



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

ESTABILIDAD DE LADERA CON GRIETAS EN SU CORONAMIENTO

JOSÉ LUIS CHAPERON FONSECA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
CHRISTIAN LEDEZMA A.

Santiago de Chile, marzo 2025.

A mi familia y amigos, que me
apoyaron mucho.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
INDICE DE TABLAS	v
INDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT	xii
I INTRODUCCIÓN.....	1
I.1 Motivación	1
I.2 Objetivos y metodología	1
I.3 Límites y Alcances	2
II CASO DE ESTUDIO	3
II.1 Antecedentes	4
II.2 Descripción del terreno	6
III MARCO TEÓRICO	8
III.1 Estabilidad de taludes con métodos de equilibrio límite	8
III.2 Estabilidad de taludes con elementos finitos.....	28
IV MODELACIÓN	31
IV.1 Normas aplicables	31
IV.2 Factor de seguridad admisible	31
IV.3 Geometría del talud	32
IV.4 Caracterización del suelo	33
IV.5 Definición de cargas.....	35
IV.6 Modelo SLIDE2.....	40
IV.7 Modelo RS2.....	41
V RESULTADOS	44
V.1 SLIDE2: Modelación Estática.....	44
V.2 SLIDE2: Modelación Pseudoestática.....	46

V.3	SLIDE2: Modelación Estática – Con Proyecto.....	47
V.4	SLIDE2: Modelación Pseudoestática – Con Proyecto.....	50
V.5	RS2: Modelación Estática	51
V.6	RS2: Modelación Pseudoestática	54
V.7	RS2: Modelación Estática – Con Proyecto	57
V.8	RS2: Modelación Pseudoestática – Con Proyecto	59
V.9	RS2: Modelación Dinámica	61
V.10	RS2: Modelación Dinámica – Con Proyecto	68
VI	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	76
	BIBLIOGRAFIA.....	78

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Ubicación prospecciones (UTM, Uso 18H, Datum WGS84).....	5
Tabla 2. Condiciones de equilibrio satisfecha por los métodos de equilibrio límite.	22
Tabla 3. Coeficiente sísmico.	27
Tabla 4. Parámetros del suelo.	33
Tabla 5. Velocidad onda de corte por estrato.....	34
Tabla 6. Resumen datos efecto de sitio.	39
Tabla 7. Resumen máximo PSA.	39
Tabla 8. Definición de materiales Slide2.	40
Tabla 9. Ubicación nodos de control.....	41
Tabla 10. Definición de materiales RS2.....	42
Tabla 11. Definición de otras propiedades en RS2.	43
Tabla 12. FS caso estático.	45
Tabla 13. FS caso pseudoestático.....	47
Tabla 14. FS caso estático con proyecto.	49
Tabla 15, FS caso pseudoestático con proyecto.....	51
Tabla 16. Resumen FS, caso estático.	54
Tabla 17, FS caso pseudoestático.....	57
Tabla 18. Resumen FS, caso estático con proyecto.	59
Tabla 19, FS caso pseudoestático con proyecto.....	61
Tabla 20. Resumen efecto de sitio en los 4 nodos, dirección X.....	66

Tabla 21. Desplazamientos en dirección X.	67
Tabla 22. Desplazamientos en dirección Y.	67
Tabla 23. Resumen efecto de sitio en dirección X, con proyecto.	70
Tabla 24. Desplazamientos en dirección X, con proyecto.	72
Tabla 25. Desplazamientos en dirección Y, con proyecto.	72

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Vista en planta.	3
Figura 2. Ubicación ensayos.	5
Figura 3. Coronación del talud.....	6
Figura 4. Pie del talud.	7
Figura 5. Vista general desde abajo del talud.....	7
Figura 6. Esquema de superficie de deslizamiento crítica.	10
Figura 7. D.C.L. De dovela para el procedimiento de Bishop Simplificado.	11
Figura 8. Factores de corrección para el procedimiento simplificado de Janbu.	15
Figura 9. Fuerza entre dovelas y resultante cuando las fuerzas son paralelas.	16
Figura 10. Coordenadas para superficies de falla no circulares (Spencer).	17
Figura 11. Dovela con todas las fuerzas conocidas y desconocidas para el procedimiento de Spencer. F_h =suma de todas las fuerzas conocidas horizontales, F_y =suma de todas las fuerzas conocidas verticales.....	18
Figura 12. Ejemplo utilizado por Fredlund y Krahn 1977 para la comparación de métodos.	24
Figura 13. Comparación de FS calculados con diferentes métodos por Fredlund y Krank 1977.....	24
Figura 14. Método Pseudo Estático.....	27
Figura 15. Vista en planta del talud.....	32
Figura 16. Se muestra el perfil analizado.....	33

Figura 17. Estanque tipo, tomado de Ex SENDOS.....	35
Figura 18. Registro de aceleración estación Rapel 27F.	36
Figura 19. Ubicación columna de suelo.	38
Figura 20. Registro de aceleraciones y efecto en la superficie.	38
Figura 21. PSA en base y superficie.	39
Figura 22. Modelo Slide2.....	40
Figura 23. Modelo RS2.	41
Figura 24. Definición de nodos.....	42
Figura 25.Malla y condiciones de borde dinámicas RS2.	42
Figura 26. Superficies de falla caso estático.	44
Figura 27. Superficie de falla caso pseudoestático.	46
Figura 28. Superficie de falla caso estático con proyecto.	48
Figura 29. Inclinación de clavos.	49
Figura 30, superficie de falla caso pseudoestático con proyecto.	50
Figura 31. Esfuerzo efectivo vertical inicial en suelo.	52
Figura 32. Máxima deformación de corte, caso estático.....	53
Figura 33. Superposición superficie de falla Spencer, caso estático.....	53
Figura 34. Esfuerzo efectivo vertical inicial en suelo.	55
Figura 35. Máxima deformación de corte, caso pseudoestático.	56
Figura 36. Superposición superficie de falla GLE/MP, caso pseudoestático.....	56
Figura 37. Máxima deformación de corte, caso estático con proyecto.	58
Figura 38. Superposición superficie de falla Spencer, caso estático con proyecto.	58

Figura 39. Máxima deformación de corte, caso pseudoestático con proyecto.....	60
Figura 40. Superposición superficie de falla Spencer, caso pseudoestático con proyecto...	60
Figura 41. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N1.....	62
Figura 42. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N1.....	62
Figura 43. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N2.....	63
Figura 44. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N2.....	63
Figura 45. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N3.....	64
Figura 46. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N3.....	64
Figura 47. Efecto de sitio aceleración dirección X, N4.	65
Figura 48. Efecto de sitio aceleración dirección Y, N4.	65
Figura 49. Desplazamiento X en los nodos.....	66
Figura 50. Desplazamiento Y en los nodos.....	67
Figura 51. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N1 con proyecto.....	68
Figura 52. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N1 con proyecto.....	68
Figura 53. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N2 con proyecto.....	69
Figura 54. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N2 con proyecto.....	69
Figura 55. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N3 con proyecto.....	70
Figura 56. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N3 con proyecto.....	70
Figura 57. Desplazamiento X en los nodos, con proyecto.....	71
Figura 58. Desplazamiento Y en los nodos, con proyecto.....	71
Figura 59. Desplazamiento talud dirección X, sin proyecto.....	72
Figura 60. Desplazamiento talud dirección X, con proyecto.....	73

Figura 61. Desplazamiento talud dirección Y, sin proyecto.	73
Figura 62. Desplazamiento talud dirección Y, con proyecto.	75

RESUMEN

El objetivo principal de este trabajo es determinar de forma cuantitativa el nivel de seguridad que presenta el talud estudiado, el cual corresponde a un terreno real que ha sido intervenido al realizar obras para nueva infraestructura y ha presentado evidencias de inestabilidad a lo largo de los últimos años.

Para estimar el nivel de seguridad se utilizan dos tipos de aproximaciones. La primera corresponde al estudio clásico en donde se analiza la estabilidad de una superficie al deslizamiento utilizando métodos de equilibrio límite en dovelas, determinando así un factor de seguridad (FS) o probabilidad de falla para superficies de falla circulares o no circulares en taludes de suelo, para esto se realiza un modelo en el software SLIDE2.

La segunda aproximación corresponde al método de elementos finitos 2D, con el cual se puede obtener tensiones y desplazamientos dentro del suelo, en donde al aplicar el método de reducción de la resistencia al corte (SSR, por sus siglas en inglés) se puede determinar la estabilidad de taludes en suelo encontrando el factor crítico de reducción de la resistencia (SRF, por sus siglas en inglés). Para este método se realiza un modelo mediante el software RS2.

Finalmente se comparan los resultados de ambos métodos de análisis, y las principales conclusiones son: (i) con equilibrio límite se obtuvieron factores de seguridad levemente menores en comparación con el SSR en elementos finitos, y (ii) ambos métodos sugieren que el talud es inestable tanto para el caso estático y pseudoestático, por lo que se recomienda realizar obras para aumentar los factores de seguridad y reducir el riesgo de deformaciones en la infraestructura sobre el talud.

ABSTRACT

The main objective of this study is to determine a safety factor for a soil slope. The soil slope corresponds to a real terrain that has been modified to build new infrastructure. The soil has presented evidence of instability throughout the years.

To estimate the level of safety two types of approximations are used in this study. The first one, the traditional method where the stability of sliding surfaces is analyzed using limit equilibrium methods with slices. The result is a safety factor (SF) or probability of failure for circular or non-circular failure surfaces on soil slopes. This analysis is run with a model created with SLIDE2 software.

The second one is a 2D finite element method where stresses and displacements within the soil can be obtained. In this model it is possible to apply the shear strength reduction method (SSR), stability can be determined in soil slopes by finding the critical strength reduction factor (SRF). This analysis is run with a model created with RS2 software.

Finally, the results of both analysis methods are compared and the main conclusions are as follows: (i) The limit equilibrium model obtained slightly lower safety factors compared to the SSR in the finite element model. (ii) Both methods suggest that the slope is unstable in both the static and pseudostatic cases. It is recommended to take measures to increase the safety factor and reduce the risk of deformation in the infrastructure on the slope.

I INTRODUCCIÓN

I.1 Motivación

Se presenta un caso de estudio de un recinto ubicado en la parte superior de un cerro (talud). En este recinto existen algunas obras de infraestructura sensibles ante asentamientos del suelo. Se tiene conocimiento de que se han realizado modificaciones tanto en el coronamiento como en el pie del talud, las que pueden haber provocado algún grado de inestabilidad de éste. Por esta razón se hace necesario estudiar la estabilidad del talud para posteriormente poder tomar decisiones respecto de la infraestructura.

I.2 Objetivos y metodología

El principal objetivo de este estudio es establecer de forma cuantitativa un nivel de seguridad de la estabilidad del talud estudiado. Para ello se ejecutaron las siguientes tareas:

- a) Análisis con métodos de equilibrio límite.
- b) Análisis por medio de elementos finitos.
- c) Análisis sísmico.
- d) Comparación de los resultados con los métodos utilizados.
- e) En caso de ser necesario, proponer alternativas para generar estabilidad.

I.3 Límites y Alcances

A continuación, se detallan los principales aspectos metodológicos y las condiciones asumidas para el análisis.

Los modelos de cálculo se han desarrollado en dos dimensiones (2D), considerando un estado de deformaciones planas. Esto implica que las variaciones en la dirección perpendicular al plano de análisis no han sido consideradas, lo que puede influir en la representatividad de ciertos fenómenos tridimensionales del terreno.

Se ha asumido que no existe napa de agua dentro del terreno evaluado. Si en la realidad existieran condiciones de saturación o flujos de agua dentro del talud, los resultados podrían diferir de los obtenidos.

La primera evaluación de la estabilidad del talud se ha realizado utilizando el software Slide2, este programa permite analizar el equilibrio de masas de suelo considerando diferentes métodos de cálculo basados en el equilibrio límite, permitiendo determinar un factor de seguridad al deslizamiento ante distintas condiciones de carga. La segunda evaluación se ha realizado utilizando el método de elementos finitos a través del software RS2. Este enfoque, además de estimar un factor de seguridad, también permite estimar la distribución de esfuerzos y deformaciones dentro del suelo, proporcionando una visión más detallada del comportamiento del terreno bajo las condiciones consideradas.

Dada la falta de información de ensayos específicos para caracterizar el suelo del talud, se procede a realizar estimaciones de algunos parámetros mediante correlaciones con los ensayos disponibles, además, se ajustan parámetros a modo de calibrar y representar lo observado en terreno.

II CASO DE ESTUDIO

El terreno en estudio se ubica en la comuna de Gorbea, en la región de la Araucanía. En la Figura 1 se muestra una imagen satelital, en la que se identifica el recinto con infraestructura sensible a asentamientos. En los terrenos aledaños al norte se distinguen algunas zonas con vegetación y otras con terreno removido.

Figura 1. Vista en planta.



El terreno analizado se caracteriza por una geomorfología accidentada, originada por acción humana (excavación del cerro), un talud con altura máxima aproximada de 15 m y extensión cercana a los 60 m. Se evidencia peligro de riesgo geológico, asociados a eventos naturales, que pueden afectar a la coronación del talud a través de diversos mecanismos de falla (caída de bloques o deslizamientos), pudiendo también provocarse fallas por causas antrópicas (cortes, rellenos de terreno, proyección de estructuras cercanas a talud).

II.1 Antecedentes

Para la realización de este estudio se cuenta con la siguiente información:

- Estratigrafía general en Calicatas C1-C2-C3-C4 (ver Figura 2).
- Reporte de laboratorio en Calicatas C1-C2-C3-C4.
- Informe especial de densidad en terreno.
- Informe especial de Corte Directo.
- Levantamiento topográfico del recinto.
- Informe Geofísico RevB.
- Informe Geotécnico RevD.

Ubicación de ensayos

Se ejecutaron cuatro calicatas (C1, C2, C3 y C4) de profundidad $Z=3.00$ metros máxima, un ensayo geofísico sísmico MASW-REMI, compuesta por dos arreglos lineales ortogonales entre sí y la medición del periodo fundamental del suelo, por medio del ensayo de la razón espectral horizontal/vertical (Nakamura). En la Tabla 1 y Figura 2, se muestra la ubicación de las prospecciones realizadas.

Figura 2. Ubicación ensayos.



Tabla 1. Ubicación prospecciones (UTM, Uso 18H, Datum WGS84)

Tipo	N°	Profundidad [m]	Longitud [m]	Coordenadas		Objetivo
Calicata	C1	3	-	700237 m E	5653958 m S	Determinar espesor y características geotécnicas de la cubierta, en coronamiento como en pie del talud.
	C2	3	-	700261 m E	5653926 m S	
	C3	3	-	700299 m E	5653999 m S	
	C4	3	-	700281 m E	5654009 m S	
MASW	G1	-	-	700263 m E	5653924 m S	Determinar espesor y características de la cubierta y características de la roca en profundidad.
	G2	-	-	700274 m E	5653946 m S	
	G3	-	-	700284 m E	5653966 m S	
	G4	-	-	700299 m E	5653957 m S	
	G5	-	-	700279 m E	5653968 m S	
	G6	-	-	700258 m E	5653979 m S	

Nota: Las prospecciones fueron realizadas el 18-08-2023.

II.2 Descripción del terreno

En esta sección se describirá las características que presenta el sitio, tomando en consideración: lo observado en terreno, los ensayos de laboratorio disponibles y el estudio previo. En la Figura 3, se muestran imágenes de la coronación del talud donde se observa la presencia de una cubierta residual de limos de alta compresibilidad, tonalidad marrón claro, consistencia blanda, con una potencia estimada de 8.0 m. Se encuentra en interacción con rocas metamórficas del tipo esquistos, la cuales se distribuyen a lo largo del elemento. Se observa presencia de árboles y arbustos. Próximo a la coronación del talud, se hallan grietas de tracción de abertura aproximada 50.0 cm, asociados principalmente a la pérdida de confinamiento lateral y desplazamiento gravitacional hacia el talud

Figura 3. Coronación del talud.



En el pie del talud, se presentan esquistos meteorizados, con una potencia aproximada de 5.00, según el levantamiento de terreno (ver Figura 4). La presencia de eventos anteriores de

remoción en masa se evidencia en la Figura 5, en donde el material desplazado desde la parte superior queda depositado en zonas bajas del talud.

Figura 4. Pie del talud.

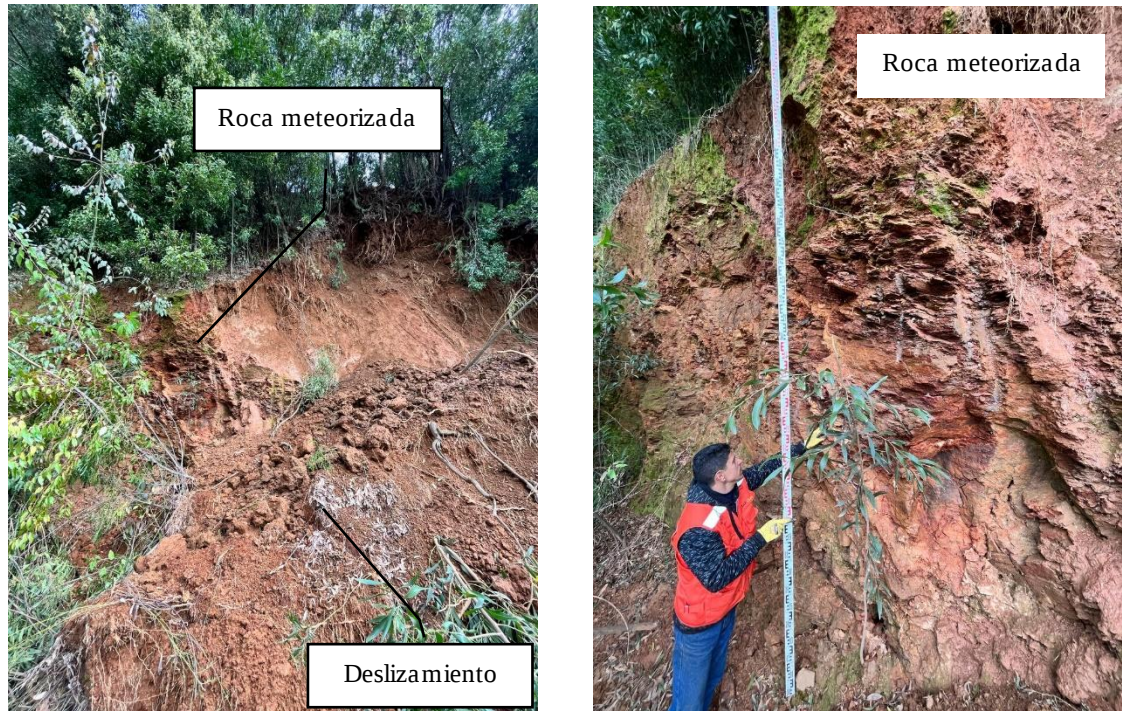


Figura 5. Vista general desde abajo del talud.



III MARCO TEÓRICO

III.1 Estabilidad de taludes con métodos de equilibrio límite

Para el uso de estos métodos, en primer lugar se deben tener definidas las propiedades de resistencia al corte, presiones de agua de los poros, geometría del terreno y entre otras propiedades del suelo, para luego realizar cálculos de estabilidad de talud en donde se busca garantizar que las fuerzas de resistencia sean suficientemente mayores que las fuerzas que tienden a causar el deslizamiento de una superficie. Las definiciones y nomenclaturas que se presentan a continuación son una adaptación al español de Wright (2014), Soil Strength and Slope Stability.

Factor de Seguridad

El método de análisis consiste en calcular un factor de seguridad utilizando uno de varios procedimientos de análisis de equilibrio límite. Todos estos procedimientos emplean la misma definición del factor de seguridad y calculan el factor de seguridad utilizando las ecuaciones de equilibrio estático.

El factor de seguridad F es definido con respecto a la resistencia de corte del suelo como:

$$F = s/\tau \quad [1]$$

En donde s es la resistencia al corte disponible y τ es el esfuerzo de corte de equilibrio para mantener el talud estable, es decir, **el equilibrio límite**. La resistencia al corte puede ser expresada por la ecuación de Mohr-Coulomb. Si la resistencia al corte es expresada en términos de esfuerzos totales se puede escribir como:

$$\tau = (c + \sigma \tan \phi)/F \quad [2]$$

En donde c y ϕ , son la cohesión y el ángulo de fricción del suelo, respectivamente. σ es el esfuerzo total normal en el plano de corte. En la ecuación anterior se aplica el mismo factor de seguridad para la cohesión y fricción, escrito de otra forma:

$$\tau = c_d + \sigma \tan \phi_d \quad [3]$$

$$c_d = c/F \quad [4]$$

$$\tan \phi_d = (\tan \phi)/F \quad [5]$$

En donde c_d y ϕ_d , representan la cohesión movilizada y el ángulo de fricción movilizado del suelo, respectivamente. Si la resistencia de corte se expresa en términos de esfuerzos efectivos (cuando se utiliza la resistencia drenada) la ecuación se puede escribir de la siguiente manera:

$$\tau = (c' + (\sigma - u) \tan \phi')/F \quad [6]$$

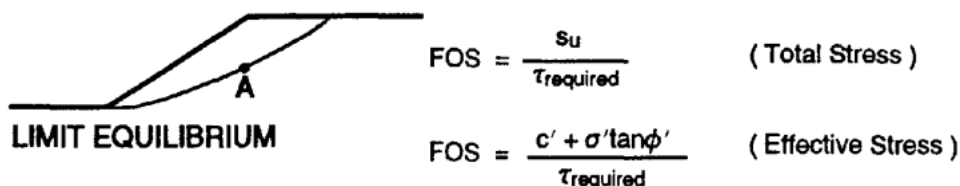
En donde c' y ϕ' , representan los parámetros de resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos y u es la presión de poros del agua.

Para calcular el factor de seguridad, se asume una superficie de falla y una o más ecuaciones de equilibrio son utilizadas para calcular los esfuerzos y el factor de seguridad para cada superficie de falla. El término superficie de deslizamiento es utilizada para referirse a una superficie a lo largo de la cual se asume pueda ocurrir el deslizamiento o la ruptura. Sin embargo, el propósito de los cálculos de estabilidad de taludes es que no se produzcan deslizamientos ni rupturas a lo largo de dichas superficies, si el talud se diseña adecuadamente.

Se supone que el factor de seguridad es el mismo en todos los puntos a lo largo de la superficie de deslizamiento. Por lo tanto, representa un valor promedio para la superficie de deslizamiento supuesta. Si ocurriera una falla, el esfuerzo cortante sería igual a la resistencia

al corte en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla, y sería válida la suposición de que el factor de seguridad es constante. Si en cambio, la pendiente es estable, el factor de seguridad probablemente varía a lo largo de la superficie de deslizamiento. Sin embargo, esto no debería tener consecuencias significativas siempre que el factor de seguridad global sea adecuadamente mayor que 1,0 y las resistencias al corte supuestas puedan movilizarse a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.

Figura 6. Esquema de superficie de deslizamiento crítica.



Nota: Tomada de FHWA (1993). Advance Course on Soil Slope Stability Volume 1. Slope Stability Manual.

Se deben analizar varias superficies de deslizamiento para encontrar la superficie de deslizamiento que produzca un factor de seguridad mínimo. La superficie con el factor mínimo de seguridad se denomina **superficie de deslizamiento crítica**, ver Figura 6. Una superficie crítica de este tipo y el correspondiente factor mínimo de seguridad representan la superficie de deslizamiento más probable. Aunque la superficie de deslizamiento con el factor mínimo de seguridad puede no representar un mecanismo de falla con una consecuencia significativa, el factor de seguridad mínimo es único para un problema dado y debe calcularse como parte de cualquier análisis de estabilidad.

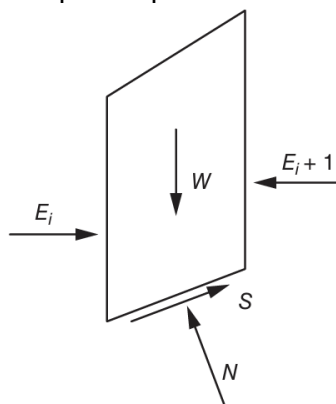
Condiciones de Equilibrio

Se utilizan dos enfoques diferentes para satisfacer el equilibrio estático en los procedimientos de equilibrio límite. Algunos procedimientos consideran el equilibrio para

toda la masa de suelo, cuyo límite inferior corresponde a una superficie de deslizamiento supuesta, el límite superior corresponde a superficie del talud. En estos procedimientos, se escriben y resuelven ecuaciones de equilibrio para un solo cuerpo libre. El procedimiento de pendiente infinita y el método sueco del círculo de deslizamiento son ejemplos de los procedimientos de cuerpo libre único. En otros procedimientos, en cambio, la masa del suelo se divide en varias porciones (también llamadas dovelas) verticales u horizontales, y se escriben y resuelven ecuaciones de equilibrio para cada dovela. Estos procedimientos, se denominan el método de las dovelas, existen varios tipos de hipótesis que se utilizan para poder resolver el equilibrio, por ejemplo, el método ordinario (o Fellenius), el de Bishop simplificado o el de Spencer, todos ellos se clasifican como métodos aproximados por cumplir solamente el equilibrio de fuerzas. Por otra parte, las teorías de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop completo, se clasifican como métodos precisos, ya que cumplen todas las condiciones de equilibrio estático y realizan algunos supuestos para alcanzar una solución estáticamente determinada. Hacia el final de este capítulo se realizará una comparación de algunos métodos en mayor detalle.

Procedimiento de Bishop Simplificado

Figura 7. D.C.L. De dovela para el procedimiento de Bishop Simplificado.



Nota: Tomada de Wright (2014), Soil Strength and Slope Stability.

En este procedimiento se asume una superficie de falla circular en donde las fuerzas en los bordes laterales de la dovela se asumen horizontales, es decir, no existe esfuerzos de corte entre dovelas. Las fuerzas se suman en dirección vertical para satisfacer el equilibrio en esta dirección y obtener una expresión para el esfuerzo en la base de cada dovela. Resolviendo las fuerzas en la dirección vertical en la dovela de la Figura 7, la siguiente ecuación de equilibrio se puede escribir:

$$N \cos \alpha + S \sin \alpha - W = 0 \quad [7]$$

Las fuerzas son consideradas positivas cuando actúan hacia arriba. La fuerza equilibrio en la ecuación [7] se relaciona con el esfuerzo de corte con la siguiente expresión:

$$S = \tau \Delta \ell \quad [8]$$

En términos del esfuerzo de corte y el factor de seguridad:

$$S = \tau \Delta \ell / F \quad [9]$$

Para la resistencia de corte expresada en términos de esfuerzos efectivos con el criterio de Mohr-Coulomb, se puede escribir:

$$S = [c' \Delta \ell + (N - u \Delta \ell) \tan \phi'] / F \quad [10]$$

Combinando las ecuaciones [7] y [10] para luego resolver para la fuerza normal N , se obtiene:

$$N = [W - (1/F)(c' \Delta \ell - u \Delta \ell \tan \phi') \sin \alpha] / [\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi') / F] \quad [11]$$

El esfuerzo efectivo normal en la base de la dovela será:

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta \ell} - u \quad [12]$$

Combinando las ecuaciones [11] con [12] y reemplazando en la ecuación [13] de equilibrio de momentos con respecto al centro de un círculo para tensiones efectivas, luego de arreglar los términos se puede escribir:

$$F = \frac{[\sum (c' + \sigma' \tan \phi') \Delta \ell]}{[\sum W \sin \alpha]} \quad [13]$$

$F =$

$$\frac{[\sum (c' \Delta \ell \cos \alpha + (W - u \Delta \ell \cos \alpha) \tan \phi') / (\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi') / F)]}{[\sum W \sin \alpha]} \quad [14]$$

La ecuación [14] es la ecuación para el factor de seguridad para el procedimiento de Bishop simplificado. Fue derivada con la resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos. Para establecer la ecuación en términos de esfuerzos totales se debe reemplazar por los parámetros equivalentes en tensiones totales (c y ϕ) con la presión de poros igual a cero ($u = 0$), quedando la siguiente ecuación:

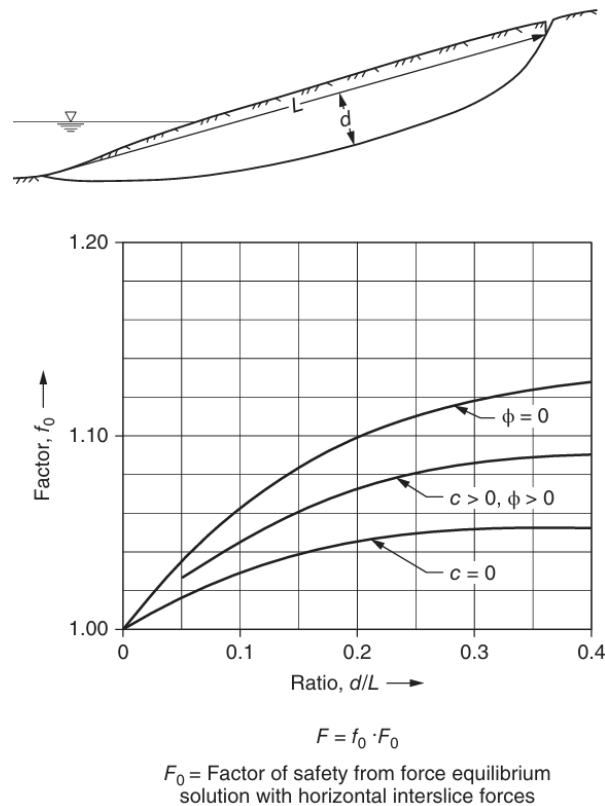
$$F = \frac{[\sum (c \Delta \ell \cos \alpha + W \tan \phi') / (\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F)]}{[\sum W \sin \alpha]} \quad [15]$$

En muchos problemas, la resistencia al corte para una capa de suelo será expresada en términos de esfuerzos totales (por ejemplo, resistencia de ensayos triaxiales UU para capas de arcilla) y para capas en términos de esfuerzos efectivos (por ejemplo, resistencias de ensayos triaxiales CD o CU para capas de arena o grava). Por lo tanto, los términos sumados en el numerados de las ecuaciones [14] o [15] tendrán una mezcla de esfuerzos totales y efectivos, dependiendo de las condiciones de drenaje que apliquen a lo largo de la superficie de falla (en la base de cada dovela).

Procedimiento de Janbu

El procedimiento de Janbu simplificado, no considera una superficie de falla circular y se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales, esta suposición genera casi siempre factores de seguridad que son menores que los obtenidos con procedimientos más rigurosos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio. Para considerar esto Janbu et al. (1956) propuso los factores de corrección mostrados en la Figura 8. Estos factores de corrección se basan en una serie de cálculos de estabilidad de taludes utilizando tanto el procedimiento simplificado (con fuerzas horizontales entre cortes) como el Procedimiento Generalizado de Dovelas (GPS). Los factores de corrección son sólo aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos, sin embargo, los factores de corrección parecen proporcionar un valor mejor para el factor de seguridad en muchos casos. Se debe tener precaución al realizar análisis utilizando el procedimiento simplificado de Janbu, ya que algunos análisis y programas informáticos aplican automáticamente el factor de corrección al factor de seguridad calculado, mientras que otros no. Si un programa de computadora aplica la corrección de Janbu, el programa puede estar usando la ecuación de la corrección sugerida por Abramson et al. (2002). Esta ecuación es inexacta y no debe usarse. Siempre que se informen los resultados del procedimiento Janbu simplificado, se debe determinar si se ha aplicado el factor de corrección y la fuente de la corrección, ya que la corrección puede tener un efecto notable en los resultados.

Figura 8. Factores de corrección para el procedimiento simplificado de Janbu.



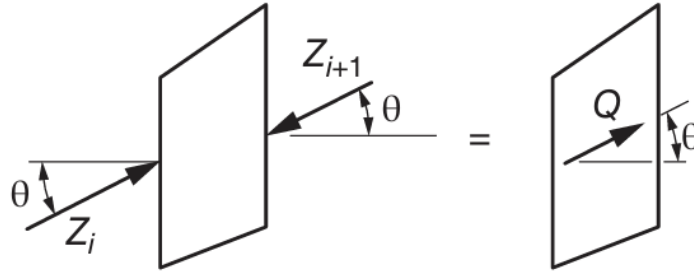
Nota: Tomada de Wright (2014), Soil Strength and Slope Stability.

Procedimiento de Spencer

El procedimiento de Spencer (1967) se basa en el supuesto de que las fuerzas entre dovelas son paralelas (es decir, todas las fuerzas entre cortes tienen la misma inclinación). La inclinación específica de las fuerzas entre dovelas se calcula como una de las incógnitas en las ecuaciones de equilibrio. Este procedimiento también supone que la fuerza normal (N) actúa en el centro de la base de cada dovela. Esta suposición tiene una influencia insignificante en los valores calculados para las incógnitas siempre que se utilice un número razonablemente grande de dovelas. Prácticamente todos los cálculos con el procedimiento

de Spencer se realizan por computadora y se puede emplear un número suficientemente grande de dovelas.

Figura 9. Fuerza entre dovelas y resultante cuando las fuerzas son paralelas.



Nota: Tomada de Wright (2014), Soil Strength and Slope Stability.

Spencer presentó originalmente su procedimiento para superficies de deslizamiento circulares, pero el procedimiento se extiende fácilmente a superficies de deslizamiento no circulares. Aquí se suponen superficies de deslizamiento no circulares.

En el procedimiento, primero se resuelven dos ecuaciones de equilibrio. Las ecuaciones representan el equilibrio general de fuerza y momento para toda la masa del suelo, que consta de todas las dovelas. Las dos ecuaciones de equilibrio se resuelven para el factor desconocido de seguridad F y la inclinación de la fuerza entre dovelas θ . La ecuación para el equilibrio de fuerzas se puede escribir como:

$$\sum Q_i = 0 \quad [16]$$

Donde Q_i es la resultante de fuerzas entre dovelas, Z_i y Z_{i+1} son la fuerza a la izquierda y derecha de la dovela, respectivamente, eso es:

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \quad [17]$$

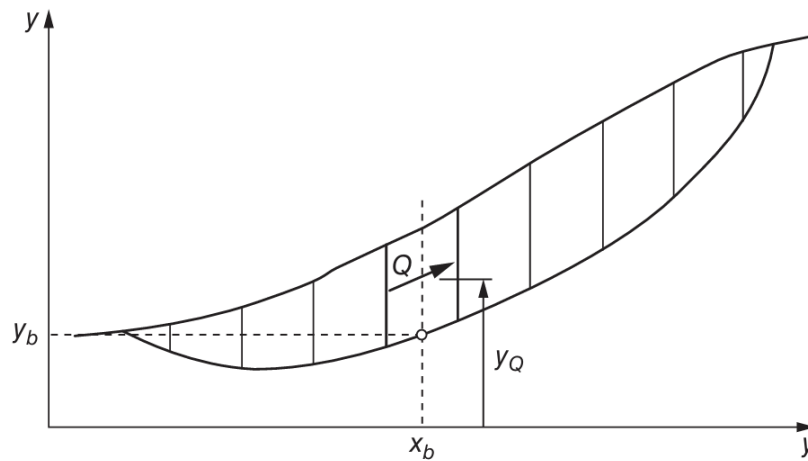
Debido a que se supone que las fuerzas entre cortes son paralelas, Q_i , Z_i y Z_{i+1} tienen la misma dirección, y Q_i es simplemente la diferencia entre las fuerzas entre dovelas a la izquierda y a la derecha de la dovela analizada.

Para el equilibrio de momentos, los momentos se pueden sumar con respecto a cualquier punto arbitrario. Tomando momentos con respecto al origen ($x = 0, y = 0$) de un sistema de coordenadas cartesiano, la ecuación para el equilibrio de momentos se expresa como:

$$\sum Q(x_b \sin \theta - y_Q \cos \theta) = 0 \quad [18]$$

Donde x_b es la coordenada horizontal del centro de la base de la dovela y y_Q es la coordenada vertical del punto en la línea de acción de la fuerza (Q) directamente encima del centro de la base del corte en la Figura 10.

Figura 10. Coordenadas para superficies de falla no circulares (Spencer).



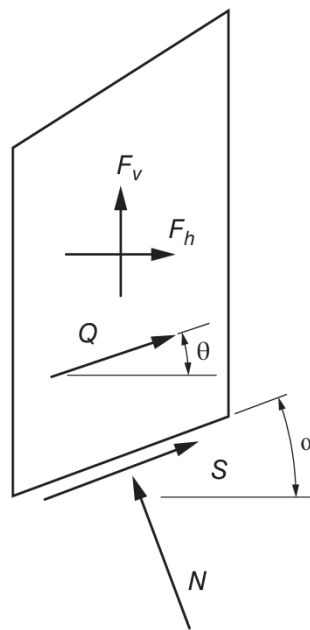
Nota: Tomada de Wright (2014), Soil Strength and Slope Stability.

La coordenada y_Q se puede expresar en términos de la coordenada y del punto en el centro de la base de la dovela (y_b), de la siguiente manera:

$$y_Q = y_b + M_0 / (Q \cos \theta) \quad [19]$$

Donde M_0 es el momento producido por cualquier fuerza conocida alrededor del centro de la base de la dovela. En ausencia de fuerzas debido a cargas sísmicas, cargas en la superficie del talud y cualquier fuerza interna debido a refuerzo, el momento $M_0 = 0$ y $y_Q = y_b$. Cada una de las cantidades en la suma que se muestra en la ecuación [18] representa el valor de una dovela individual. El subíndice i se ha omitido por simplicidad y se omitirá en análisis posteriores en el entendido de que las cantidades Q, x_b, y_b , etc., representan valores para dovelas individuales.

Figura 11. Dovela con todas las fuerzas conocidas y desconocidas para el procedimiento de Spencer. F_h =suma de todas las fuerzas conocidas horizontales, F_v =suma de todas las fuerzas conocidas verticales.



Nota: Tomada de Wright (2014), Soil Strength and Slope Stability.

La expresión de Q en las ecuaciones de equilibrio ([16] y [18]) se obtiene de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas para cortes individuales Figura 11. La suma de fuerzas en direcciones perpendiculares y paralelas a la base de la dovela da las siguientes dos ecuaciones de equilibrio:

$$N + F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha - Q \sin(\alpha - \theta) = 0 \quad [20]$$

$$S + F_v \sin \alpha + F_h \cos \alpha + Q \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad [21]$$

Las cantidades F_h y F_v representan todas las fuerzas horizontales y verticales conocidas sobre la dovela, incluido: el peso de la dovela, las cargas sísmicas, las fuerzas debidas a cargas superficiales distribuidas y concentradas, y las fuerzas de refuerzo. Combinando estas dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas ([20] y [21]) con la ecuación [10] de Mohr-Coulomb para la fuerza cortante S y al resolver Q se obtiene:

$$Q =$$

$$\frac{\left[-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(c' \frac{\Delta \ell}{F} \right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta \ell) \left(\frac{\tan \phi'}{F} \right) \right]}{[\cos(\alpha - \theta) + (\sin(\alpha - \theta) \tan \phi')/F]} \quad [22]$$

Las ecuaciones [19] para y_Q y [22] para Q se pueden sustituir en las ecuaciones de equilibrio ([16] y [18]) para obtener dos ecuaciones con dos incógnitas: el factor de seguridad F y la inclinación θ de la fuerza entre dovelas. Se utilizan procedimientos de prueba y error para resolver las ecuaciones ([16] y [18]) para F y θ . Los valores de F y θ se asumen repetidamente hasta que estas dos ecuaciones se satisfacen dentro de niveles aceptables de convergencia (desequilibrio de fuerza y momento). Una vez que se calculan el factor de seguridad y la inclinación de la fuerza entre dovelas, las ecuaciones de equilibrio de fuerza y momento para las dovelas individuales se pueden usar para calcular los valores de la fuerza normal N en la base de la dovela, las resultantes de la fuerza entre dovelas individuales Z y la ubicación y_t de las fuerzas entre dovelas en la frontera vertical de las dovelas.

Procedimiento de Morgenstern-Price

El procedimiento de Morgenstern y Price (1965) supone que las fuerzas de corte entre dovelas están relacionadas con las fuerzas normales de la siguiente forma:

$$X = \lambda f(x) E \quad [23]$$

Donde X y E son la fuerza vertical y horizontal entre las dovelas, λ es un factor de escala desconocido que se evalúa junto con las otras incógnitas y $f(x)$ es una función supuesta que tiene valores prescritos en cada borde de la dovela. La ubicación de la fuerza normal en la base de la dovela también es supuesta explícita o implícitamente. En la formulación original del procedimiento, las tensiones se integraron en cada dovela suponiendo que $f(x)$ variaba linealmente a lo largo de la dovela (Morgenstern y Price, 1967). Esto fijó implícitamente la distribución de las tensiones normales, incluida la ubicación de la fuerza normal en la base de la dovela. En implementaciones más recientes del procedimiento de Morgenstern y Price, se han utilizado valores discretos de $f(x)$ y se ha supuesto la ubicación de la fuerza normal. Generalmente se supone que la fuerza normal actúa en el punto medio de la base de la dovela o en el punto de la base de la dovela que está directamente debajo del centro de gravedad. Las incógnitas que se resuelven en el procedimiento son el factor de seguridad (F), el parámetro de escala (λ), las fuerzas normales sobre la base de la dovela (N), la fuerza horizontal entre dovelas (E) y la ubicación de las fuerzas entre dovelas (línea de empuje). La componente vertical de la fuerza entre cortes X se conoce (definida por la ecuación [23]), es decir, una vez calculadas las incógnitas utilizando las ecuaciones de equilibrio, la componente vertical de las fuerzas entre dovelas se puede calcular a partir de la ecuación independiente [23].

El procedimiento de Morgenstern y Price es similar al procedimiento de Spencer, la única diferencia en términos de incógnitas es que en el procedimiento de Spencer en la mayoría de los programas se implementa con una única inclinación para la fuerza entre dovelas, mientras que el procedimiento de Morgenstern y Price implica un patrón supuesto de inclinaciones de fuerzas laterales y un único parámetro de escala desconocido λ . Si se utiliza la función $f(x)$ constante en el procedimiento de Morgenstern y Price, produce resultados esencialmente idénticos a los logrados con el procedimiento de Spencer. La principal diferencia entre los dos procedimientos es que el procedimiento de Morgenstern y Price proporciona mayor flexibilidad en los supuestos para las inclinaciones de las fuerzas entre dovelas. La flexibilidad adicional permite cambiar la hipótesis sobre las fuerzas entre dovelas.

COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

La FHWA (Federal Highway Administration) en su publicación del Manual de Estabilidad de Talud 1993, realiza una detallada comparación de métodos, en esta sección se ha resumido. La Tabla 2 muestra los métodos disponibles de análisis y las condiciones de equilibrio estático que satisfacen para determinar el FS.

Tabla 2. Condiciones de equilibrio satisfecha por los métodos de equilibrio límite.

Método	Equilibrio de Fuerzas		Equilibrio de Momentos
	X	Y	
Método ordinario de las dovelas	No	No	Si
Bishop Simplificado	No	Si	Si
Janbu Simplificado	Si	Si	No
Cuerpo de ingenieros	Si	Si	No
Lowe y Karafiath	Si	Si	No
Bishop Riguroso	Si	Si	Sí
Janbu Generalizado	Si	Si	Sí
Spencer	Si	Si	Sí
Sarma	Si	Si	Sí
Morgenstern - Price	Si	Si	Sí

Nota: Tabla adaptada de FHWA (1993). Advanced Course on Soil Slope Stability Volume 1. Slope Stability Manual.

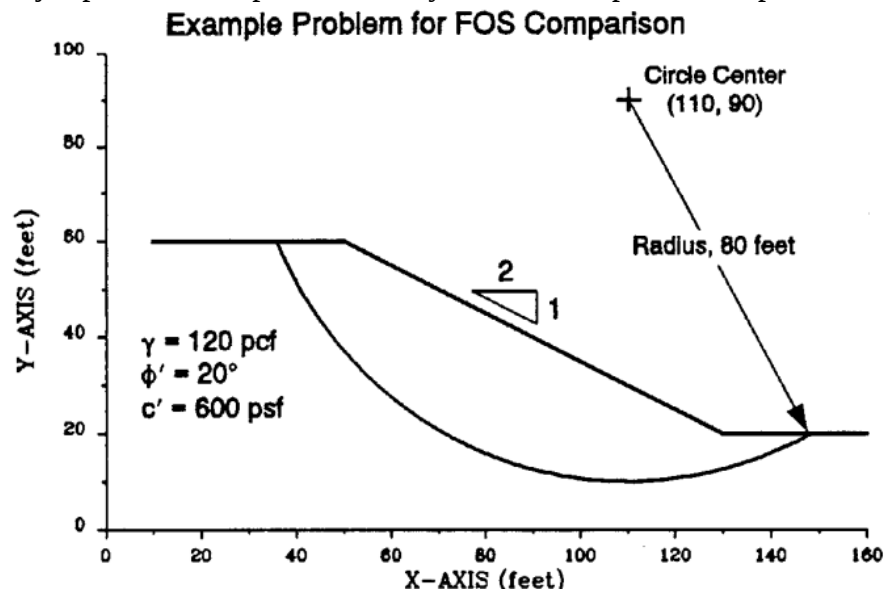
Los métodos simplificados de Bishop y Janbu para análisis de estabilidad de taludes han sido ampliamente utilizados desde su introducción en los años 50. A pesar de que el método de Bishop no satisface el equilibrio de fuerzas horizontales y el método de Janbu no satisface el equilibrio de momentos, un factor de seguridad puede ser fácilmente calculado para la mayoría de los taludes. Sin embargo, estos FS suelen diferir en hasta un 15% al ser comparado con procedimientos que satisfacen el equilibrio completo de fuerza y momento, como son los métodos de Spencer o el de Morgenstern-Price.

El FS determinado usando el método simplificado de Bishop para superficies circulares puede diferir en menos de un 5% con respecto de lo obtenido con el método riguroso de

Spencer o el método de Morgenstern-Price. El método simplificado de Janbu utilizado para superficie de fallas no circulares generalmente subestima el FS hasta en un 30% con respecto de métodos más rigurosos. Sin embargo, para algunos taludes, el método simplificado de Janbu puede sobreestimar el FS hasta en un 5%.

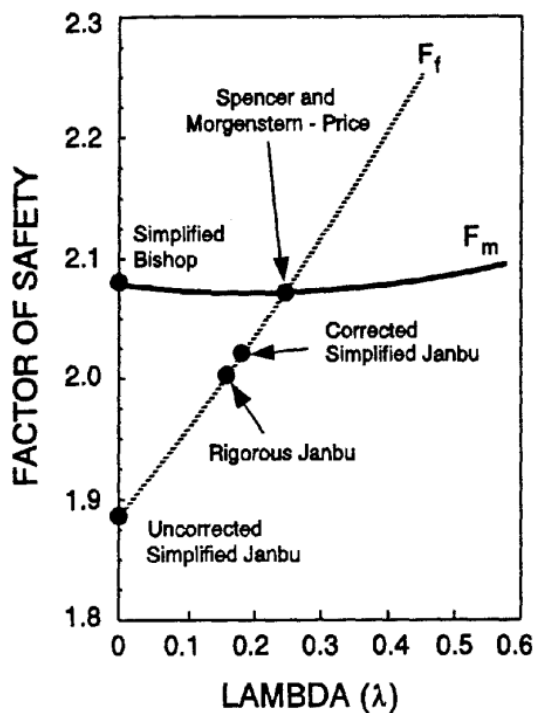
Fredlund y Krahn (1977) presentaron una comparación de los métodos de equilibrio límite. La superficie de falla del talud mostrado en la Figura 12 fue analizada y los resultados se presentan en la Figura 13 como una función de λ , que se define como la razón entre las fuerzas vertical y horizontales actuantes a lo largo de la frontera vertical de las dovelas. Se puede ver que las soluciones de Spencer y Morgenstern-Price son concordantes con los resultados de Bishop simplificado mientras que Janbu simplificado y riguroso parecen tener valores un tanto menores. Las dos curvas F_m y F_f representan el lugar geométrico de los puntos correspondientes en donde el FS y λ que satisfacen el equilibrio estático de momentos o el equilibrio de fuerzas, respectivamente. La intersección de estas dos curvas genera un punto único en donde el FS y el λ que satisfacen completamente el equilibrio estático dentro del contexto de los supuestos empleados. Para más información se puede revisar el artículo de Fredlund y Krahn (1977).

Figura 12. Ejemplo utilizado por Fredlund y Krahn 1977 para la comparación de métodos.



Nota: Figura tomada de FHWA (1993). Advance Course on Soil Slope Stability Volume 1. Slope Stability Manual.

Figura 13. Comparación de FS calculados con diferentes métodos por Fredlund y Krank 1977.



Nota: Tabla adaptada de FHWA (1993). Advance Course on Soil Slope Stability Volume 1. Slope Stability Manual.

RECOMENDACIONES DE ELECCION DEL METODO

La FHWA (Federal Highway Administration) en su publicación del Manual de Estabilidad de Talud (Volumen I, 1993), recomienda que, en proyectos importantes, se debería emplear varios métodos para estimar la estabilidad. No obstante, se dan algunas recomendaciones dependiendo de las características del terreno:

1. Para pendientes uniformes y largas donde la superficie de falla es paralela a la superficie del terreno, las ecuaciones simples de pendientes infinitas son lo suficientemente precisas.
2. Para superficies de falla poco profundas y largas que no son paralelas a la superficie del terreno el método de Fellenius es suficientemente preciso. Una superficie de falla plana puede ser considerada como una circular con un radio infinito.
3. Para superficies de falla planas, un análisis de bloque puede ser utilizado para determinar un factor de seguridad y la ubicación de la superficie de falla. Una mayor precisión puede obtenerse por medios de procedimientos de dovelas generalizados.
4. Para superficies que se pueden aproximar por arcos de círculos, estudios preliminares pueden ser facilitados por medio del uso de cartillas. Para mayor precisión, se puede utilizar el método de Bishop modificado.
5. Para superficies de falla con forma arbitraria, un procedimiento por dovelas generalizado puede ser utilizado. Estudios preliminares pueden ser utilizados considerando el procedimiento de Janbu simplificado y factores de corrección. Para estudios más precisos, se puede considerar: procedimiento de Janbu generalizado, procedimiento de Spencer, método de Morgenstern y Price o Sarma.

ANALISIS SÍSMICO

Los sismos generan movimiento en la tierra que producen grandes fuerzas inerciales de naturaleza cíclica en taludes y rellenos. A pesar de que el factor de seguridad ante pulsos de movimientos del suelo puede ser inferior a uno, pequeñas deformaciones pueden ocurrir debido a la corta duración. Por lo tanto, es necesario considerar la historia temporal del movimiento del suelo para estudiar la variación de esfuerzos y deformaciones en el talud.

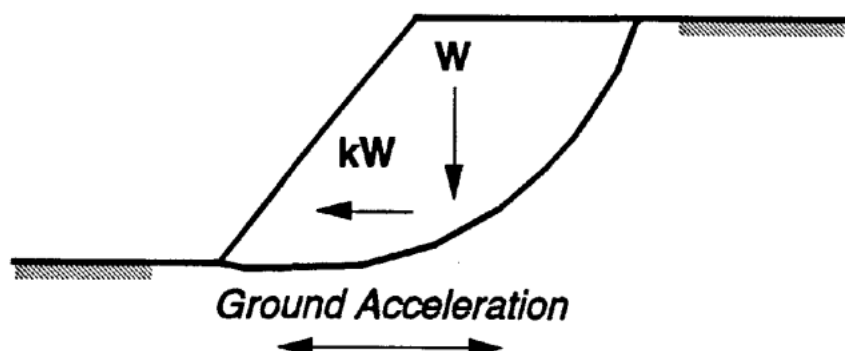
Varios métodos de análisis se han desarrollado para estudiar la estabilidad de taludes durante sismos. Se debe hacer una distinción entre métodos pseudo estáticos y dinámicos. El primero se preocupa de investigar las condiciones para el equilibrio límite o con analizar las tensiones o ambos en conjunto. Los análisis de respuesta dinámica toman en consideración los pulsos de las fuerzas inerciales y se preocupan de los esfuerzos y deformaciones del suelo durante diferentes intervalos de tiempo mientras ocurre un sismo.

METODO PSEUDOESTATICO

Es una modificación del análisis de equilibrio límite en donde se incluye una fuerza sísmica, la fuerza sísmica se estima proporcional al peso de la masa de terreno a deslizar (W) multiplicado por el coeficiente sísmico (k), que se suele expresar en términos de la aceleración del terreno en unidades de aceleración (g). Se suele asumir que la fuerza sísmica actúa horizontalmente con una magnitud $F = k W$, como se muestra en Figura 14.

Para estimar el coeficiente sísmico existen propuestas de varios autores, se resumen en la Tabla 3.

Figura 14. Método Pseudo Estático.



Nota: Tomado de FHWA (1993). *Advance Course on Soil Slope Stability Volume 1. Slope Stability Manual*.

Tabla 3. Coeficiente sísmico.

Autor	k	Comentario
Seed (1979)	$k = 0.10$	Fuente capaz de generar sismo magnitud superior a 6.5
Seed (1979)	$k = 0.15$	Fuente capaz de generar sismo magnitud superior a 6.5
Hynes-Griffin Y Franklin (1984)	$k = 0.5 (a_{\max})/g$	La aceleración se definió a nivel de basamento rocoso.
Saragoni (1993)	$k = 0.3 (a_{\max})/g$	En muros gravitacionales de molos, si $a_{\max} \leq 6.6 \text{ m/s}^2$.
Saragoni (1993)	$k = 0.22 (a_{\max}/g)^{0.33}$	En muros gravitacionales de molos, si $a_{\max} > 6.6 \text{ m/s}^2$.
Kramer (1996)	$k = 0.5 (a_{\max})/g$	Apropiado para varios taludes.

En la práctica chilena para taludes se utiliza lo indicado en el Manual Chileno de Carreteras vigente, donde se estima el coeficiente sísmico como $K_h = 0.5 A_o$ en donde A_o corresponde al coeficiente máximo efectivo de aceleración, el cual depende de la zona sísmica del terreno. En caso de contar con un estudio de riesgo sísmico en dicho informe se puede encontrar un valor mejor estimado de coeficiente máximo efectivo de aceleración.

III.2 Estabilidad de taludes con elementos finitos

El método de los elementos finitos (FEM) ha tenido un uso cada vez mayor en la práctica de la ingeniería geotécnica durante los últimos 50 años. Esta sección es una adaptación del capítulo 7 de Wright (2014), Soil Strength and Slope Stability.

Se utilizó por primera vez para resolver problemas de flujo de calor y flujo de agua en suelos, posteriormente se aplicó a la determinación de tensiones y deformaciones en taludes y terraplenes. Más recientemente, se ha utilizado para calcular el factor de seguridad definido de la misma manera que el utilizado en el análisis de equilibrio límite (Griffiths y Lane, 1999). Los programas comerciales que realizan este tipo de análisis incluyen PLAXIS (Plaxis bv, Delft, Países Bajos), RS2 (RocScience, Toronto, Ontario, Canadá) y SIGMA/W (Geo-Slope, Calgary, Alberta, Canadá).

Para utilizar el método de elementos finitos y poder determinar las tensiones y desplazamientos en taludes excavados y/o terraplenes, se deben utilizar relaciones tensión-deformación no lineales para obtener resultados realistas (Duncan, 1996b). Aunque los programas informáticos modernos utilizados para realizar dichos análisis tienen interfaces de usuario y métodos de presentación de datos avanzados, se requiere una gran habilidad y experiencia para obtener resultados válidos. Las condiciones de tensión iniciales, la capacidad de adaptar a la secuencia de construcción y elección del modelo no lineal de suelo son factores importantes para determinar tensiones, deformaciones y desplazamientos realistas. Se requiere considerable experiencia y habilidad para desarrollar modelos analíticos realistas e interpretar los resultados.

Es considerablemente más fácil utilizar el método de los elementos finitos para calcular el factor de seguridad de un talud. Griffiths y Lane (1999) demostraron que el método de

elementos finitos se puede utilizar como una alternativa al análisis de equilibrio límite para evaluar la estabilidad de taludes sin requerir un conjunto de habilidades más avanzado que las requeridas para el análisis de equilibrio límite convencional. Los mismos parámetros de entrada generales necesarios para los análisis de equilibrio límite son suficientes para utilizar el análisis de elementos finitos para evaluar la estabilidad de taludes.

Griffiths y Lane (1999) identifican las siguientes ventajas del análisis de elementos finitos sobre el análisis de equilibrio límite convencional:

1. No es necesario dividir el dominio en dovelas verticales.
2. Como no hay dovelas, no se requieren suposiciones para las fuerzas laterales entre dovelas.
3. El FEM determina las ubicaciones de las zonas de falla mediante el cálculo de tensiones, sin la búsqueda de una superficie de deslizamiento crítica que se requiere en los análisis de equilibrio límite.

Cuando se utilizan para el análisis de estabilidad de taludes, no se requieren modelos complejos de tensión-deformación del suelo. Para el método descrito por Griffiths y Lane (1999), el suelo se trata como un material elástico perfectamente plástico (elastoplástico) que cumple con los criterios de falla de Mohr-Coulomb. Sólo se requieren seis parámetros del suelo para realizar el análisis: cohesión c , ángulo de fricción ϕ , peso específico del suelo γ , ángulo de dilatación ψ , módulo de elasticidad E y coeficiente de Poisson ν .

Griffiths y Lane (1999) examinaron la sensibilidad de los resultados a los valores de los parámetros de entrada y concluyeron que suponiendo $\psi = 0$, $E = 105 \text{ kPa}$ y $\nu = 0,3$, si no hay valores más precisos disponibles, debería proporcionar resultados razonables. Los

parámetros restantes requeridos (c , ϕ y γ) son los mismos que se necesitan para el análisis de equilibrio límite convencional.

Para determinar el factor de seguridad utilizando el FEM, se realizan análisis repetidos, cada vez reduciendo la resistencia del suelo en un factor ligeramente mayor, hasta que resulta una condición inestable. Esta condición inestable se evidencia por la falta de convergencia de la solución. Se utiliza el término factor crítico de reducción de la resistencia (**SRF**) en lugar de factor de seguridad **F**, aunque **SRF** y **F** son básicamente lo mismo. Al igual que el factor de seguridad, el factor crítico de reducción de la resistencia es el factor por el cual se debe dividir la resistencia al corte para que la resistencia reducida esté en un equilibrio apenas estable con los esfuerzos cortantes. Griffiths y Lane (1999) propusieron que se considere que la condición inestable es cuando el valor de $E\delta_{max} / \gamma H^2$ (donde δ_{max} es el desplazamiento nodal máximo calculado) aumenta rápidamente y la solución no converge en 1000 iteraciones. RS2 utiliza el desplazamiento máximo medido en cualquier punto dentro del modelo como indicador de desplazamientos que se alejan del promedio que indican no convergencia.

Algunas críticas a este método incluyen la falta de modelos complejos utilizados para la resistencia al corte del suelo que se encuentran en muchos programas de equilibrio límite, y la dificultad de incorporar características como grietas por tensión y refuerzo en el modelo de estabilidad. Sin embargo, el FEM ofrece un enfoque independiente para evaluar la estabilidad de taludes que puede ser útil cuando se usa junto con análisis de equilibrio límite, o cuando es difícil ubicar la superficie de deslizamiento crítica, como en problemas tridimensionales (Duncan, 2013).

IV MODELACIÓN

Para la elaboración de un modelo computacional se requiere contar con al menos la siguiente información: Normativas nacionales e internacionales que se debe considerar para este tipo de estudios; Geometría del talud a estudiar; Caracterización del suelo con parámetros de resistencia; Definición de las cargas actuantes en el sector a estudiar.

IV.1 Normas aplicables

- Nch1508. Geotecnia.
- Nch433. Diseño sísmico de edificios.
- DS61. Decreto supremo que modifica Nch433.
- Volumen 3, Manual de carreteras, MOP.
- AASHTO 2002.

IV.2 Factor de seguridad admisible

Se considerará los factores de seguridad para estabilidad externa recomendados por la AASHTO para la metodología ASD. En donde se tiene los siguientes casos:

- Caso estático

Para estructuras temporales se considera: $FS > 1.35$

Para estructuras permanentes se considera: $FS > 1.50$

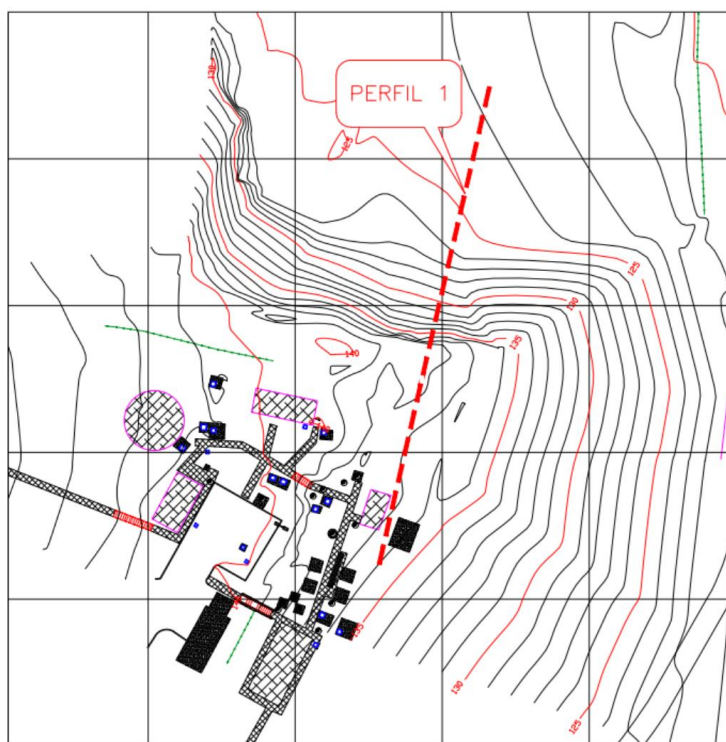
- Caso sísmico

Para toda estructura se considera: $FS > 1.20$

IV.3 Geometría del talud

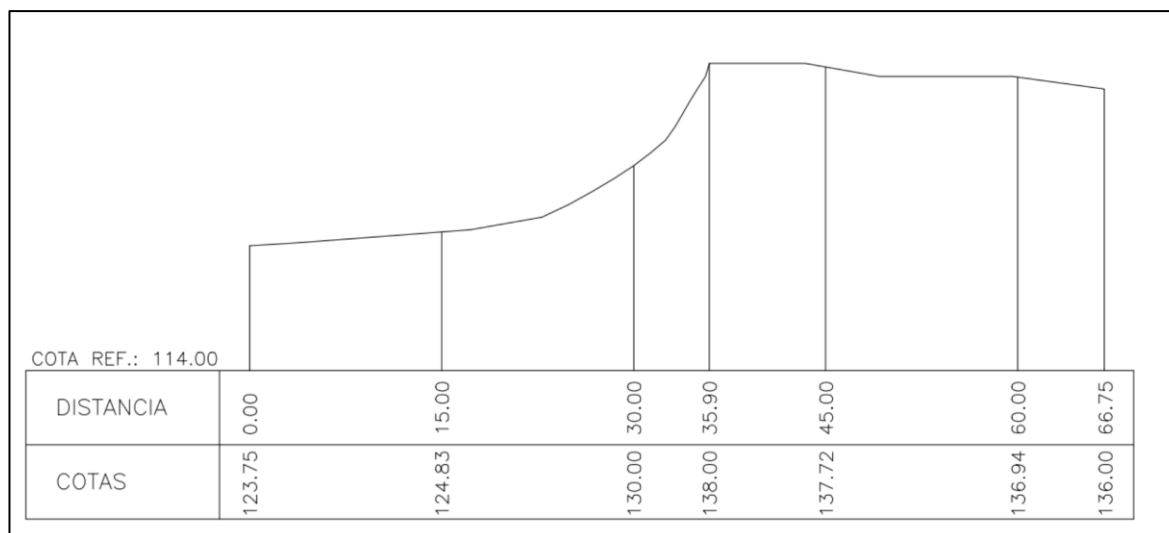
Se cuenta con un levantamiento topográfico del terreno a estudiar. En la Figura 15 se muestra una vista en planta del recinto en donde se marcan las curvas de nivel. Se observa que la diferencia de altura entre la parte más baja del terreno y la más alta es de entre 15 – 20 metros.

Figura 15. Vista en planta del talud.



Se traza un perfil perpendicular a las curvas de nivel, para definir el talud que se estudiará, el que se muestra en la Figura 16.

Figura 16. Se muestra el perfil analizado.



De las figuras anteriores, se puede comentar que la geometría del talud presenta zonas con pendiente pronunciada que ronda entre 40 - 60° con respecto a la horizontal.

IV.4 Caracterización del suelo

Del informe de mecánica de suelos se puede establecer a lo menos tres estratos, de los que se pueden definir los siguientes parámetros de resistencia:

Tabla 4. Parámetros del suelo.

Estrato	U1	U2	U3
Cotas [m]	0.0 – 8.0 (coronación talud)	8.0 – Indeterminado (cuerpo talud)	0.0 – 3.00 (pie del talud)
Descripción	Limo de alta compresibilidad (MH)	Roca metamórfica muy meteorizada	Arena limosa (SM)
Gravedad específica Gs [-]	2.4	-	2.7
Densidad natural [kN/m3]	12.2	25	20
Cohesión [kPa]	2.9	317	5
Ángulo de fricción [°]	32	11	30

Los parámetros de resistencia del estrato U1, se obtienen por medio del ensayo de corte directo realizado.

Los parámetros de resistencia del estrato U2, se estimaron en el informe de mecánica de suelo según los artículos “Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends” de Z.T. Bieniawski 1993 y “The Hoek & Brown failure criterion and GSI” de E. Hoek, E.T. Brown.

Los parámetros de resistencia de la unidad U3, se estiman en el informe de mecánica de suelos conservadoramente con la correlación según Documento Básico SE-C Cimientos, Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008).

Del informe geofísico se pudo determinar una velocidad de onda de corte para cada estrato

Tabla 5. Velocidad onda de corte por estrato.

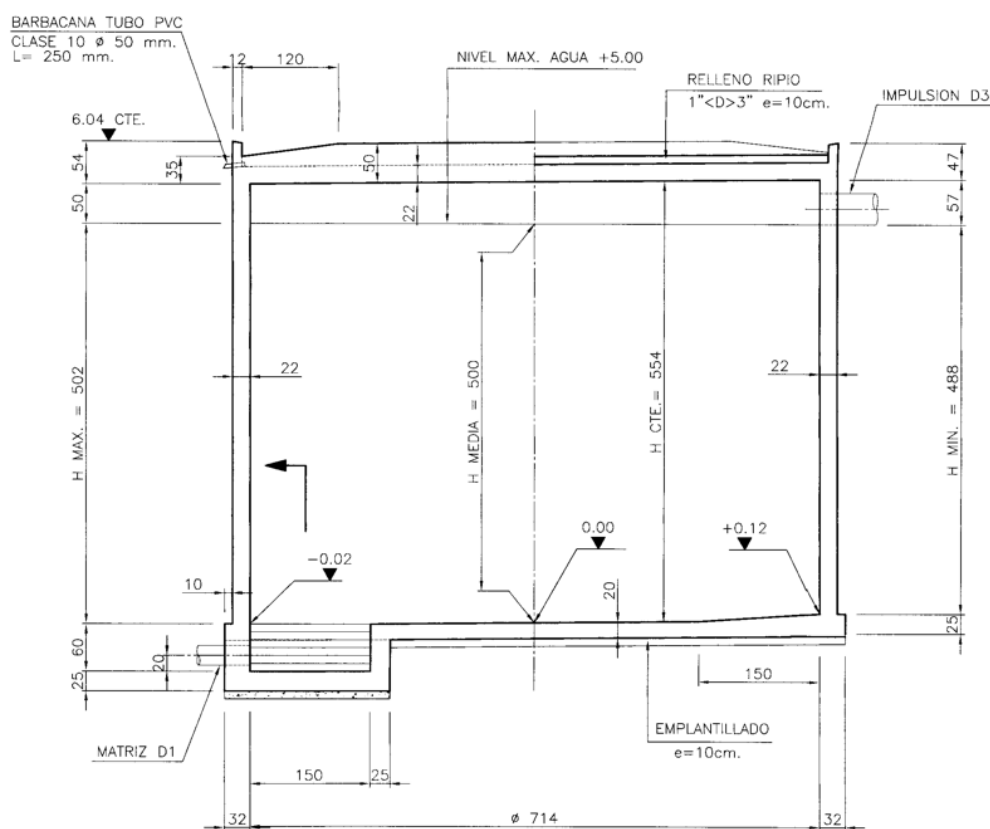
Estrato	U1	U2	U3
Rango Vs[m/s]	100 - 250	250 - 350	350

IV.5 Definición de cargas

a) Cargas estáticas y sobrecargas

- En el recinto se encuentra un estanque de agua potable semi enterrado similar al mostrado en la Figura 17. Estanque tipo, tomado de Ex SENDOS. Figura 17. Tiene una altura media de agua de 5m, con un diámetro en planta de $D = 7.2\text{ m}$, con lo cual se estima conservadoramente que puede transmitir al suelo una sobre carga de $100\text{ kPa} = 1\text{ kgf/cm}^2$ aprox.

Figura 17. Estanque tipo, tomado de Ex SENDOS.



- Conservadoramente se considera la misma sobrecarga de 100 kPa para la caseta que contiene un grupo electrógeno y una bomba de agua.
- Se considera una sobrecarga de uso de 12 kPa en la parte superior del terreno.

b) Cargas pseudo estáticas

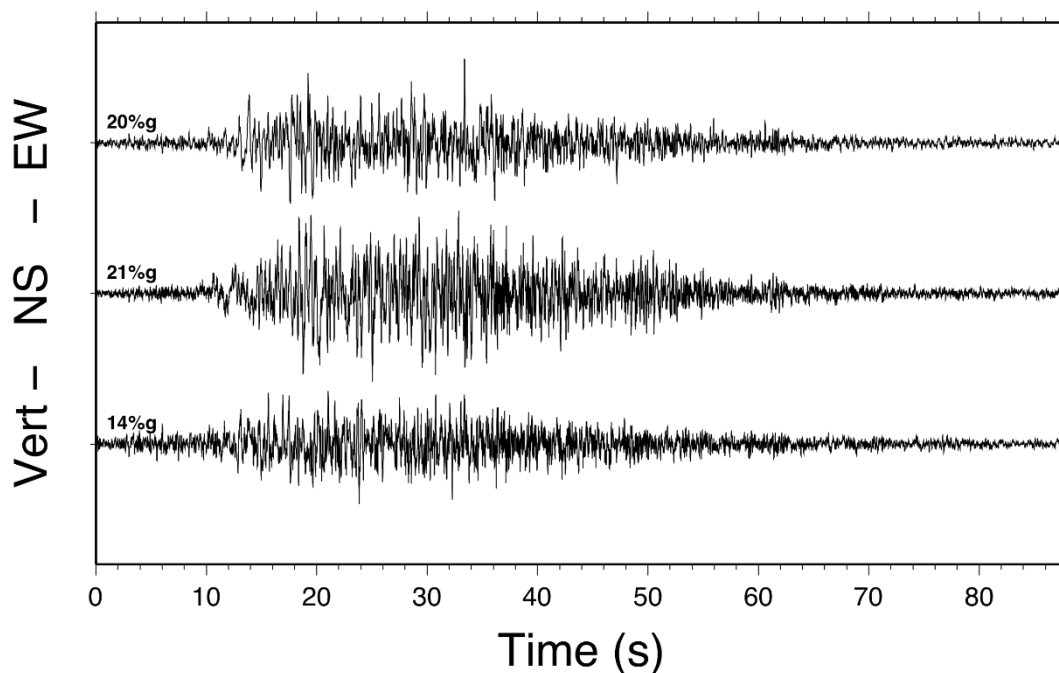
De acuerdo con el informe de mecánica de suelos, dada la ubicación del terreno estudiado, se puede clasificar con Nch2369 of 2003 como: Zona sísmica 3, coeficiente máximo efectivo de aceleración $A_o = 0.4 [g]$.

Al utilizar las recomendaciones del Manual de Carreteras Chileno (2024), para un análisis pseudo estático se puede estimar el coeficiente sísmico como $K_h = 0.5 A_o/g$, por lo tanto, para este terreno se tiene el siguiente coeficiente sísmico $K_h = 0.2$.

c) Carga dinámica

Para el modelo en RS2 se considerará el registro de aceleraciones en roca de la estación Rapel (34,4 Latitud Sur; 71,6 Longitud Oeste) del terremoto del Maule 2010 (27f), ocurrido en el centro de Chile de magnitud 8.8 (Mw).

Figura 18. Registro de aceleración estación Rapel 27F.



Nota: Tomado de registros de SOCHIGE.

Se utilizó el registro en dirección NS que tiene un mayor PGA, y se le aplicó un factor para modificar la magnitud de la aceleración en la superficie del suelo para hacerlo de magnitud similar al coeficiente K_h utilizado en método pseudoestático $k_h = 0.20 [g] = 1.96 [m/s^2]$. Para determinar el factor de amplificación, se realizó un modelo 1D para propagar el sismo hacia la superficie del terreno, obteniendo la respuesta de sitio, lo que se realizó con la herramienta *Deepsoil V6.1*, se consideraron las propiedades del suelo en la zona plana aguas abajo del talud.

Parámetros del modelo

Se considera un modelo LINEAL, de un semi espacio elástico con dos capas con las siguientes propiedades:

- Capa 1 (Layer 1)
Espesor=3.6 [m]; Peso = 20 [kN/m³]; Vs=350 [m/s]; Amortiguamiento=1%.
- Capa 2 (Layer 2)
Espesor=15.0 [m]; Peso = 25 [kN/m³]; Vs=300 [m/s]; Amortiguamiento=1%.
- Roca basal (Elastic Half-Space)
Peso = 25 [kN/m³]; Vs=1200 [m/s]; Amortiguamiento=1%.

En la parte izquierda de la Figura 19 se muestra la columna de suelo modelada en Deepsoil, en la parte derecha se ve la posición con respecto al talud de la columna de suelo utilizada. En la Figura 20 se muestra el registro de aceleraciones utilizado (Input Motion) y su efecto de sitio en la superficie (Layer1), los valores máximos fueron resumidos en la Tabla 6, se puede ver que el factor de amplificación (FAS) para la mayor aceleración está dentro del orden de 2, lo que es esperable para una superficie libre.

Figura 19. Ubicación columna de suelo.

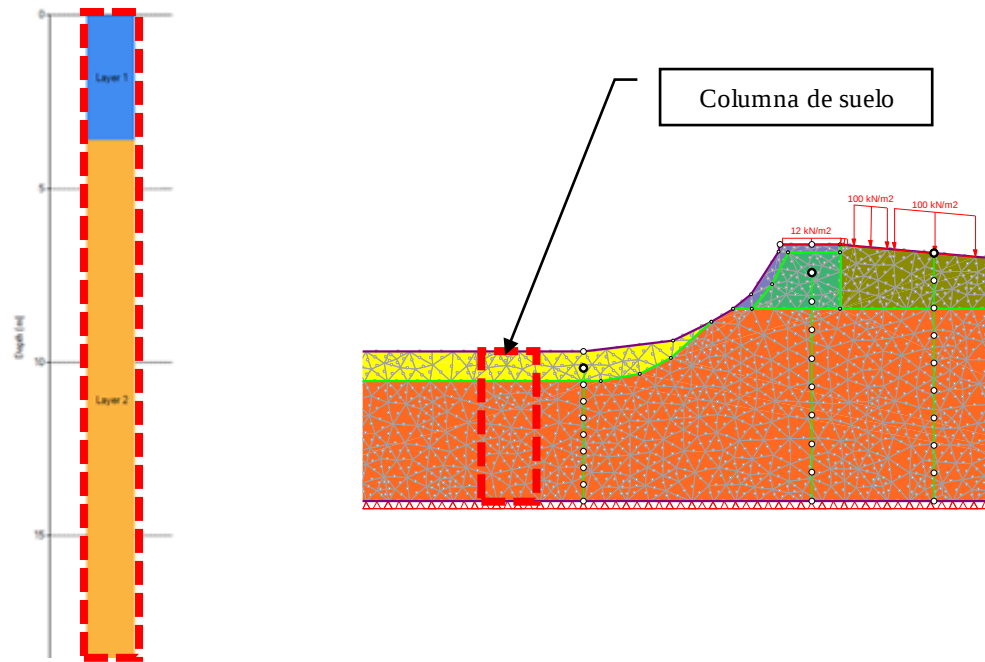


Figura 20. Registro de aceleraciones y efecto en la superficie.

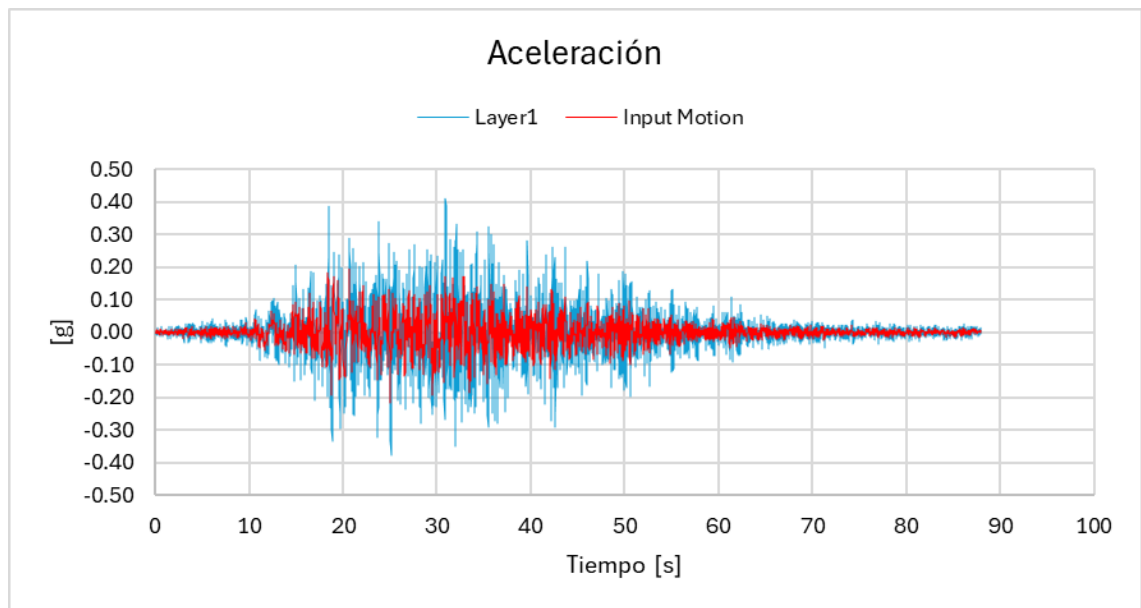


Tabla 6. Resumen datos efecto de sitio.

Datos	Máx A [g]	Min A [g]
Input Motion	0.19	-0.21
Layer1	0.41	-0.38
FAS	2.1	1.8

Se puede ver que, al aplicar el registro en la base de la columna de suelo, en la superficie se alcanzó una aceleración amplificada del mismo orden de magnitud que el PGA del suelo según la Nch2369. En la Figura 21 y Tabla 7, se muestra el PSA calculado para el registro sísmico de entrada (Input Motion) y para el movimiento en la superficie del terreno (Layer1), la mayor amplificación ocurre para el periodo $T=0.22s$ con un $FAS=3.2$.

Figura 21. PSA en base y superficie.

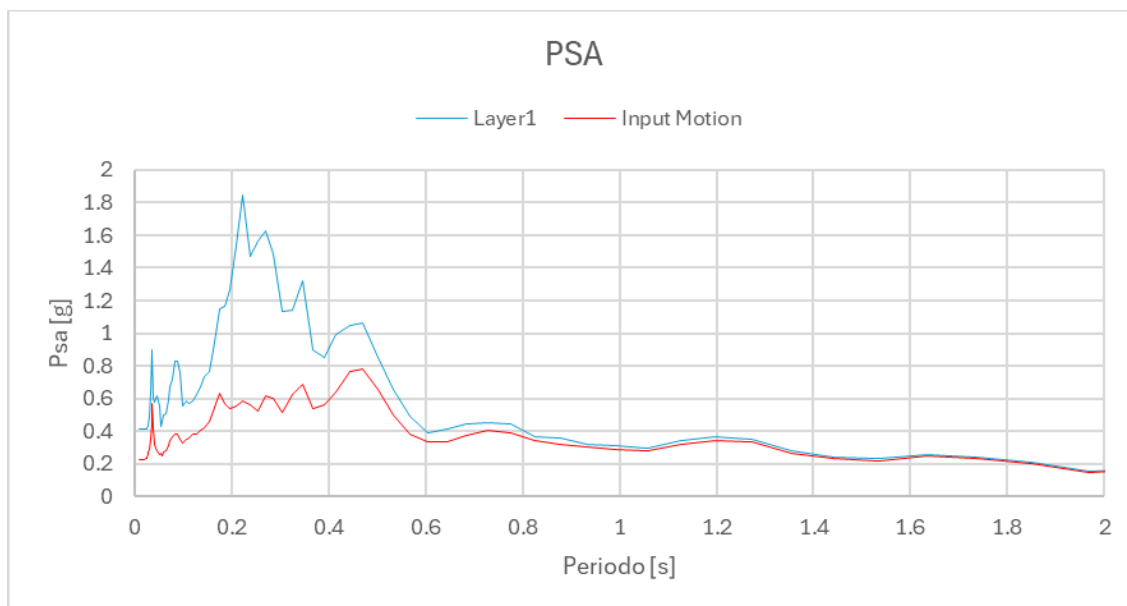


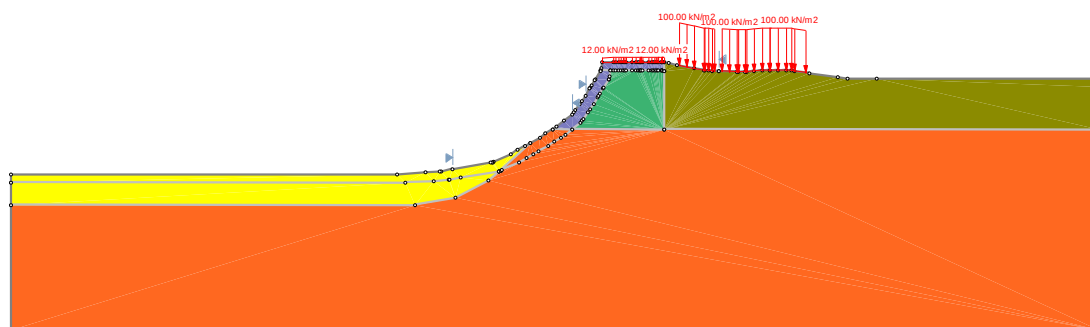
Tabla 7. Resumen máximo PSA.

Ubicación	PSA Máx. [g]	T [s]
Input Motion	0.57	0.22
Layer1	1.85	0.22
FAS	3.2	-

IV.6 Modelo SLIDE2

Con ayuda de los manuales del software se construye un modelo considerando el talud de la topografía, con los parámetros de las capas de suelo explicados anteriormente, y las sobrecargas definidas antes. Con lo cual queda el modelo de la Figura 22.

Figura 22. Modelo Slide2.



Las propiedades de cada capa de suelo se resumen en la Tabla 8.

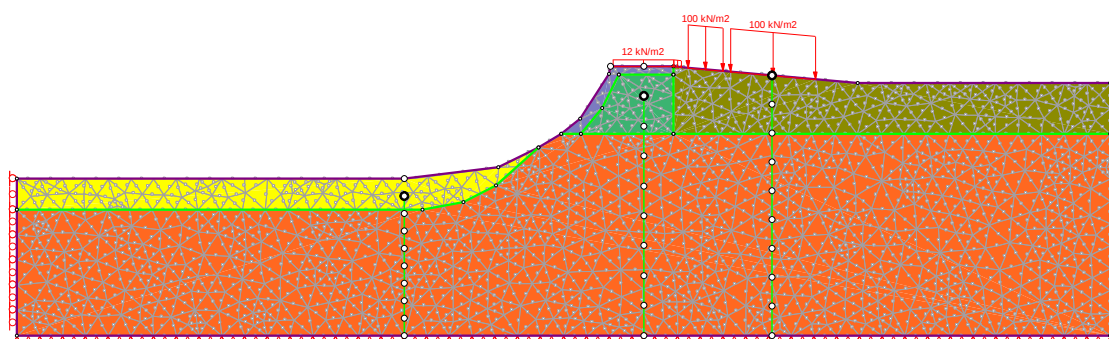
Tabla 8. Definición de materiales Slide2.

Nombre	Color	Peso Específico (kN/m3)	Criterio de falla	Cohesión (kPa)	Phi (°)
Material 1 - SM	Yellow	20.0	Mohr-Coulomb	5	30.0
Material 2 - MH	Green	12.2	Mohr-Coulomb	0	32.0
Material 3 - Roca metamórfica	Orange	25.0	Mohr-Coulomb	317	11.0
Material 4 - MH Raíces	Blue	12.2	Mohr-Coulomb	30	36.6
Material 5 - MH	Brown	12.2	Mohr-Coulomb	0	38.0

IV.7 Modelo RS2

Con ayuda de los manuales del software se genera un modelo. Se considera una geometría un poco más simplificada que la utilizada en SLIDE2. En este tipo de modelo es importante definir las condiciones de borde. Para el caso estático y SRS se considera restringidos horizontalmente los bordes en los extremos verticales, la base del modelo se considera restringida verticalmente (ver Figura 23). Para el caso dinámico se considera tipo “transmit” los bordes en los extremos verticales, el fondo se considera tipo “absorb”. El sismo se aplicará en el fondo del modelo.

Figura 23. Modelo RS2.



Se define tres nodos de control (N1, N2 y N3) para guardar los resultados, las coordenadas de cada nodo se muestran en la Figura 24 y en la Tabla 9. El nodo N1 se ubica en la cresta del talud, el nodo N2 se ubica en la planicie aguas abajo del talud, el nodo N3 se ubica a 4 m a la derecha del nodo N1 y el nodo N4 se encuentra en la base del modelo.

Tabla 9. Ubicación nodos de control.

Nodo	X [m]	Y [m]
N1	85.7	138.0
N2	61.2	124.6
N3	89.7	138.0
N4	89.7	106.0

Figura 24. Definición de nodos.

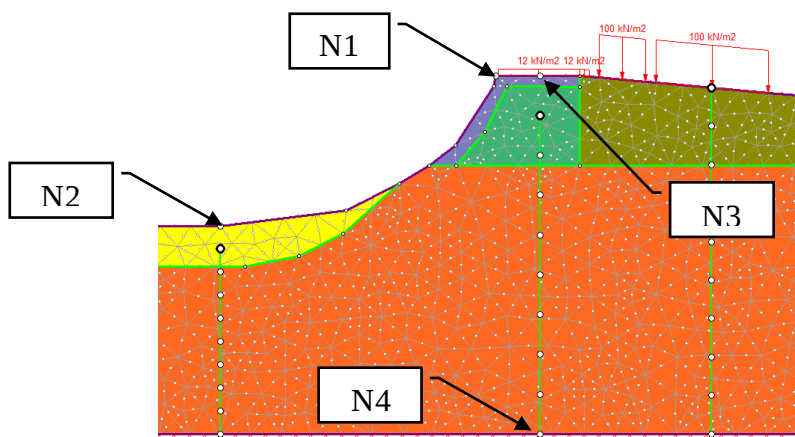
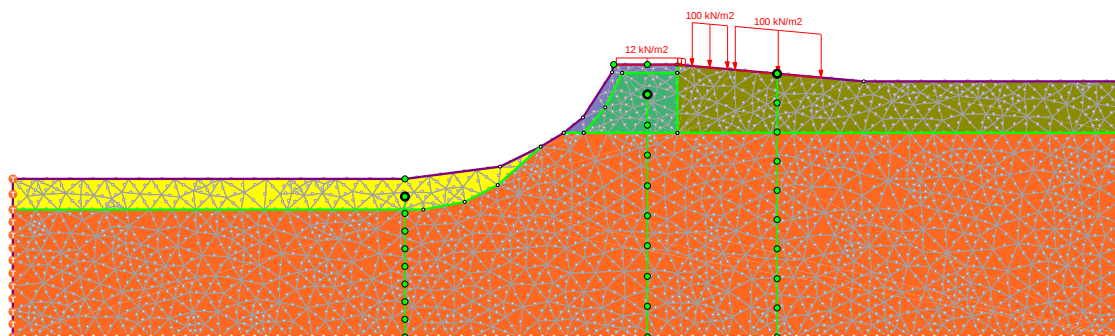


Figura 25. Malla y condiciones de borde dinámicas RS2.



Las propiedades de cada capa de suelo se resumen en la Tabla 10.

Tabla 10. Definición de materiales RS2.

Nombre	Color	Peso Específico (kN/m³)	Módulo de Poisson	Módulo de Young (kPa)	Ø (°) Peak	Cohesión (kPa) Peak
Material 1 - SM	Yellow	20.0	0.30	454 536	30.0	5.0
Material 2 - MH	Green	12.2	0.45	66 161	32.0	0.0
Material 3 - Roca Metamórfica	Orange	25.0	0.45	465 596	11.0	317.0
Material 4 - MH RAICES	Purple	12.2	0.45	66 161	36.6	30.0
Material 5 - MH Mejorado	Olive	12.2	0.45	66 161	38.0	0.0

El módulo de corte máximo (G_{max} , en [Pa]) se ha estimado en función de la densidad (ρ en [kg/m³]) y de la velocidad de la onda de corte (V_s en [m/s]) con la siguiente relación $G_{max} = \rho * (V_s)^2$. Luego, el módulo de elasticidad máximo (E_{max}) se estima con el módulo de corte máximo y el módulo de Poisson con la siguiente relación: $E_{max} = 2 * (1 + \nu) * G_{max}$. Luego, el módulo de elasticidad promedio (E) se estima como el 70% de E_{max} . Lo anterior, de acuerdo con lo propuesto por L'heureux y Long (2016).

En la Tabla 11 se indican las propiedades que son compartidas por todas las capas de suelo del modelo.

Tabla 11. Definición de otras propiedades en RS2.

Tipo Elástico	Criterio de falla	Tipo de Material	Carga inicial	Porosidad
isotrópico	Mohr-Coulomb	Plástico	Esfuerzos de suelo y peso propio	0.5

Además, para este modelo se considera algunas simplificaciones:

- El ángulo de fricción peak es igual al ángulo de fricción residual.
- La cohesión peak es igual a la cohesión residual.

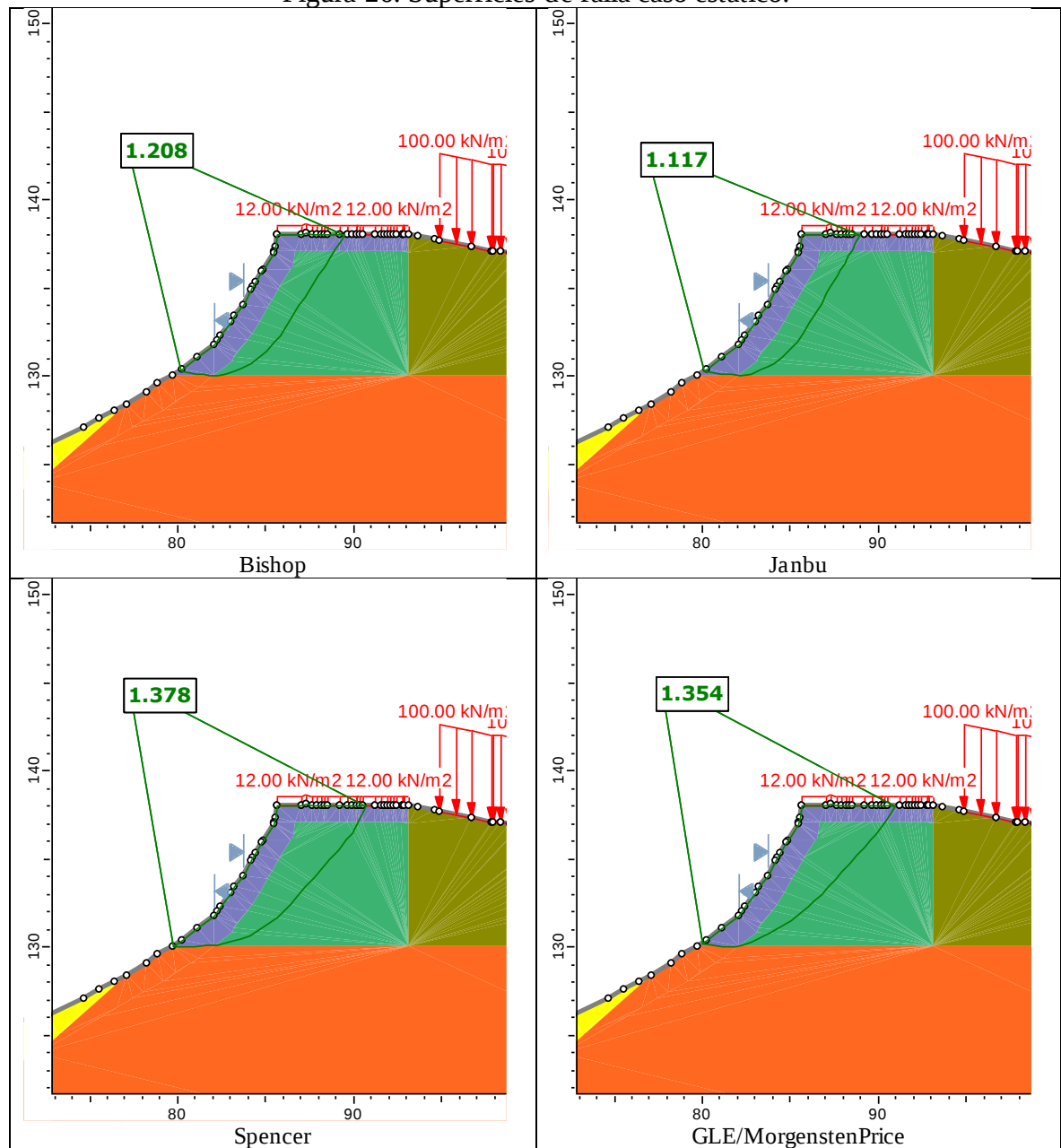
NOTA: Para el Material 4, se consideró propiedades de mayor resistencia mecánica para evitar fallas locales en el talud, lo cual se puede justificar como un aumento de resistencia del suelo producto de las raíces de la vegetación del talud. Faisal y Normaniza (2008) proponen una fórmula para estimar dicho aumento de resistencia. No obstante, para este modelo se aumentó hasta evitar la ocurrencia de fallas locales en una franja de 1 metro de ancho en el coronamiento.

V RESULTADOS

V.1 SLIDE2: Modelación Estática

En la Figura 26 se marca en color verde la superficie de falla por donde se encuentre el menor factor de seguridad obtenido. En la Tabla 12 se resumen los resultados.

Figura 26. Superficies de falla caso estático.



Se puede comentar que el orden de magnitud del FS es similar en los cuatro métodos utilizados. El mayor FS se encuentre con el método GLE y el menor con Janbu simplificado.

Dado que la literatura para taludes permanentes recomienda $FS > 1.50$, y que ningún método consigue sobrepasar dicho valor, se recomendaría realizar algún tipo de mejoramiento del talud para aumentar el factor de seguridad. Algunas alternativas podrían ser modificar la pendiente del talud, realizar terrazas con pendientes menores, incorporar algún tipo de protección tipo soil nailing.

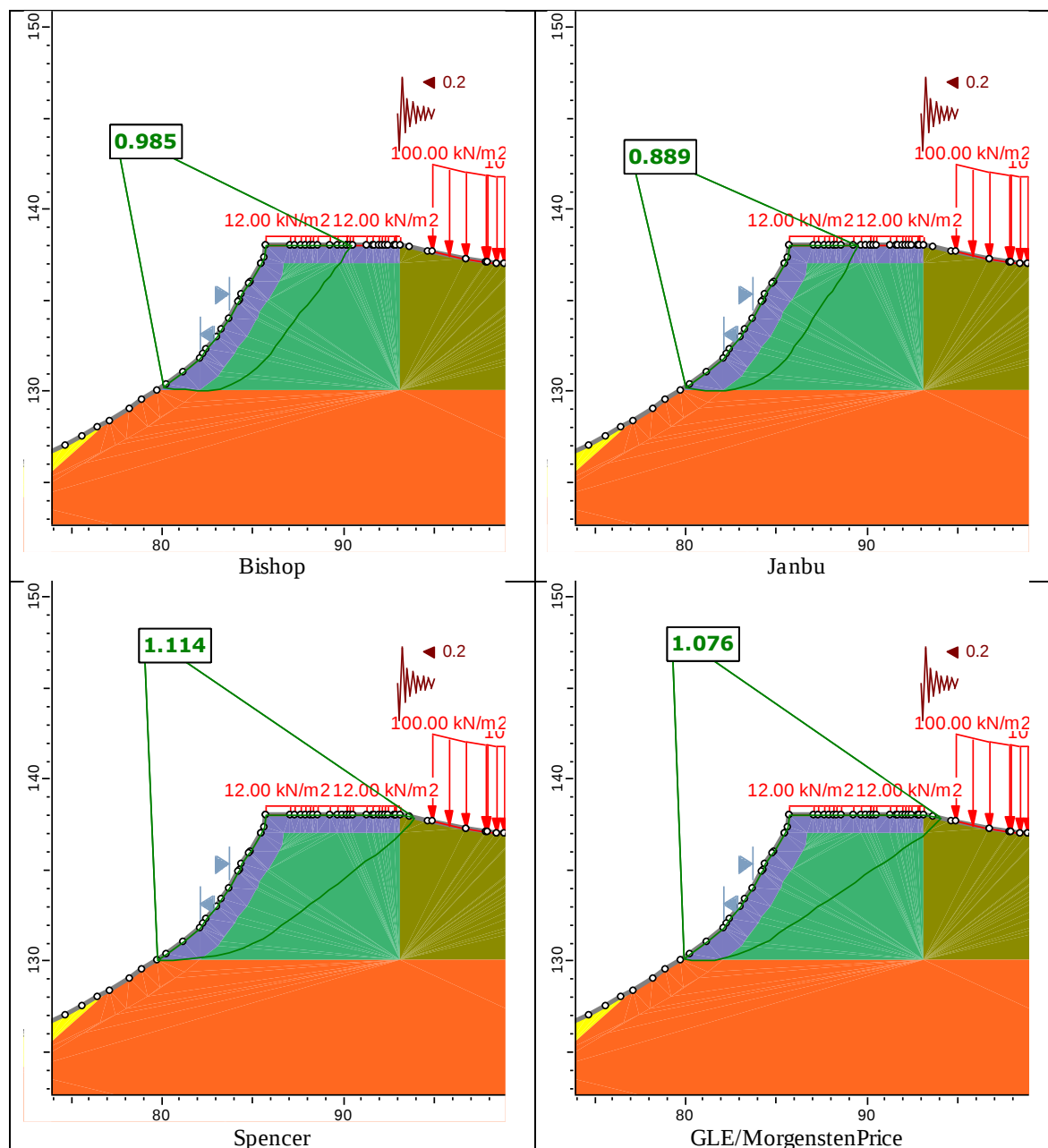
Tabla 12. FS caso estático.

Método	Min FS
Bishop simplified	1.21
Janbu simplified	1.12
Spencer	1.38
GLE / Morgenstern-Price	1.35

V.2 SLIDE2: Modelación Pseudoestática

En la Figura 27 se marca en color verde la superficie de falla asociada al menor factor de seguridad obtenido. En la Tabla 13 se resumen los resultados obtenidos.

Figura 27. Superficie de falla caso pseudoestático.



Se puede comentar que el orden de magnitud del FS es similar en los cuatro métodos utilizados. El mayor FS se encuentre con el método Spencer y el menor con Janbu simplificado. Los FS obtenidos del método pseudoestático considerando un $K_h = 0.2$ son menores a los obtenidos en el método estático.

Al comparar los FS con las recomendaciones de la literatura para taludes permanentes en condición pseudoestática ($FS > 1.20$), y dado que ningún método consigue sobrepasar dicho valor, se recomendaría realizar algún tipo de mejoramiento del talud para aumentar el FS.

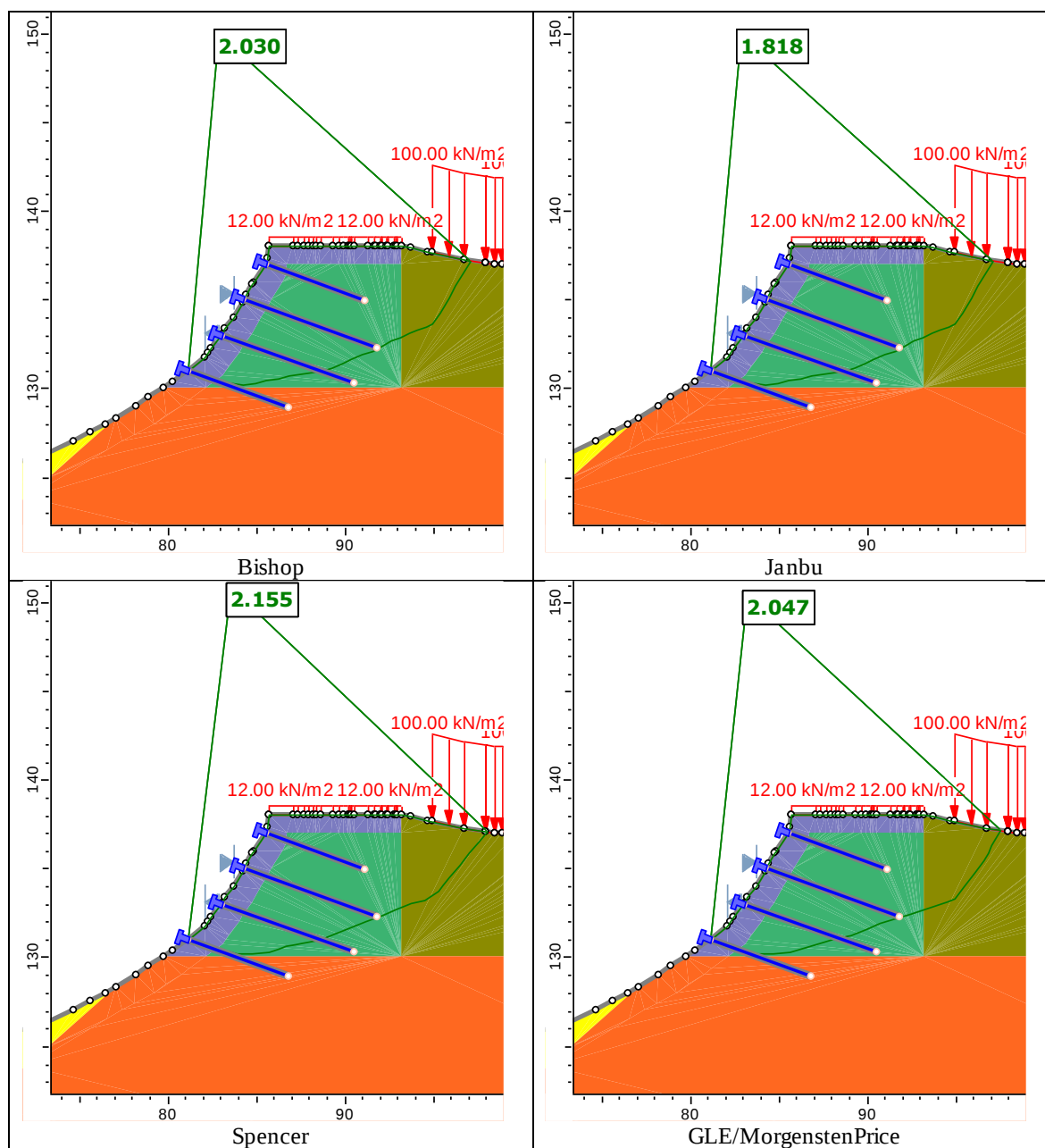
Tabla 13. FS caso pseudoestático.

Método	Min FS
Bishop simplified	0.99
Janbu simplified	0.89
Spencer	1.11
GLE / Morgenstern-Price	1.08

V.3 SLIDE2: Modelación Estática – Con Proyecto

En la Figura 28 se marca en color verde la superficie de falla por donde se encuentra la superficie con menor factor de seguridad obtenido al modelar un proyecto de mejoramiento del talud que considera soil nailing. En la Tabla 14 se resume los resultados obtenidos.

Figura 28. Superficie de falla caso estático con proyecto.



Para esta modelación se probaron varias configuraciones de soil nailing, y se optó por la configuración que satisfacía el requerimiento por carga pseudoestática, es por esto que en el caso estático se obtuvo un FS tan grande.

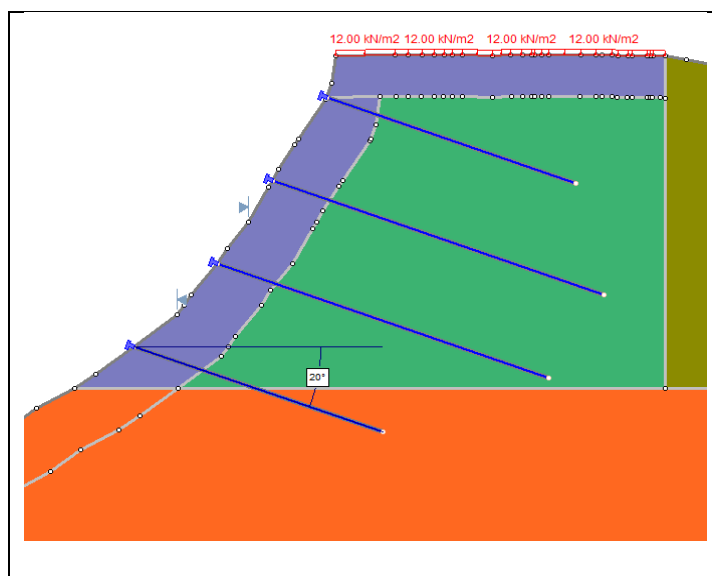
Tabla 14. FS caso estático con proyecto.

Método	Min FS
Bishop simplified	2.03
Janbu simplified	1.82
Spencer	2.16
GLE / Morgenstern-Price	2.05

Las propiedades de los clavos utilizados se resumen a continuación:

- Type :Soil Nail
- Force Application :Active (Method A)
- Force Orientation :Parallel to Reinforcement
- Out-Of-Plane Spacing :2m
- Tensile Capacity :280 kN
- Shear Capacity :161 kN
- Plate Capacity :100 kN
- Bond Strength :50 kN/m
- Material Dependent :No
- Inclinação :20° con respecto a la horizontal, ver Figura 29.
- Largo : Desde arriba hacia abajo es: 6m - 8m – 8m – 6m.

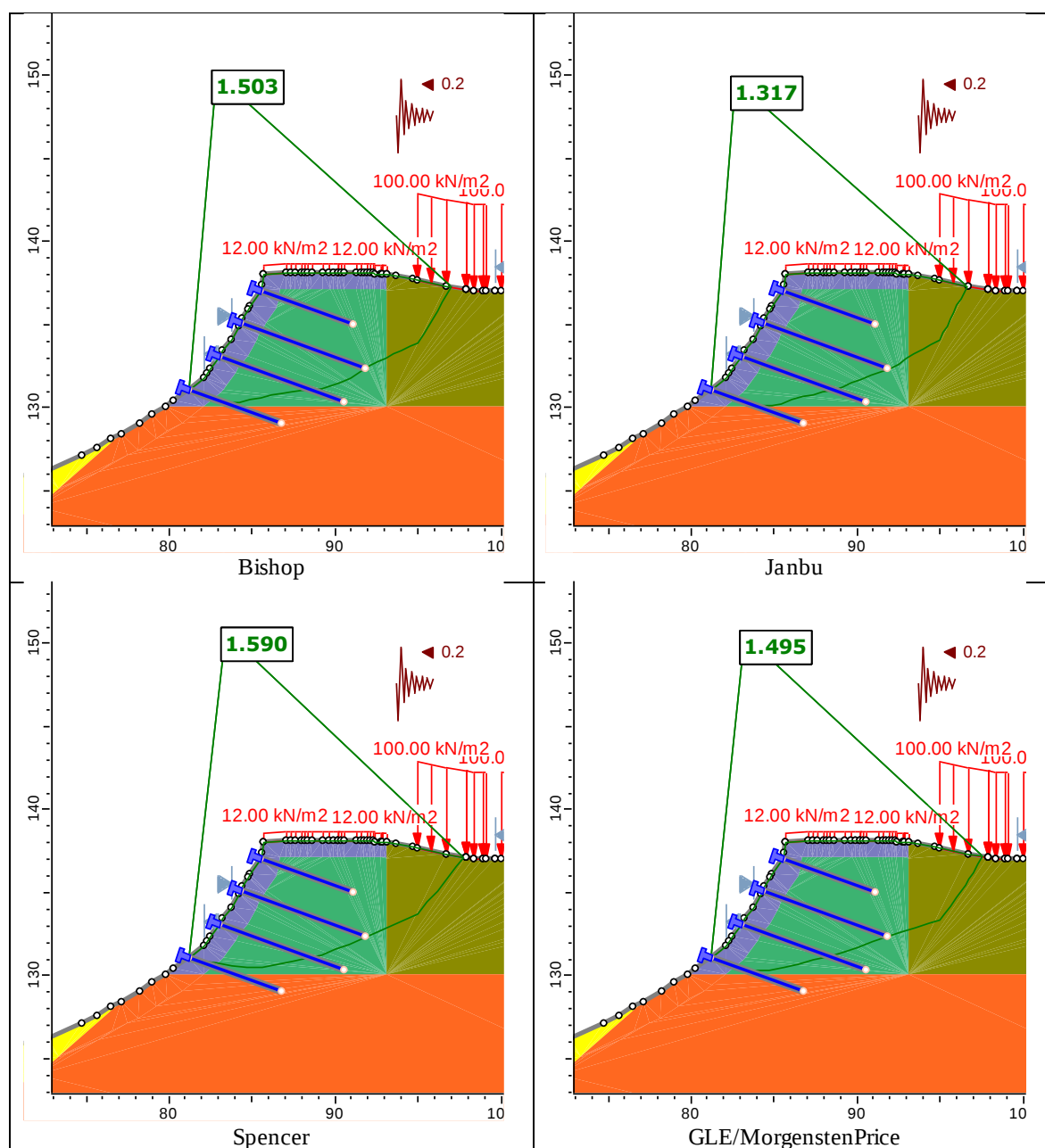
Figura 29. Inclinação de clavos.



V.4 SLIDE2: Modelación Pseudoestática – Con Proyecto

En la Figura 30 se marca en color verde la superficie de falla asociada al menor factor de seguridad obtenido al modelar un proyecto de mejoramiento del talud que considera soil nailing. En la Tabla 15 se resume los resultados obtenidos.

Figura 30, superficie de falla caso pseudoestático con proyecto.



Se considera los mismos clavos utilizados en el caso estático. Para esta modelación se probaron varias configuraciones de soil nailing, y se optó por la configuración que satisfacía el requerimiento por carga pseudoestática. En este caso con el método de Janbu se alcanzó un $FS=1.3$ que es levemente mayor a $FS=1.2$ recomendado, lo que habla de un diseño que cumpliría con un factor de seguridad adecuado.

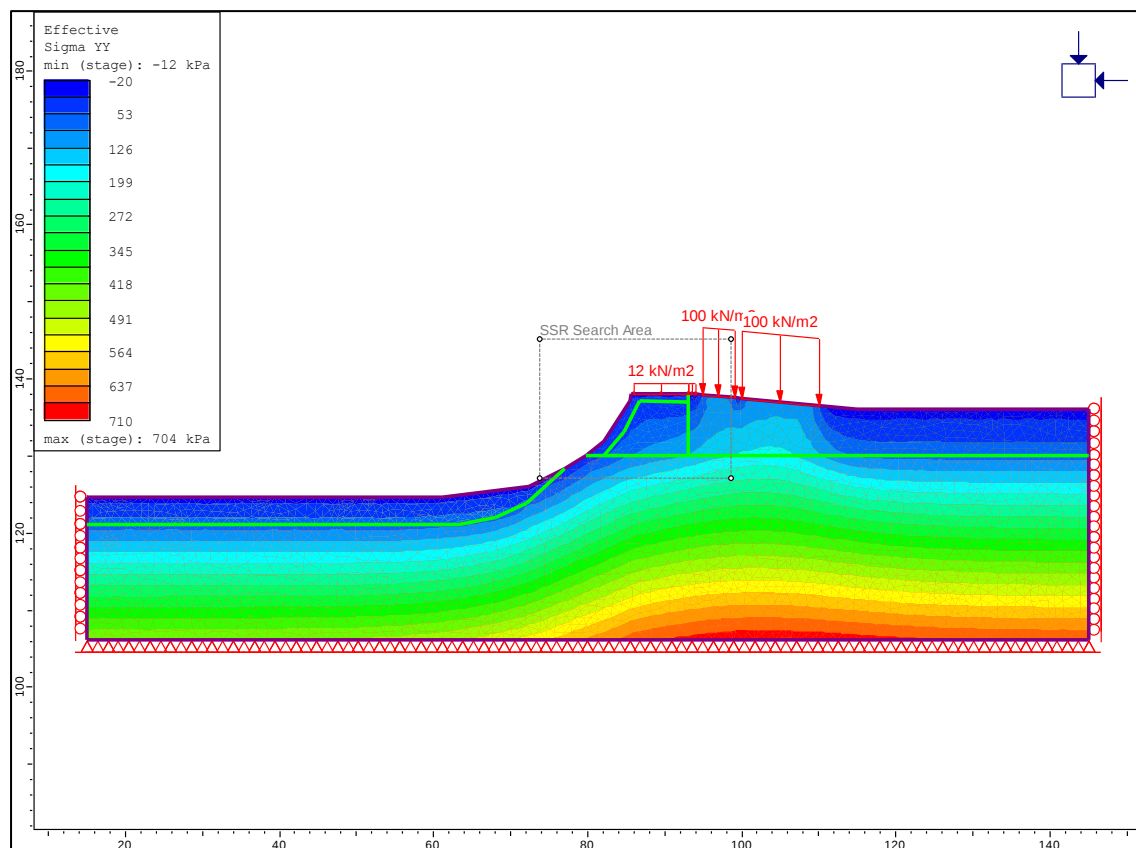
Tabla 15, FS caso pseudoestático con proyecto.

Método	Min FS
Bishop simplified	1.50
Janbu simplified	1.32
Spencer	1.59
GLE / Morgenstern-Price	1.50

V.5 RS2: Modelación Estática

En la Figura 31 se muestra la distribución de tensiones efectivas verticales al interior del modelo, el orden de magnitud que se muestra es consistente con la suma del peso propio de las diferentes capas de suelo y las cargas aplicadas en la superficie. Esto da indicios de resultados consistentes.

Figura 31. Esfuerzo efectivo vertical inicial en suelo.



En la Figura 32 se muestra la distribución de la máxima deformación de corte en el modelo al aplicar el método de reducción de la resistencia al corte (SSR) en los materiales que conforman el talud. La zona de mayor deformación tiene una forma similar a las superficies de falla del caso estático del modelo de equilibrio límite revisado en los capítulos anteriores (ver Figura 33).

Figura 32. Máxima deformación de corte, caso estático.

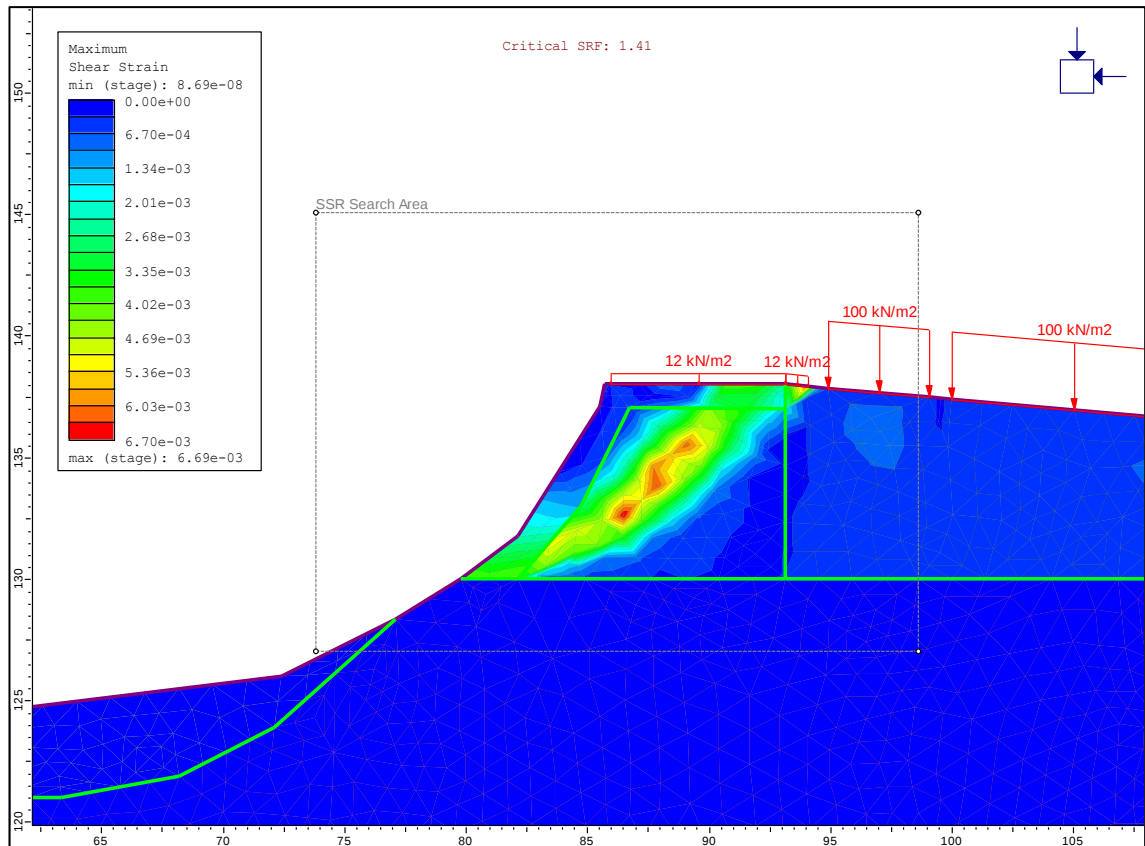
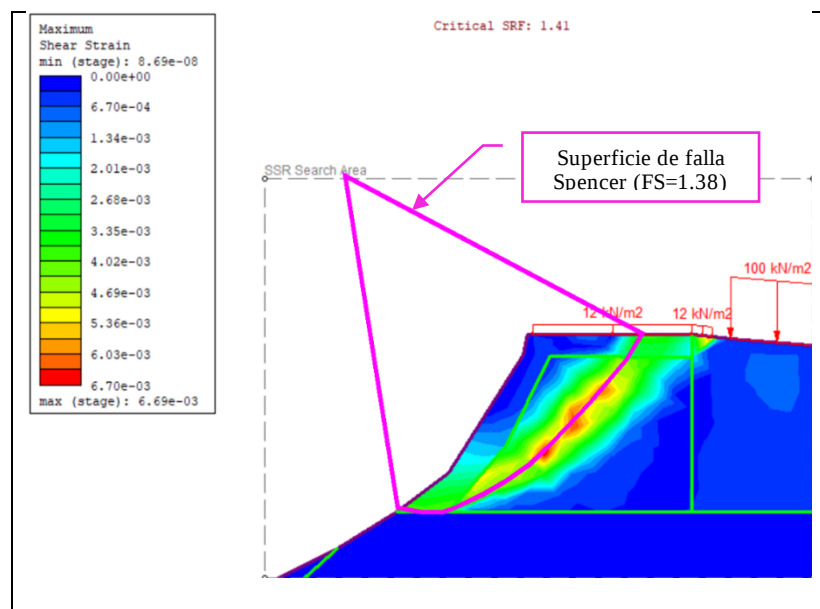


Figura 33. Superposición superficie de falla Spencer, caso estático.



En la Tabla 16 se resumen los FS obtenidos con ambos métodos (EL y FEM). El mayor FS se obtuvo mediante el modelo FEM con $FS=1.41$, el método de Spencer es el que da el valor más parecido con $FS=1.38$. Con esto se tiene más evidencia que el talud no alcanza el FS mínimo establecido en la literatura para un talud permanente ($FS>1.5$).

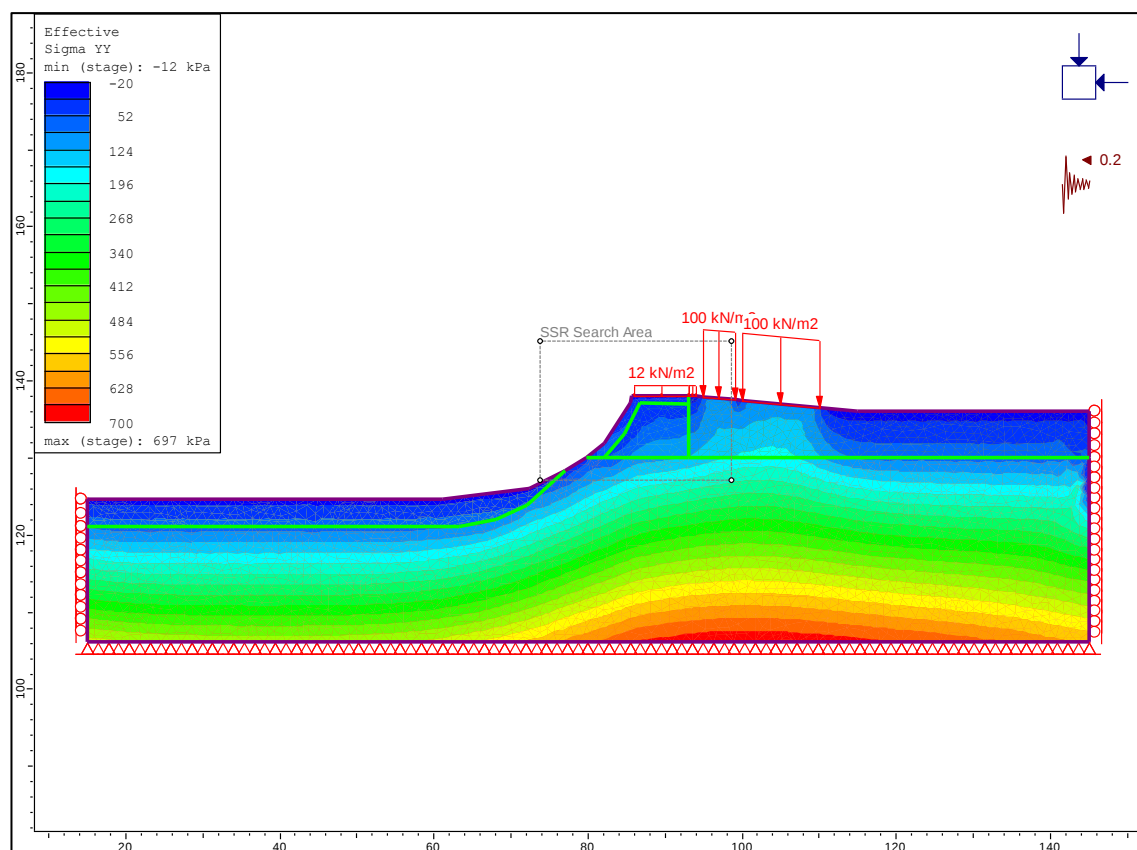
Tabla 16. Resumen FS, caso estático.

Método	Min FS
Bishop simplified	1.21
Janbu simplified	1.12
Spencer	1.38
GLE / Morgenstern-Price	1.35
FEM	1.41

V.6 RS2: Modelación Pseudoestática

En la Figura 34 se muestra la distribución de tensiones efectivas verticales al interior del modelo, el orden de magnitud que se muestra es consistentes con la suma del peso propio de las diferentes capas de suelo y las cargas aplicadas en la superficie. Esto da indicios de resultados consistentes.

Figura 34. Esfuerzo efectivo vertical inicial en suelo.



En la Figura 35 se muestra la distribución de la máxima deformación de corte en el modelo al aplicar el método de reducción de la resistencia al corte (SSR) en los materiales que conforman el talud. La zona de mayor deformación tiene una forma similar a las superficies de falla del caso pseudoestático del modelo de equilibrio límite revisado en los capítulos anteriores (ver Figura 36).

Figura 35. Máxima deformación de corte, caso pseudoestático.

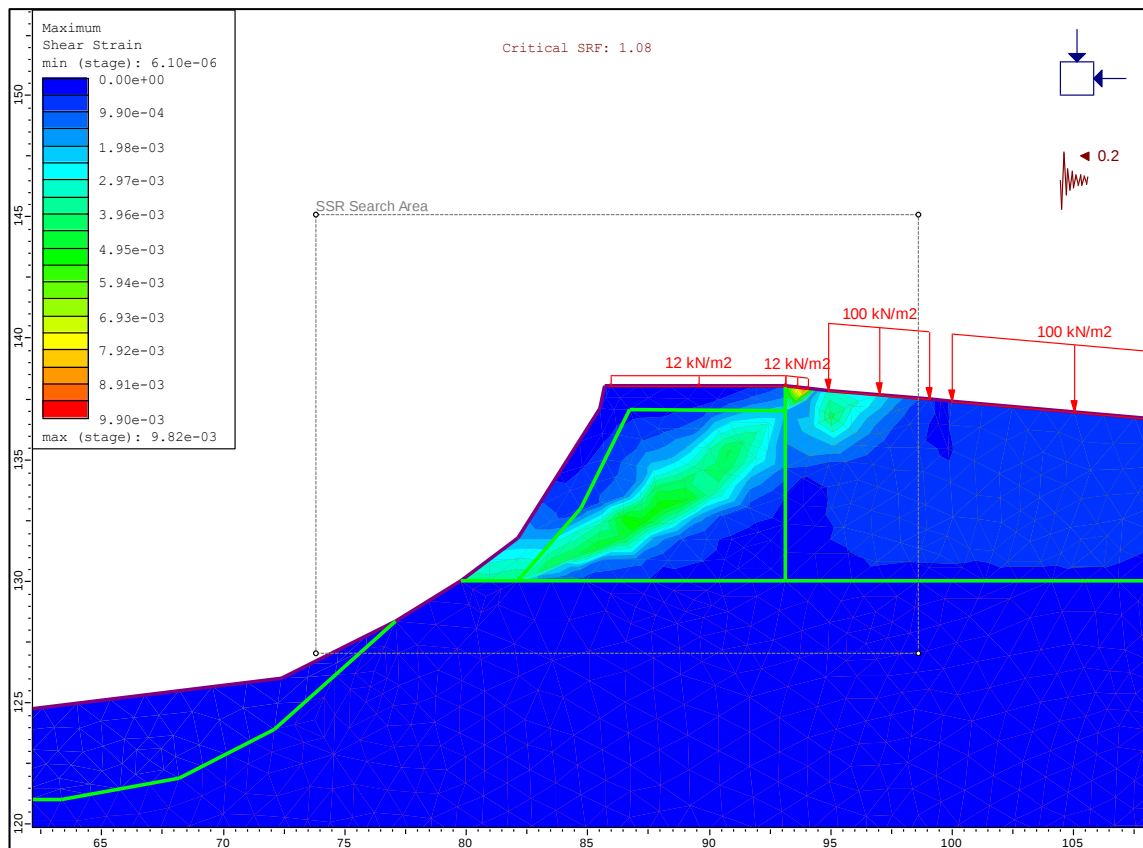
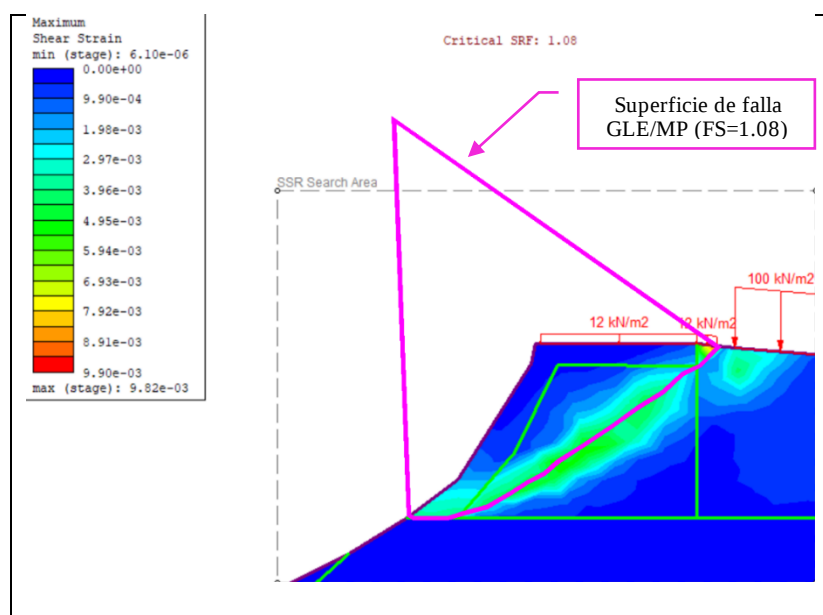


Figura 36. Superposición superficie de falla GLE/MP, caso pseudoestático



En la Tabla 17 se resumen los FS obtenidos con los ambos métodos. El mayor FS se obtuvo mediante el método de equilibrio límite con Spencer $FS=1.11$, el FS con elementos finitos da más parecido al resultado del método GLE con $FS=1.08$. Con este análisis se tiene más evidencia que el talud no alcanza FS mínimos establecidos en la literatura para un talud permanente.

Tabla 17, FS caso pseudoestático.

Método	Min FS
Bishop simplified	0.99
Janbu simplified	0.89
Spencer	1.11
GLE / Morgenstern-Price	1.08
FEM	1.08

V.7 RS2: Modelación Estática – Con Proyecto

En la Figura 37 se muestra la distribución de la máxima deformación de corte en el modelo al aplicar el método de reducción de la resistencia al corte (SSR) en los materiales que conforman el talud. La zona de mayor deformación tiene una sección menor a las superficies de falla del caso estático con proyecto del modelo de equilibrio límite revisado en los capítulos anteriores (ver Figura 28).

Figura 37. Máxima deformación de corte, caso estático con proyecto.

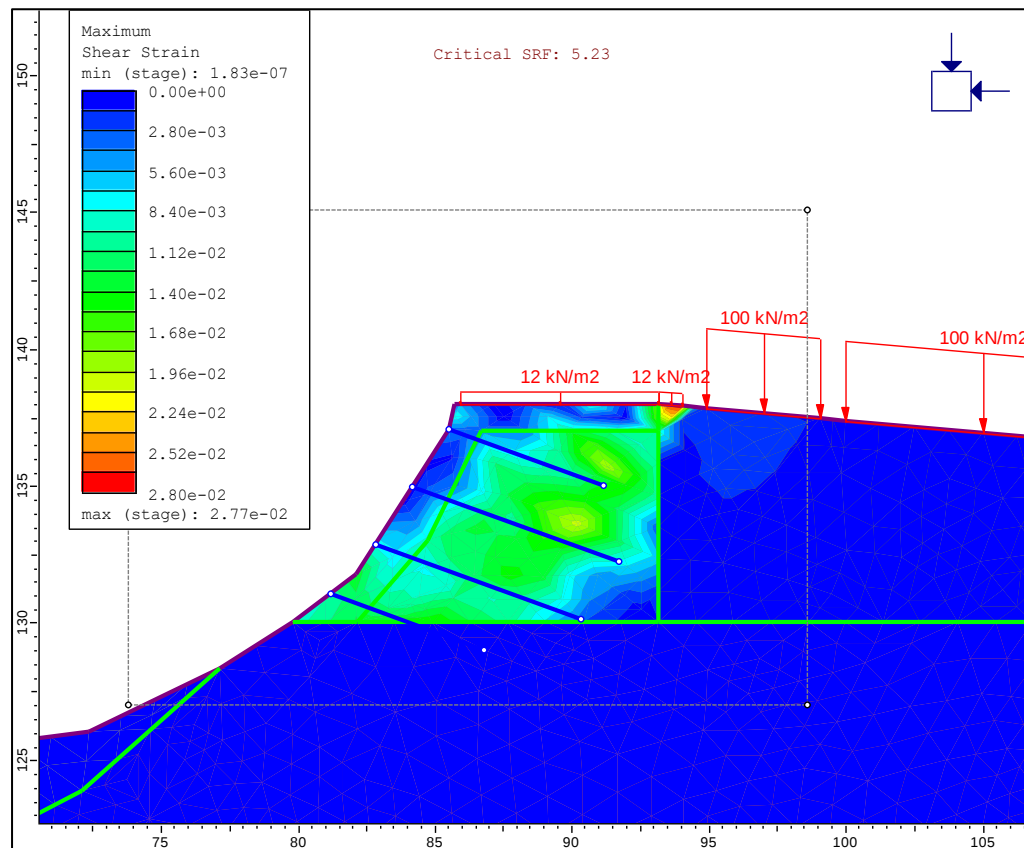
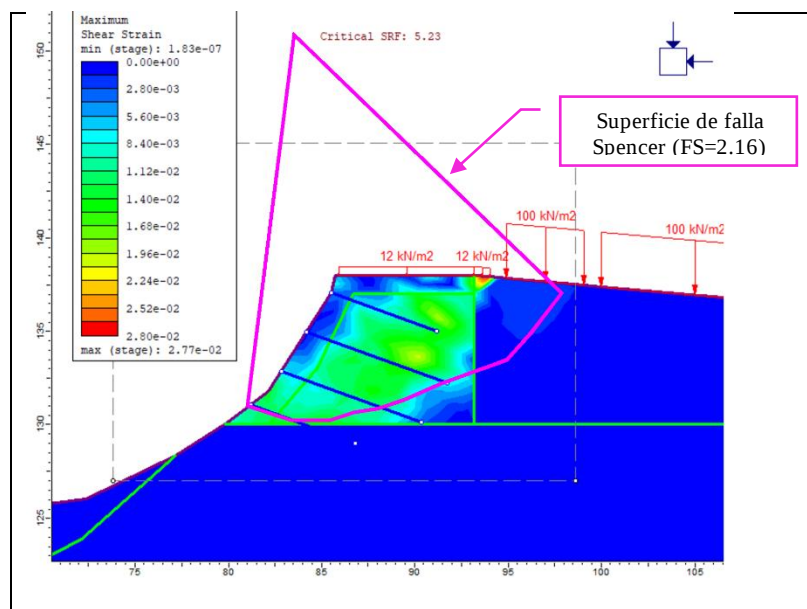


Figura 38. Superposición superficie de falla Spencer, caso estático con proyecto.



En la Tabla 18 se resumen los FS obtenidos con ambos métodos (EL y FEM). El mayor FS se obtuvo mediante el modelo FEM con $FS=5.23$, el método de Spencer es el más cercano con $FS=2.16$. Con este mejoramiento el talud alcanza con creces el FS mínimo establecido en la literatura para un talud permanente ($FS>1.5$).

Tabla 18. Resumen FS, caso estático con proyecto.

Método	Min FS
Bishop simplified	2.03
Janbu simplified	1.82
Spencer	2.16
GLE / Morgenstern-Price	2.05
FEM con Proyecto	5.23

V.8 RS2: Modelación Pseudoestática – Con Proyecto

En la Figura 39 se muestra la distribución de la máxima deformación de corte en el modelo al aplicar el método de reducción de la resistencia al corte (SSR) en los materiales que conforman el talud. La zona de mayor deformación tiene una forma similar a las superficies de falla del caso estático con proyecto del modelo de equilibrio límite revisado en los capítulos anteriores (ver Figura 30).

Figura 39. Máxima deformación de corte, caso pseudoestático con proyecto.

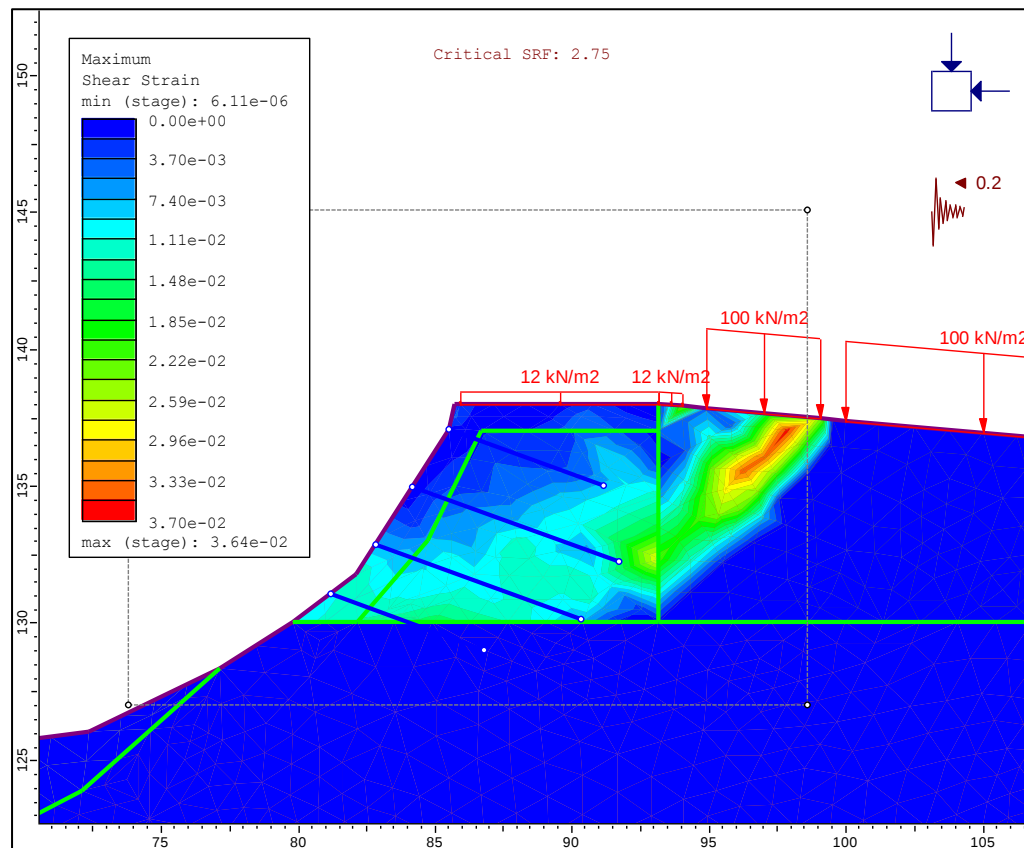
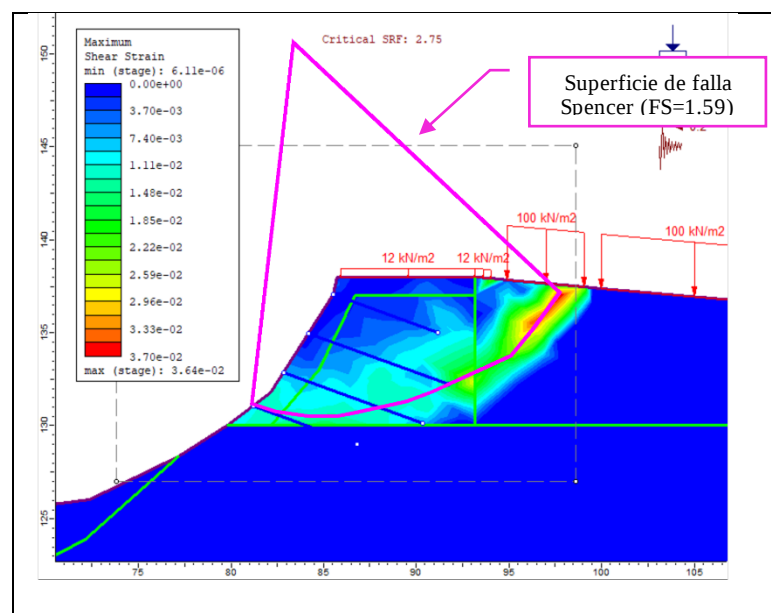


Figura 40. Superposición superficie de falla Spencer, caso pseudoestático con proyecto.



En la Tabla 19 se resumen los FS obtenidos con ambos métodos (EL y FEM). El mayor FS se obtuvo mediante el modelo FEM con $FS=2.75$, el método de Spencer es el más cercano con $FS=1.59$. Con este mejoramiento el talud alcanza con creces el FS mínimo establecido en la literatura para un talud permanente ($FS>1.5$).

Tabla 19, FS caso pseudoestático con proyecto.

Método	Min FS
Bishop simplified	1.50
Janbu simplified	1.32
Spencer	1.59
GLE / Morgenstern-Price	1.50
FEM con Proyecto	2.75

V.9 RS2: Modelación Dinámica

Lo mostrado en esta sección corresponde a los resultados obtenidos al aplicar la aceleración sísmica definida anteriormente en dirección X en la base del modelo (análisis tiempo-historia). Los nodos de control han sido definidos en la Figura 24, **N1** en la cresta del talud, **N2** en la planicie aguas abajo del talud, **N3** a 4 m a la derecha de N1 y **N4** debajo de N3 al nivel de la base del modelo. De la Figura 41 a la Figura 48 se muestra el efecto de amplificación del sitio y además se muestra la aceleración inducida en la dirección Y.

Figura 41. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N1.

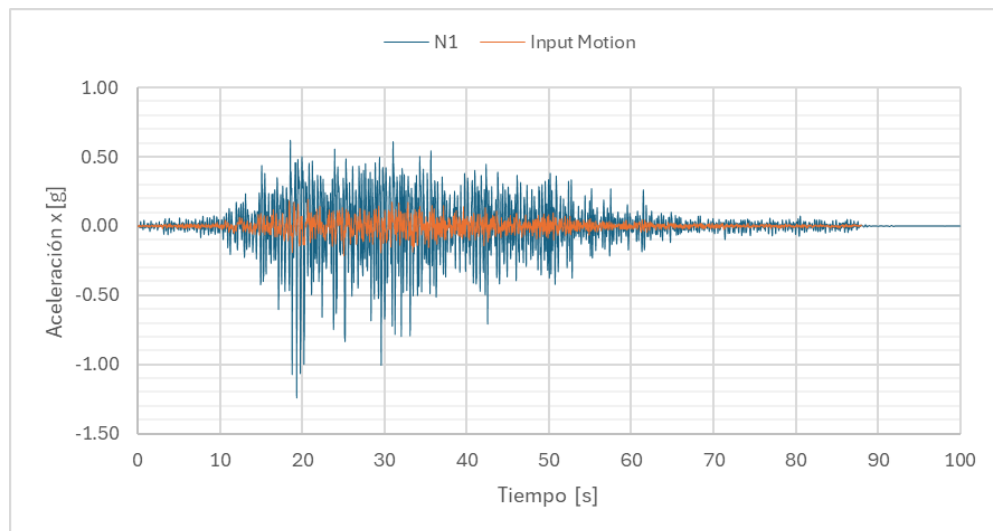
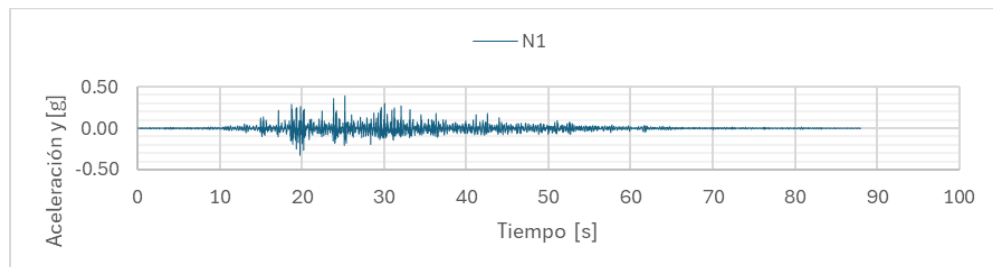


Figura 42. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N1.



En N1 existe la mayor amplificación de sitio en dirección X, en dirección Y también se generan aceleraciones, pero de menor magnitud.

Figura 43. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N2.

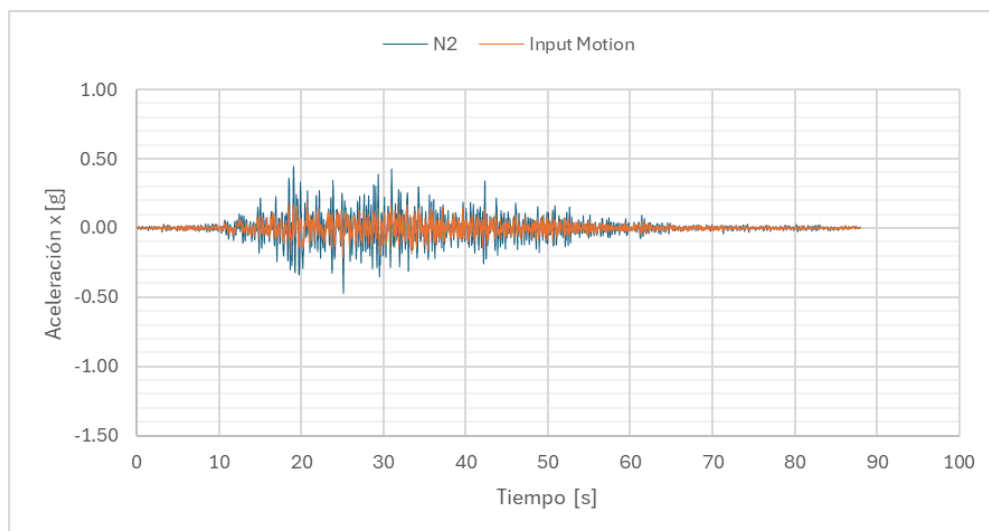
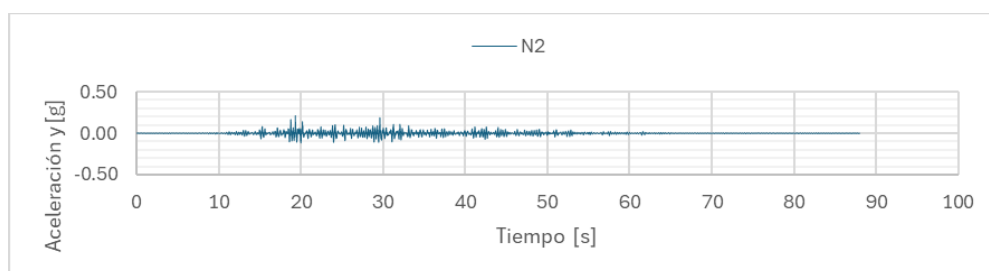


Figura 44. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N2.



En N2 se ve que existe una amplificación en donde se alcanza casi 0.5g, lo que es levemente superior al resultado obtenido en DeepSoil. En dirección Y también se genera una aceleración, pero de menor magnitud.

Figura 45. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N3.

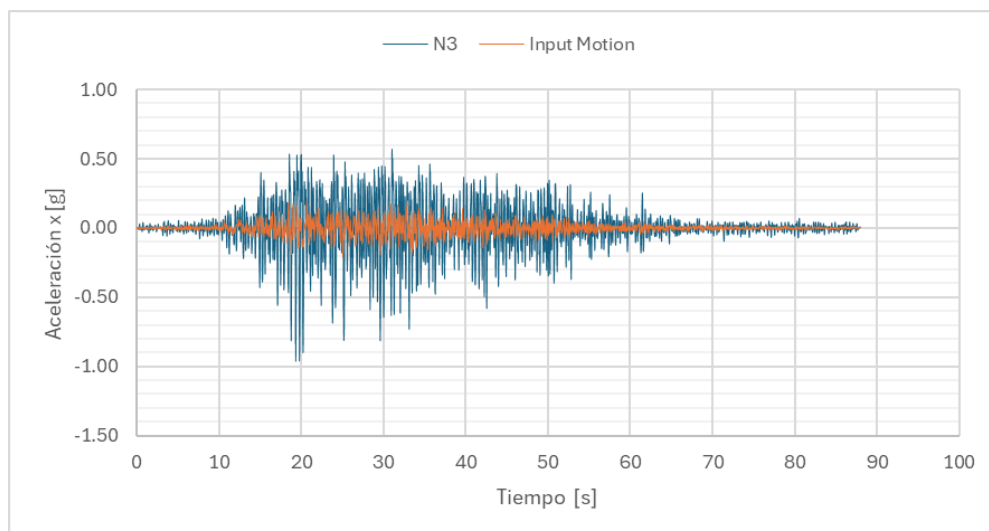
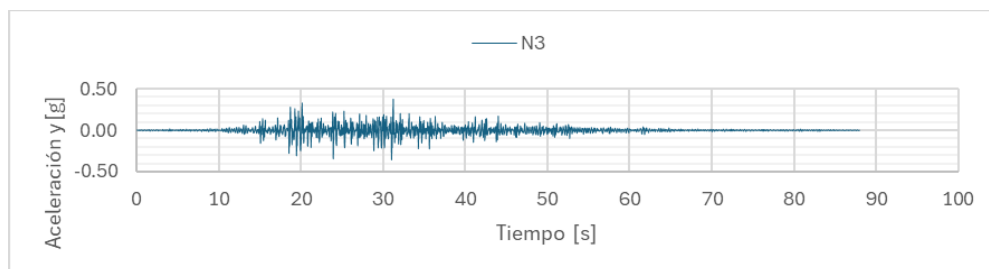


Figura 46. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N3.



En N3 existe la segunda mayor amplificación de sitio en dirección X de los nodos estudiados, es un poco menor que lo calculado en N1. Respecto de la dirección Y también se generan aceleraciones, pero de menor magnitud.

Figura 47. Efecto de sitio aceleración dirección X, N4.

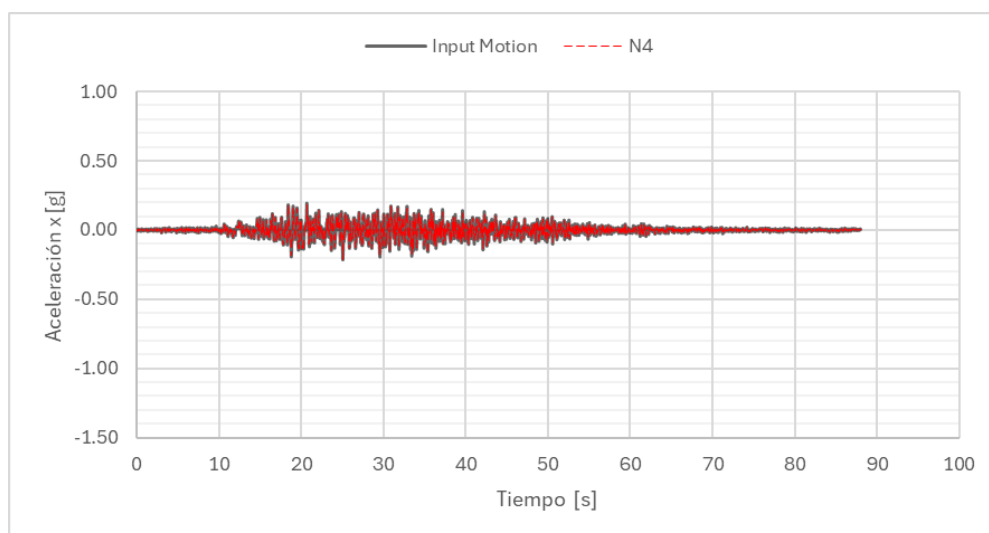
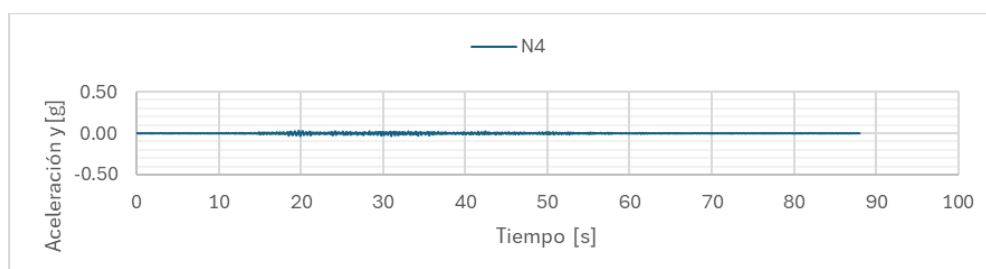


Figura 48. Efecto de sitio aceleración dirección Y, N4.



En N4 no existe amplificación en dirección X, lo que era esperable al ser un nodo en la base del modelo, este nodo se utilizó para comprobar que la base se estuviera moviendo igual al registro cargado. En dirección Y se provoca una aceleración casi despreciable en magnitud.

En la Tabla 20, se muestra un resumen de los peaks máximos y mínimos de aceleración calculada en los nodos y del registro con lo cual se estima un factor de amplificación sísmica ($FAS = \text{Peak Aceleración Nodo} / \text{Peak Aceleración Input}$). Si bien el sismo fue escalado considerando un modelo 1D con las propiedades del suelo bajo N2, al realizar el modelo 2D en RS2 se obtiene una respuesta de sitio con una amplificación de 2.3 lo que es levemente

superior al resultado obtenido en Deepsoil que fue de 2.0, el nodo que presenta mayor amplificación fue N1, corresponde al ubicado en el borde superior del talud.

Tabla 20. Resumen efecto de sitio en los 4 nodos, dirección X.

Dato	Acel. Máx. [g]	Acel. Mín [g]
Input Motion	0.19	-0.21
N1	0.62	-1.24
N2	0.45	-0.47
N3	0.57	-0.96
N4	0.18	-0.21
FAS - N1	3.2	5.8
FAS - N2	2.3	2.2
FAS - N3	2.9	4.5
FAS - N4	1.0	1.0

En la Figura 49 y Figura 50 se muestra el desplazamiento en dirección X e Y para cada nodo estudiado al aplicar el sismo en dirección X. Se observa que la mayor deformación ocurre en el nodo N3, que se desplaza hasta 56 cm hacia la izquierda y queda con una deformación residual de 45 cm hacia la izquierda y 30 cm hacia abajo.

Figura 49. Desplazamiento X en los nodos.

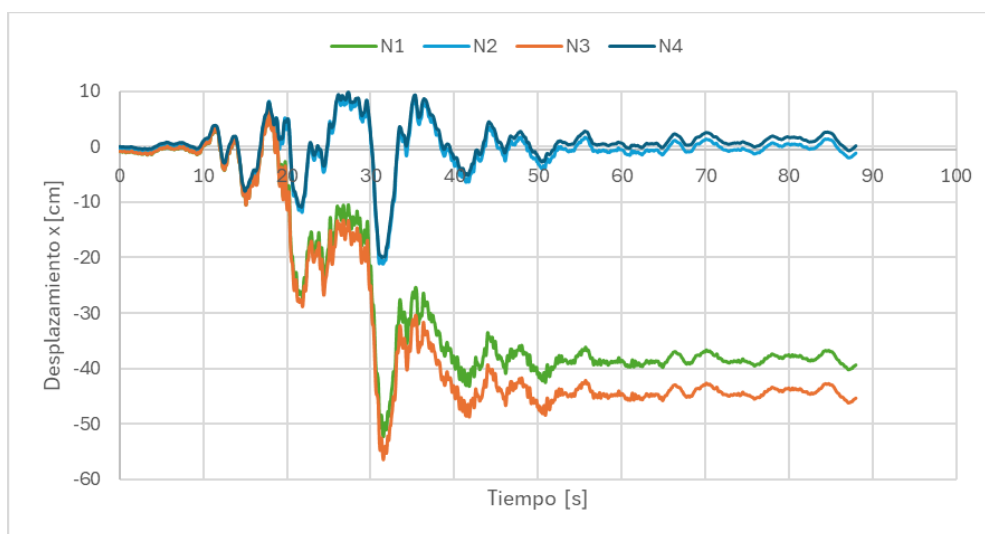
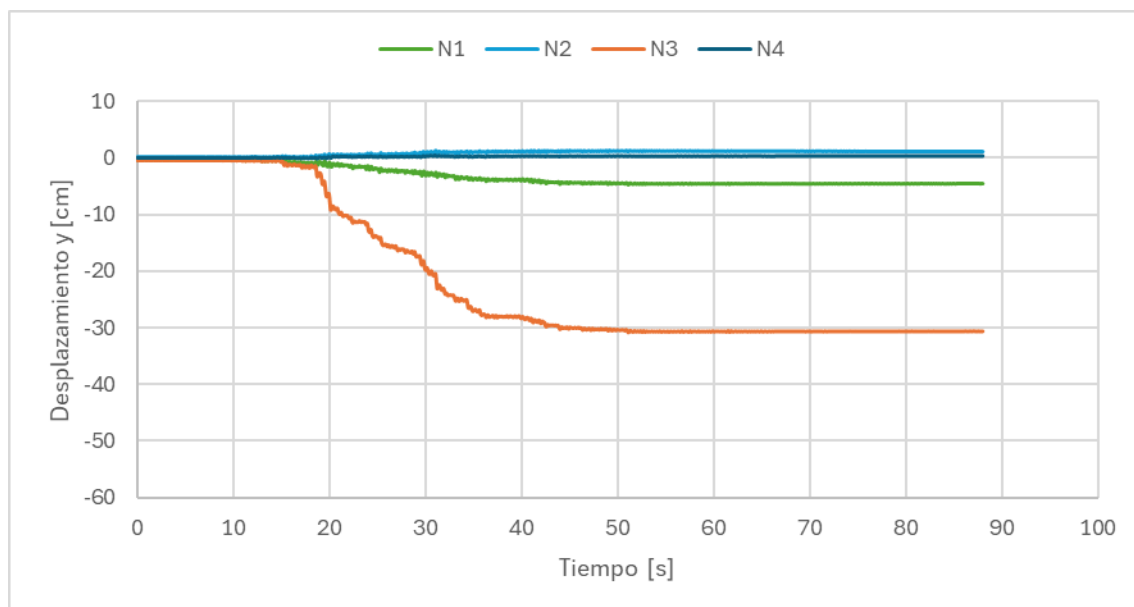


Figura 50. Desplazamiento Y en los nodos.



En las tablas siguientes, se muestra un resumen con el desplazamiento máximo (Máx. D), desplazamiento mínimo (Mín. D), y la deformación residual para $T=88[s]$, para cada dirección. La última columna muestra la deformación residual dividida por la altura a la cresta del talud, $H=13,4m$.

Tabla 21. Desplazamientos en dirección X.

	Máx D. [cm]	Min D. [cm]	D(T=88s) [cm]	D(T=88s)/H [%]
N1	7.8	-52.3	-39.3	2.9
N2	9.6	-21.2	-1.2	0.1
N3	7.6	-56.4	-45.3	3.4
N4	9.8	-20.0	0.2	0.0

Tabla 22. Desplazamientos en dirección Y.

	Máx D. [cm]	Min D. [cm]	D(T=88s) [cm]
N1	-0.3	-4.8	-4.6
N2	1.3	-0.1	1.1
N3	-0.4	-30.9	-30.6
N4	0.4	-0.1	0.3

V.10 RS2: Modelación Dinámica – Con Proyecto

Lo mostrado en esta sección corresponde a los resultados del modelo de la sección anterior al que se le han incorporado el soil nailing antes descrito.

Figura 51. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N1 con proyecto.

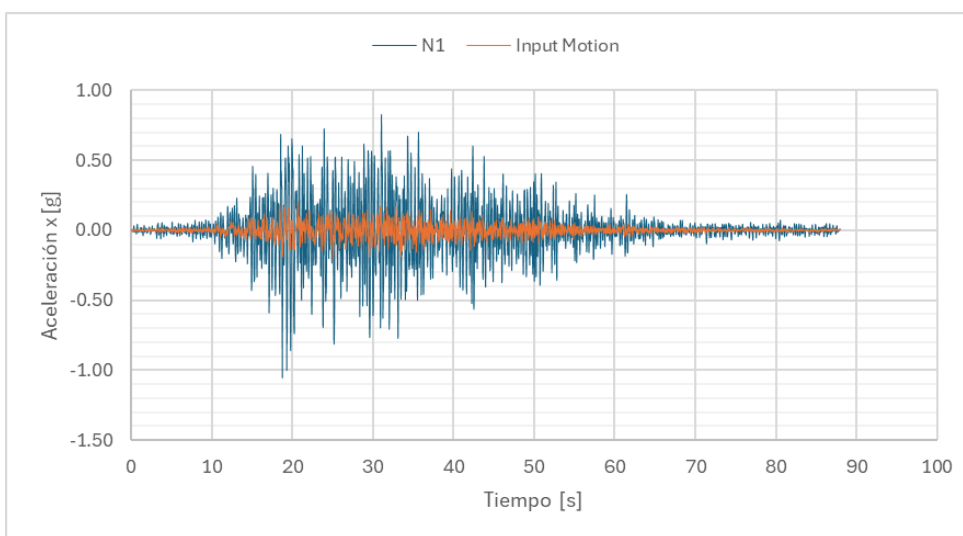
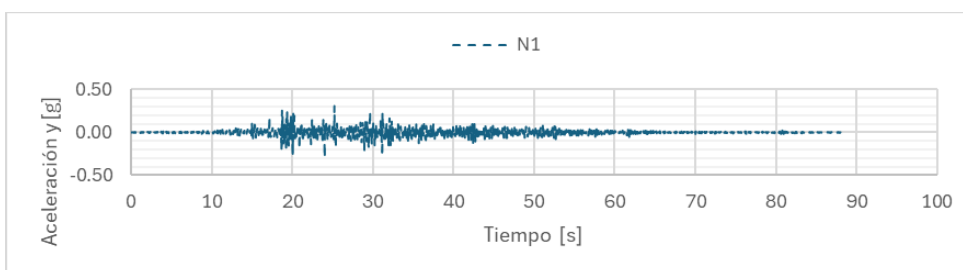


Figura 52. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N1 con proyecto.



En N1 continúa existiendo el mayor efecto de amplificación de sitio en dirección X, al comparar con el modelo sin soil nailing. Si bien cambia levemente el FAS, sigue siendo del mismo orden de magnitud.

Figura 53. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N2 con proyecto.

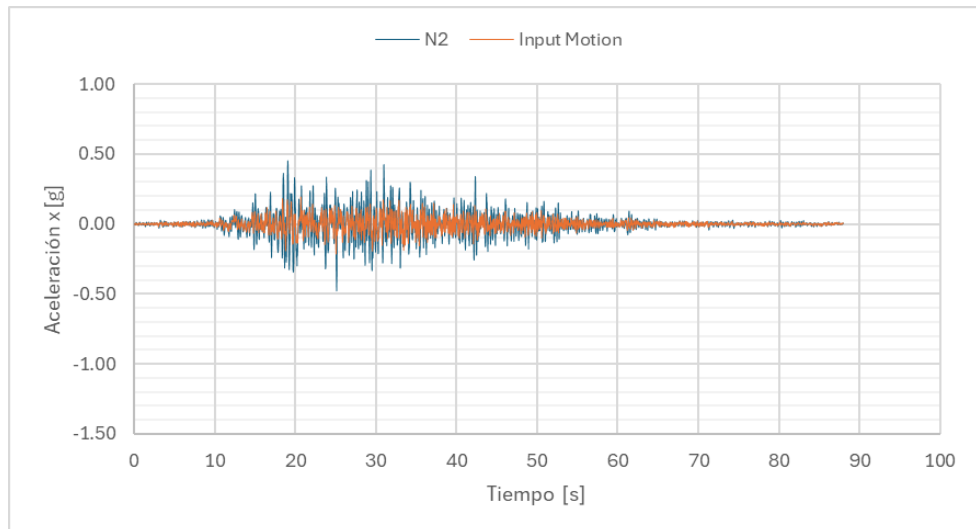
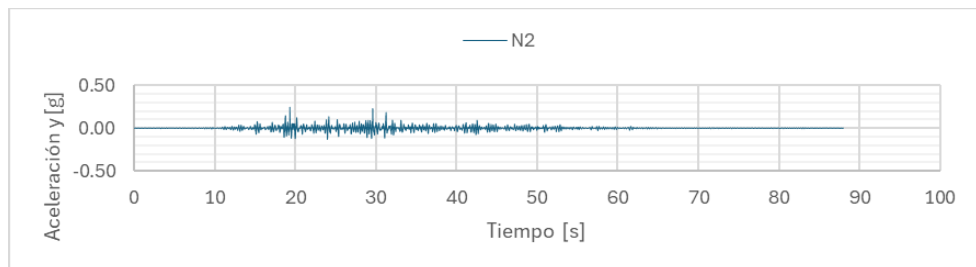


Figura 54. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N2 con proyecto.



En N2 se ve que existe una amplificación del mismo orden de magnitud que en el modelo sin soil nailing.

Figura 55. Efecto de sitio aceleración dirección X, en N3 con proyecto.

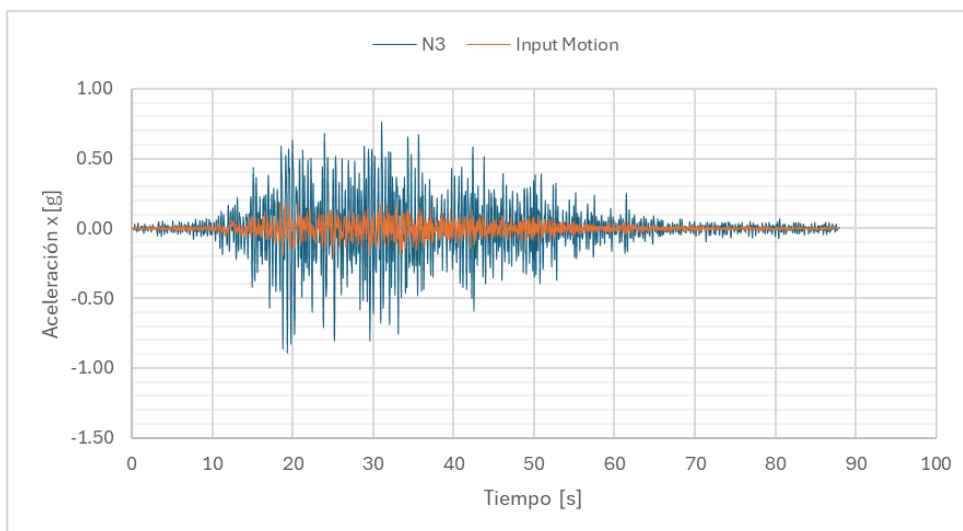
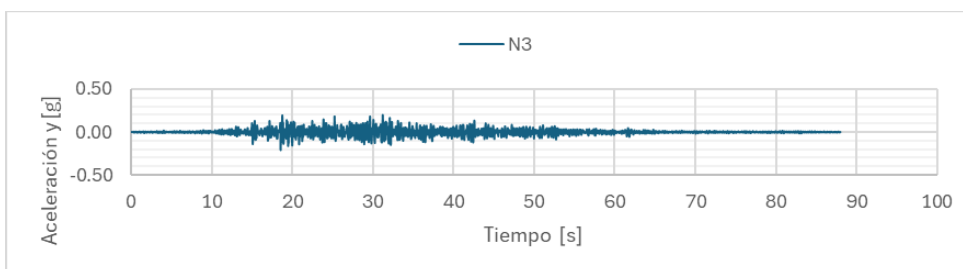


Figura 56. Efecto de sitio aceleración dirección Y, en N3 con proyecto.



En N3 se ve que existe una amplificación del mismo orden de magnitud que en el modelo sin soil nailing. Si bien cambia levemente el FAS, sigue siendo del mismo orden de magnitud.

Tabla 23. Resumen efecto de sitio en dirección X, con proyecto.

Dato	Acel. Máx. [g]	Acel. Mín [g]
Input Motion	0.19	-0.21
N1	0.83	-1.05
N2	0.45	-0.48
N3	0.76	-0.89
FAS - N1	4.3	4.9
FAS - N2	2.3	2.2
FAS - N3	3.9	4.2

En la Figura 57 y Figura 58 se muestra el desplazamiento en dirección X e Y para cada nodo estudiado al aplicar el sismo en dirección X. Se observa que la mayor deformación ocurre en el nodo N3, que se desplaza hasta 30 cm hacia la izquierda (sin proyecto fueron 56 cm) y queda con una deformación residual de 9 cm hacia la izquierda (sin proyecto fueron 45 cm) y 2 cm hacia abajo (sin proyecto fueron 30 cm). Al comparar con la situación sin proyecto es una reducción bastante significativa de desplazamientos.

Figura 57. Desplazamiento X en los nodos, con proyecto.

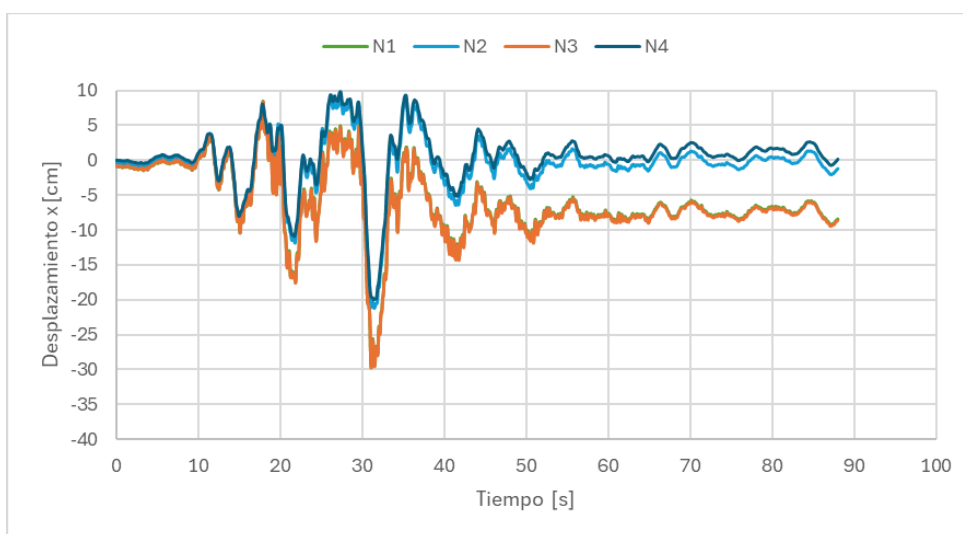
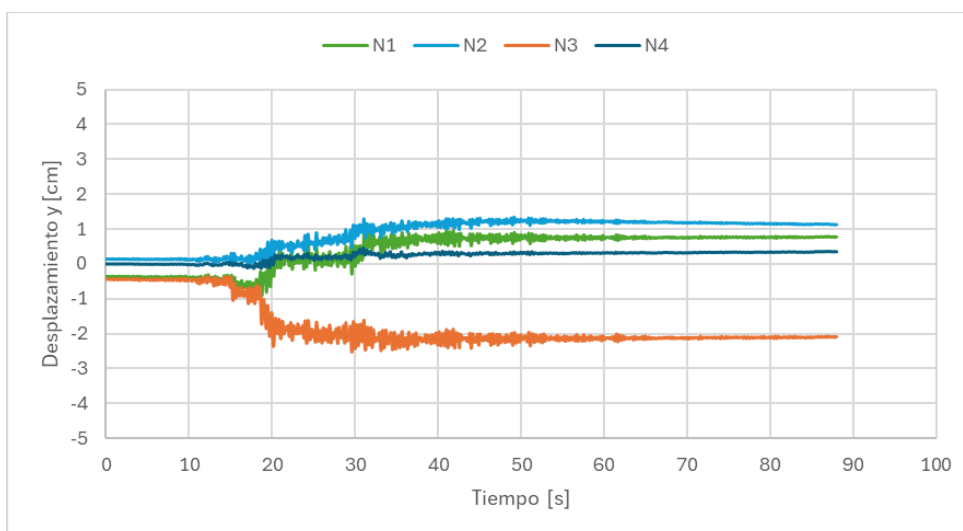


Figura 58. Desplazamiento Y en los nodos, con proyecto.



En las tablas siguientes, se muestra un resumen con el desplazamiento máximo (Máx. D), desplazamiento mínimo (Mín. D), y la deformación residual para $T=88[s]$, para cada dirección. La última columna muestra la deformación residual dividida por la altura a la cresta del talud, $H=13,4\text{ m}$.

Tabla 24. Desplazamientos en dirección X, con proyecto.

	Máx D. [cm]	Min D. [cm]	D(T=88s) [cm]	 D(T=88s)/H [%]
N1	8.5	-29.6	-8.4	-0.63
N2	9.6	-21.2	-1.2	-0.09
N3	8.4	-29.8	-8.6	-0.64
N4	9.8	-20.0	0.2	0.01

Tabla 25. Desplazamientos en dirección Y, con proyecto.

	Máx D. [cm]	Min D. [cm]	D(T=88s) [cm]
N1	1.0	-0.9	0.8
N2	1.3	-0.1	1.1
N3	-0.4	-2.5	-2.1
N4	0.5	-0.1	0.3

De la Figura 59 a la Figura 62 se muestra el desplazamiento máximo registrado en dirección X e Y, en donde se puede identificar: en línea gris la superficie del terreno deformado (exagerado), con flechas rojas el gradiente de desplazamiento.

Figura 59. Desplazamiento talud dirección X, sin proyecto.

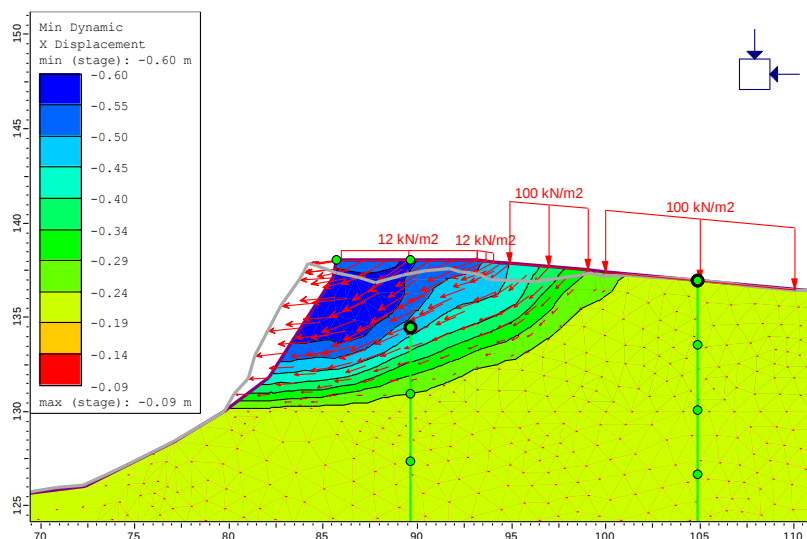
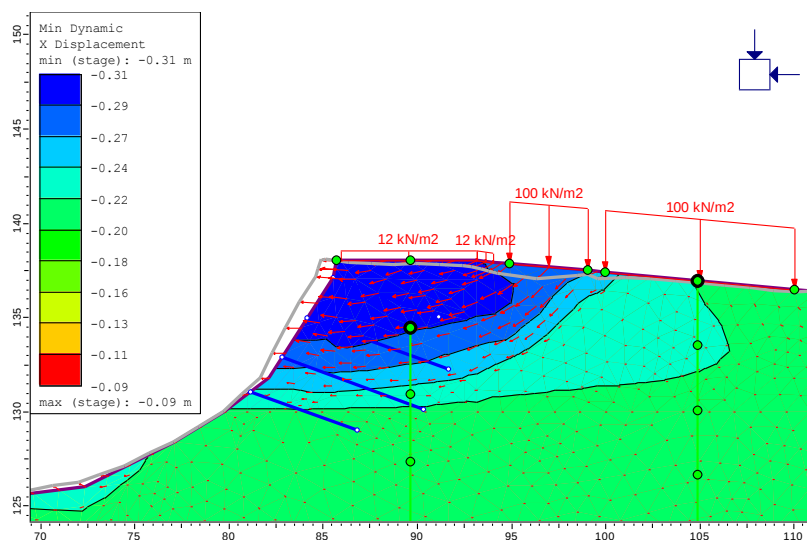


Figura 60. Desplazamiento talud dirección X, con proyecto.



De los gráficos anteriores se puede ver que al incorporar el soil nailing se reduce significativamente el desplazamiento máximo calculado en dirección X en la zona cercana al talud, incluyendo la zona en donde se encuentra la caseta, no obstante, en la zona bajo el estanque no se tiene una reducción significativa.

Figura 61. Desplazamiento talud dirección Y, sin proyecto.

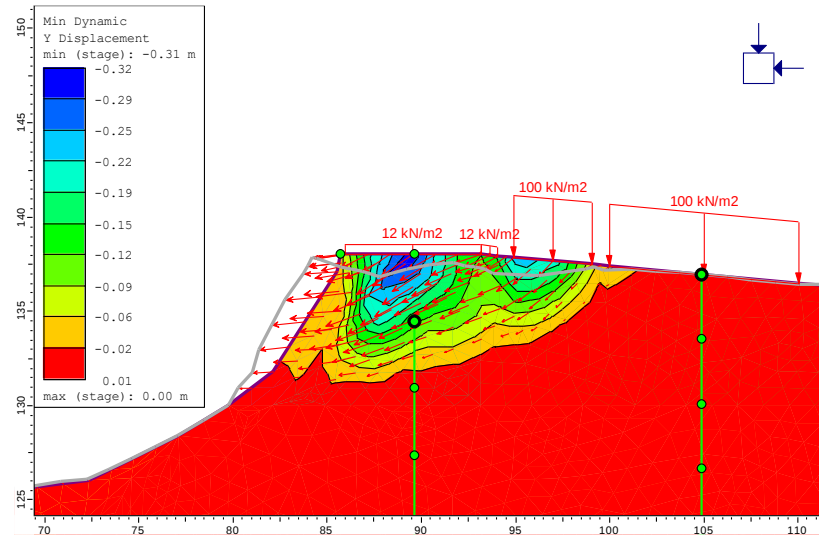
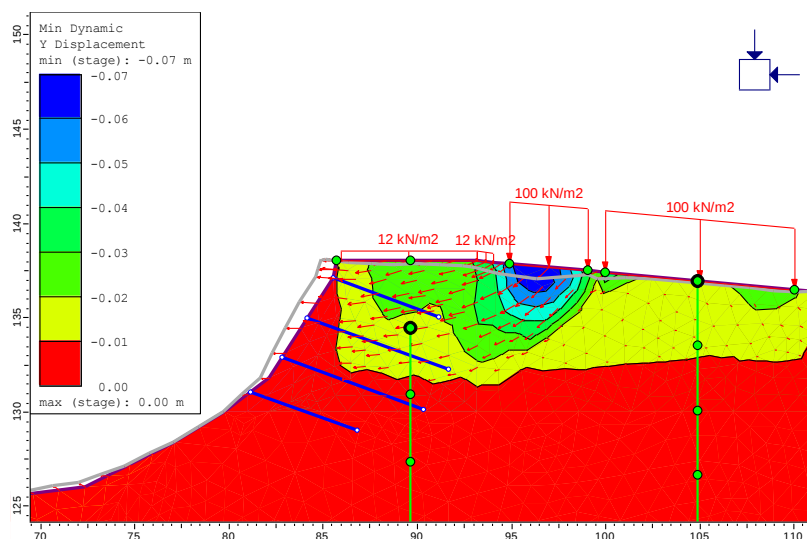


Figura 62. Desplazamiento talud dirección Y, con proyecto.



De los gráficos anteriores se puede ver que al incorporar el soil nailing se reduce significativamente el desplazamiento máximo calculado en dirección Y en la zona cercana al talud, lo que protegería a la caseta, pero no tiene un impacto significativo en la zona del estanque.

VI COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En general, los métodos basados en equilibrio límite utilizados en este estudio, tienden a entregar FS ligeramente menores en comparación con el análisis de elementos finitos al aplicar SSR. No obstante, ambas modelaciones realizadas son consistentes al comparar sus resultados globales y convergen a la misma conclusión.

Para el caso del análisis de cargas estáticas, ambas modelaciones arrojan factores de seguridad menores a 1.5, lo que indica que el talud no cumple con los criterios de estabilidad recomendados en la literatura.

Para el caso del análisis considerando cargas pseudoestáticas, ambas modelaciones arrojan factores de seguridad inferiores a 1.20, lo que confirma que el talud no es estable frente a un sismo.

En base a los análisis anteriores, se justifica la necesidad de incorporar obras para estabilizar el talud. Al modelar la implementación de un soil nailing, los resultados muestran un incremento significativo de los factores de seguridad, alcanzando valores superiores a los mínimos recomendados tanto en condiciones estáticas ($FS > 1.5$) como en pseudoestáticas ($FS > 1.2$), lo que indica que la solución es adecuada para mejorar la estabilidad del talud.

Respecto del análisis dinámico, para la condición del talud sin intervención, los nodos de control mostraron amplificaciones significativas en la aceleración, especialmente en la cresta del talud, donde la amplificación alcanzó un factor de 5.8 veces la aceleración del registro basal. Por otra parte, el talud experimenta desplazamientos residuales en todos los nodos analizados, siendo el nodo N3, el que presentó la mayor deformación residual.

En base al desempeño que tiene el suelo modelado al ser sometido al registro sísmico del terremoto del maule 2010 (27F), se puede establecer una zona en donde pueden ocurrir asentamientos importantes, que incluye el sector de la caseta, no obstante, el suelo bajo el estanque no se ve impactado de manera significativa por efecto del talud. Se recomendaría no construir más infraestructura que pueda dañarse con deformaciones grandes, en la zona a 16 m desde la cresta del talud.

Finalmente, considerando los análisis antes expuestos que indican que el talud es inestable tanto en cargas estáticas como sísmicas, la recomendación del estudio sería ejecutar el soil nailing u otro tipo de protección para el talud. Ahora bien, es necesario hacer una evaluación técnica y económica antes, ya que puede resultar más económico reubicar la caseta existente y cualquier otra infraestructura presente en la zona de mayores deformaciones, antes de mejorar el talud. Con la información disponible a la fecha que se tiene del suelo, la infraestructura más crítica, que es el estanque, no debería presentar problemas por la inestabilidad del talud, no obstante, dicha situación puede cambiar a medida que el talud se vaya erosionando, por lo que es fundamental que se mantenga protegido a la erosión de los factores climáticos.

BIBLIOGRAFIA

- M. DAS, B. (2011) Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Cengage Learning Editores, Santa Fe, México D.F.
- L'HEUREUX, J. y LONG, M. (2016). Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters in Norwegian clays. 17th Nordic Geotechnical Meeting (NGM 2016), Reykjavik Iceland.
- FAISAL, A. y NORMANIZA, O. (2008) Shear Strength of a Soil Containing Vegetation Roots. Journal Soils and Foundations, Volume 48, Issue 4, 2008, Pages 587-596.
- MAFFRA, C Y SOUSA, R, et al (2019). The Effect of Roots on the Shear Strength of Texturally Distinct Soils. Journal Floresta e Ambiente, , Volume 26, Issue 3, 2019.
- DUNCAN, J.M., & WRIGHT, S.G. (2014). Soil Strength and Slope Stability. Hoboken, N.J. John Wiley & Sons.
- FHWA (1993). Advance Course on Soil Slope Stability Volume 1. Slope Stability Manual.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. (2023). Manual de Carreteras (Edición 2023). Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Chile. Recuperado de <https://mc.mop.gob.cl/>
- ROCSCIENCE. (2023). RS2 – 2D finite element analysis for soil and rock (Version 2023). Rocscience Inc. <https://www.rocscience.com>
- ROCSCIENCE. (2023). Slide2 – 2D limit equilibrium slope stability analysis (Version 2023). Rocscience Inc. <https://www.rocscience.com>