. (1994). *Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de concreto - Parte 1-5: Reglas generales – Estructuras con tendones de pretensado exteriores o no adherentes.*
- Norma Europea Experimental ENV 1997-1. (1999). *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.*
- Peña, A., Calavera, J., & Llorens, M. S. (2011). *Recomendaciones para el análisis de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada.* Revista De La Construcción, 10(2), 122-141. <https://doi.org/10.4067/s0718-915x2011000200011>
- Phear, A, Dew, C, Ozsoy, B, Wharmby, N J, Judge, J and Barley, A D, 2005. Soil nailing - best practice guidance Construction Industry Research and Information Association, London, UK, CIRIA C637.
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). *Geotechnical engineering Circular No.4: Ground anchors and anchored systems (FHWA-IF-99-015).* National Highway Institute. U.S Department of Transportation. Federal Highway Administration, Washington.
- Sanz, R., Martí, S., & Orrego, A. (2017). *Estabilidad de taludes: Conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo.* Civilizate, No.7.
- Saldaña, E., Nuñez, R., & Williams, R. (2019). *Verificación de anclajes postensados mediante la aplicación del ensayo de capacidad en el edificio Hotel Ibis San Isidro-Lima-Perú-2019.* <https://repositorio.urp.edu.pe/handle/20.500.14138/2807>
- Shiu, Y.K. & Chang, G.W.K. (2005). Soil Nail Head Review (GEO Report No. 175). Geotechnical Engineering Standards Australia, 2009. AS 3600-2009 Concrete structures.
- Taenaka S, Ishihama Y, Terada Y, Terada H. Investigation of the bond strength on the surface of a mini-steel pipe with dimples. Japanese Geotechnical Society Special Publication. 2015; 1(5):17–22.
- Terracon, S.A. (2023). *Estudio Geotécnico Tipo III: Torre Empresarial Magdalena.* Guatemala: Inmobiliaria Magdalena, S.A. Reporte GT-023-057.
- Terracon, S.A. (2023). *Estudio Geotécnico Tipo III: Elemento La Villa.* Reporte GT-023-040. Grupo Origo.
- Thanh, N. T., & Duy, N. P. (2019). Full-scale pullout testing of ground anchors to evaluate the applicability of French design practice TA95 for Vietnam. In *Lecture notes in civil engineering.* https://doi.org/10.1007/978-981-15-0802-8_125
- U.S Department of Transportation Federal Highway Administration (FHWA). (2015). *Soil nailing walls reference manual.*

Watkins, A.T. & Powell, G.E. (1992). Soil nailing to existing slopes as landslip preventive works.

Hong Kong Engineer, March, Hong Kong, pp. 20-27.

Woods R.I. and Barkhordari K. (1997). The Influence of Bond Stress Distribution on Ground

Anchor Design. Proc. of Int. Conf. Ground Anchorages and Anchorages Structures.

London, pp. 55-64.