



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DEL DISEÑO DE TALUDES DE EXCAVACIÓN
EN BASE AL PROYECTO DE NORMA NCH3206**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MARCELO ALEJANDRO LAYANA MARTÍNEZ

PROFESOR GUÍA:
SEBASTIAN BOLDRINI LOPEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ROBERTO GESCHE SCHULER
YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

SANTIAGO DE CHILE
2023

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL
POR: MARCELO ALEJANDRO LAYANA MARTÍNEZ
FECHA: 2023
PROF. GUÍA: SEBASTIÁN BOLDRINI LÓPEZ

ANÁLISIS DEL DISEÑO DE TALUDES DE EXCAVACIÓN EN BASE AL PROYECTO DE NORMA NCH3206

Entre los años 2019 y 2020 se conformó un comité de especialistas para la actualización de una nueva norma NCh3206 “Geotecnia- Excavaciones, entibaciones y socialzados”- Requisitos, generando un proyecto de norma que se encuentra actualmente en el proceso para ser oficializado. En este proyecto de norma, la metodología de diseño sobre taludes de excavación sin refuerzo hace hincapié en variables como tipos de suelos, aceleraciones relativas a la zona sísmica, al igual que cuenta con datos y parámetros tabulados. Con el objetivo de verificar el rendimiento de los diseños de los taludes al aplicar el proyecto de norma, el trabajo se enfocó en los taludes de excavación sin refuerzo, más específicamente evaluar el desempeño de los requerimientos de diseño sísmico en la normativa en relación con las deformaciones post-sísmicas.

Se diseñaron taludes según los requerimientos de diseño en diversas variables, tales como, la altura del talud, método de equilibrio, análisis, condición, zonificación, coeficiente vertical y clasificación sísmica. Mediante el programa comercial de estabilidad de taludes Geostudio, se buscó la configuración de diseño que satisface el valor del factor de seguridad de diseño impuesto por la norma. A partir de estos diseños realizados, se escogieron los ángulos de inclinación resultantes del análisis con método de equilibrio limite de Jambu con condición temporal, y se crearon modelos dinámicos en base a registros sísmicos de terremotos importantes de Chile. En un último paso, se generaron, a partir del programa Plaxis 3D, las deformaciones post-sísmicas dependientes de los diseños de taludes.

Los resultados muestran que los diseños de taludes definidos superan las deformaciones post-sísmicas máximas estipuladas por el proyecto de norma en modelos dinámicos en Arena y Arcilla. No así para Grava, que cumple con los requerimientos de diseño sísmico estipuladas. Se confirma la correcta consistencia de la clasificación sísmica en relación con las deformaciones post-sísmicas. Donde en los suelos más competentes se ve reflejado un menor efecto de los eventos sísmicos en deformaciones.

Con respecto a los diseños de taludes, los métodos de análisis de estabilidad de Jambu exigen un ángulo de inclinación de diseño más bajo, evidenciando un comportamiento más conservador que Spencer y Morgenstern & Price. Mientras estos dos últimos no presentan diferencias notables entre sí.

Finalmente, se cumple el criterio propuesto por el proyecto de norma sobre la distancia admisible entre el coronamiento del talud y posibles entibaciones, y no se espera ningún daño apreciable en estructuras vecinas aún para taludes con deformaciones post-sísmicas fuera del límite establecido por el proyecto de norma.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos y alcances	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Metodología	3
1.4. Resultados Esperados	4
2. Marco teórico	5
2.1. Estabilidad de Taludes	5
2.1.1. Equilibrio limite	6
2.1.1.1. Método de Jambu Simplificado	11
2.1.1.2. Método de Spencer	14
2.1.1.3. Método de Morgenstern & Price	17
2.1.1.4. Análisis sísmico	18
2.1.2. Métodos numérico	20
2.1.2.1. Método de Reducción resistencia al Cortante (SSR)	20
2.2. Proyecto Modificación Norma prNCh 3206 “Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socialzados - Requisitos”	21
2.2.1. Requerimientos para Diseño de Taludes de excavación sin refuerzo	21
2.2.1.1. Métodos de evaluación de Estabilidad	22
2.2.1.2. Factores de Seguridad admisibles	22
2.2.1.3. Análisis sísmico	22
2.2.1.4. Criterio para entibación	25
2.2.1.5. Análisis de estabilidad mediante modelación por Tensión-Deformación	25
2.3. Modelamiento en GEOSTUDIO	26
2.3.1. Métodos de equilibrio limite	26
2.3.2. Formas de superficies de deslizamiento	28
2.3.2.1. Entrada y salida especificados	28
2.4. Modelamiento en Plaxis 3d	29
2.4.1. Plaxis 3D	29
2.4.2. Modelos constitutivos	29
2.4.2.1. Modelo Hardening Soil	30
2.4.2.2. Hardening Soil model with small-strain stiffness (HS-Small)	34
2.4.3. Análisis de estabilidad	37
2.4.3.1. Método de reducción de resistencia al cortante (phi/c reduction).	37

2.5.	Caracterización de suelos	38
2.5.1.	Antecedentes	38
2.5.2.	Gravas de Santiago	40
2.5.3.	Arcillas del sector oriente de Santiago	42
2.5.4.	Arena de Concón	45
3.	Diseño de Taludes de excavación	48
3.1.	Metodología de diseño	48
3.1.1.	Configuración general	49
3.1.2.	Caracterización de variables	50
3.1.3.	Parámetros de Suelos	52
3.1.4.	Resumen de variables	53
3.1.5.	Distancia Admisible de Edificaciones cercanas	54
4.	Modelación en Plaxis 3D	56
4.1.	Definición de Modelos	56
4.2.	Análisis dinámico	57
4.2.1.	Caracterización de Suelos	60
4.2.2.	Condiciones de borde y tamaño de mallado	61
4.2.3.	Selección de Registros sísmicos	62
4.2.4.	Definición de puntos de control	68
4.2.5.	Estabilidad de taludes	70
4.2.6.	Criterio para entibación	70
5.	Resultados Modelamiento Plaxis 3D	71
5.1.	Resultados Dinámicos	71
5.1.1.	Respuestas de aceleración en campo libre	71
5.1.2.	Respuesta de aceleración en coronamiento	79
5.1.3.	Deformaciones Post-sísmicas de Taludes de Excavación	82
5.2.	Resultados Análisis Estabilidad de Taludes	85
5.3.	Verificación Criterio de entibación	85
6.	Discusión	87
6.1.	Análisis Modelos Equilibrio limite	87
6.1.1.	Comparación métodos de equilibrio limite	88
6.1.2.	Comparación Análisis estático y Pseudo-estático	94
6.1.3.	Comparación k_v Variable	97
6.1.4.	Comparación permanente-temporal	101
6.1.5.	Comparación Tipo de suelos	105
6.1.6.	Análisis general	108
6.2.	Análisis de resultados Plaxis 3D	109
6.2.1.	Factores de Seguridad: Equilibrio limite y SSR	109
6.2.2.	Análisis de resultados dinámicos	110
6.2.2.1.	Respuestas de aceleración en campo libre	110
6.2.2.2.	Respuesta de aceleración en coronamiento	112
6.2.2.3.	Deformaciones post-sísmicas en taludes de excavación	115
7.	Conclusiones	117

8. Bibliografía	122
ANEXOS	126
A. Modelos de Taludes	126
B. Distancias admisibles para criterio de entibación.	136
C. Configuración Deformada Post-sísmica de Taludes de Excavación.	144
C.1. Gravas de Santiago: Registro Rapel N-S	145
C.2. Gravas de Santiago: Registro Rapel E-W	147
C.3. Gravas de Santiago: Registro Las Tórtolas E-W	149
C.4. Gravas de Santiago: Registro Las Tórtolas N-S	151
C.5. Arcillas del sector Oriente de Santiago: Registro Rapel N-S	153
C.6. Arcillas del sector Oriente de Santiago: Registro Rapel E-W	155
C.7. Arcillas del sector Oriente de Santiago: Registro Las Tórtolas E-W	157
C.8. Arcillas del sector Oriente de Santiago: Registro Las Tórtolas N-S	159
C.9. Arenas de Concón: Registro Rapel N-S	161
C.10. Arenas de Concón: Registro Rapel E-W	163
C.11. Arenas de Concón: Registro UTFSM N-S	165
C.12. Arenas de Concón: Registro UTFSM E-W	167

Índice de Tablas

2.1.	Factores de seguridad mínimos, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.)	22
2.2.	Valor de la aceleración efectiva, tomada de NCh 433.0f1996 Modificada en 2009.	23
2.3.	Coefficiente de amplificación sísmica del sitio, tomada de NCh 433.0f1996 Modificada en 2009.	24
2.4.	Aceleración A_k , tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.	24
2.5.	Valores de coeficientes sísmicos horizontal para análisis pseudo-estático, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.	24
2.6.	Coefficientes sísmicos para análisis pseudo-estático, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.	25
2.7.	Parámetros para modelo constitutivo Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HS-Small), obtenidos de PLAXIS 3D Material Models Manual (2022).	36
3.1.	Clasificación sísmica de suelos recompilados.	51
3.2.	Aceleración efectiva de Suelos según zonificación sísmica por norma NCh433.Of2009.	52
3.3.	Parámetros de suelos utilizados para diseño de taludes.	52
3.4.	Variables definidas para Diseño de taludes de excavación mediante Análisis Pseudo-estático.	53
3.5.	Variables definidas para Diseño de taludes de excavación mediante Análisis Estático.	53
3.6.	Distancia horizontal admisible para Entibación cercana a Talud (Análisis Estático Temporal)	55
4.1.	Variables a utilizar para Modelos dinámicos en Plaxis 3D.	57
4.2.	Dimensiones de modelos para Plaxis 3D.	58
4.3.	Parámetros para modelo constitutivo Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HS-Small); Cerda (2020).	60
4.4.	Condiciones de borde en análisis dinámico para modelo en Plaxis 3D.	61
4.5.	Tamaño máximo de elementos del mallado según registro sísmico.	62
4.6.	Parámetros de registros sísmicos utilizados en el análisis sísmico en Plaxis 3D.	63
4.7.	Frecuencia máxima por registro sísmico.	65
4.8.	Duración significativa e intensidad de Arias de registros sísmicos.	68
4.9.	Puntos de control detrás de coronamiento de talud (Modelos con registro Rapel N-S).	69
4.10.	Puntos de control detrás de coronamiento de talud (Modelos registros restantes).	69
4.11.	Puntos de control pie de talud Modelos en Arcilla.	69
4.12.	Puntos de Control pie de Talud Modelo en Grava.	69
4.13.	Punto de Control pie de Talud Modelo en Arena.	69
4.14.	Limites de distorsión angular para edificios (Bjerrum, 1963).	70

5.1.	Aceleraciones horizontales máximas registradas en superficie para modelos en Plaxis.	71
5.2.	Aceleración Máxima registrada y Espectro de aceleración para modelo de Grava en Plaxis 3D y estaciones en campo libre, componentes EW y NS.	78
5.3.	Aceleración Máxima registrada y Espectro de aceleración para modelo de Arcilla en Plaxis 3D y estaciones en campo libre, componentes EW y NS.	78
5.4.	Aceleración Máxima registrada y Espectro de aceleración para modelo de Arena en Plaxis 3D y estaciones en campo libre, componentes EW y NS.	78
5.5.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Gravas, Registro Rapel N-S.	79
5.6.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Gravas, Registro Rapel E-W.	79
5.7.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Gravas, Registro Las Tórtolas E-W.	79
5.8.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Gravas, Registro Las Tórtolas N-S.	79
5.9.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arcillas, Registro Rapel N-S.	80
5.10.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arcillas, Registro Rapel E-W.	80
5.11.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arcillas, Registro Las Tórtolas N-S.	80
5.12.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arcillas, Registro Las Tórtolas E-W.	80
5.13.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arenas, Registro Rapel N-S.	81
5.14.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arenas, Registro Rapel E-W.	81
5.15.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arenas, Registro UTFSM N-S.	81
5.16.	Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arenas, Registro UTFSM E-W.	81
5.17.	Deformaciones horizontales post-sísmica en coronamiento de taludes, Modelo en Grava de Santiago.	82
5.18.	Deformaciones horizontales post-sísmica en coronamiento de taludes, Modelo en Arcillas del sector Oriente de Santiago.	83
5.19.	Deformaciones horizontales post-sísmica en coronamiento de taludes, Modelo en Arenas de Concón.	83
5.20.	Asentamientos post-sísmicos en coronamiento de taludes, Modelo en Gravas de Santiago.	83
5.21.	Asentamientos post-sísmicos en coronamiento de taludes, Modelo en Arcillas del sector Oriente de Santiago.	83
5.22.	Asentamientos post-sísmicos en coronamiento de taludes, Modelo en Arenas de Concón.	84
5.23.	Factores de seguridad mediante método de Reducción Resistencia al Cortante, Modelos en Grava de Santiago.	85

5.24.	Distorsiones angulares máximas según distancia horizontal a la zona estable para Modelos dinámicos en Gravas.	85
5.25.	Distorsiones angulares máximas según distancia horizontal a la zona estable para Modelos dinámicos en Arcilla.	86
6.1.	Diferencias porcentuales entre factores de seguridad de diseño y resultantes de programa Plaxis 3D, Modelo en Grava con configuración estándar.	109
6.2.	Diferencias porcentuales entre factores de seguridad de diseño y resultantes de programa Plaxis 3D, Modelo en Grava con Registro Rapel N-S integrado.	109
A.1.	Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático con Método de Equilibrio de JAMBU.	126
A.2.	Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático con Método de Equilibrio de Spencer.	127
A.3.	Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático con Método de Equilibrio de Morgenstern&Price.	128
A.4.	Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático (KV Negativo) con Método de Equilibrio de JAMBU.	129
A.5.	Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático (KV Negativo) con Método de Equilibrio de Spencer.	130
A.6.	Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático (KV Negativo) con Método de Equilibrio de Morgenstern&Price.	131
A.7.	Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático (KV=0) con Método de Equilibrio de JAMBU.	132
A.8.	Ángulo de talud según altura para Análisis Estático con Método de Equilibrio de Jambu.	133
A.9.	Ángulo de talud según altura para Análisis Estático con Método de Equilibrio de Spencer.	134
A.10.	Ángulo de talud según altura para Análisis Estático con Método de Equilibrio de Morgenstern&Price.	135

Índice de Ilustraciones

2.1.	Métodos de análisis de estabilidad de taludes, Suárez (2012).	6
2.2.	Fallas comunes para taludes, tomada de Budhu (2010).	7
2.3.	Métodos de equilibrio limite, tomada de Suárez (2012)	9
2.4.	División en dovelas de potencial masa deslizante de suelo, tomada de Abramson, (2002).	10
2.5.	Fuerzas en una dovela típica, tomada de Abramson (2002)	10
2.6.	Ejemplo de Dovela para procedimiento de Jambu, tomada de Suárez (2012) . .	12
2.7.	Diagrama para factor f_0 , tomada de Suárez (2012)	14
2.8.	Fuerzas entre dovelas y su resultante cuando son paralelas, tomada de Duncan y otros (2014).	15
2.9.	Coordenadas para superficie de falla no circular usada en procedimiento de Spencer, tomada de Duncan y otros (2014).	16
2.10.	Dovela con las fuerzas necesarias para el procedimiento de Spencer, tomada de Duncan (2014)	17
2.11.	Esquema general de un talud, estratigrafía y sobrecargas típicas, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.	21
2.12.	Zonificación sísmica Zona central de Chile. Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana, tomada de NCh 433.0f1996 Modificada en 2009.	23
2.13.	Separación mínima de fundaciones existentes a bordes de taludes, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.	25
2.14.	Dovela típica y fuerzas sobre la dovela en SLOPE/W, tomada de Stability Modeling with SLOPE/W (2012).	27
2.15.	Lista de métodos de equilibrio limite disponibles en SLOPE/W, tomadas de Stability Modeling with SLOPE/W (2012)	27
2.16.	Áreas de entrada y salida para superficies de deslizamiento, tomada de Stability Modeling with SLOPE/W (2012)	28
2.17.	Esquema de la entrada y salida de la superficie de deslizamiento, tomada de Stability Modeling with SLOPE/W (2012)	29
2.18.	Comparación y competencia de modelos constitutivos para distintos tipos de aplicaciones, tomada de Plaxis 3D 2012 Material Models Manual (2017)	30
2.19.	Relación hiperbólica Esfuerzo-deformación en carga primaria para un ensayo tri-axial drenado estándar, tomada de PLAXIS 3D Material Models Manual(2022)	32
2.20.	Definición de E_{50}^{ref} y E_{ur}^{ref} en ensayos tri-axiales drenados, tomada de PLAXIS 3D Material Models Manual(2022)	33
2.21.	Definición de E_{oed}^{ref} de ensayos edométricos, tomada de PLAXIS 3D Material Models Manual(2022)	34

2.22.	Curva de Modulo de corte vs deformación angular con rangos de deformación típicos para ensayos de laboratorio y estructuras,tomada de PLAXIS 3D Material Models Manual(2022)	34
2.23.	Ubicación unidades geomorfológicas de suelos.	39
2.24.	Perfil de velocidad de onda de Corte en profundidad, tomada de Salas(2018)	41
2.25.	Desplazamiento lateral vs. Profundidad de pilas; Comparación resultados inclinómetros y modelo de elementos finitos con parámetros constitutivos HS-Small en Plaxis, tomada de Salas(2018)	42
2.26.	Comparación de deformación lateral obtenida por inclinometría y modelos de en Plaxis 3D para diferentes niveles de excavación en Edificio Green Park, tomada de Aravena(2020)	44
2.27.	Perfil de velocidades de onda de corte en profundidad, tomada de Aravena (2020)	45
2.28.	Perfil de velocidad de ondas de corte, tomado de Petersen (2019)	46
2.29.	Comparación entre parámetros utilizados en Plaxis 3D y datos de informe de mecánica de suelos, tomado de Cerda (2020)	46
3.1.	Talud estándar para modelamiento en Geostudio	49
3.2.	Clasificación sísmica del terreno, tomada de Decreto Supremo DS61.	51
3.3.	Distancia Admisible para edificaciones cercanas según altura de talud.	55
4.1.	Modelo estándar en Arcilla y dimensiones.	59
4.2.	Modelo estándar en Grava y dimensiones.	59
4.3.	Modelo estándar en Arena y dimensiones.	59
4.4.	Registro sísmico Rapel 2010 ($8.8 M_w$): Componente N-S y E-W	63
4.5.	Registro sísmico Las Tórtolas 2010 ($8.8 M_w$): Componente N-S y E-W	64
4.6.	Registro sísmico UTFSM 1985 ($7.8 M_w$): Componente N-S y E-W	64
4.7.	Espectro de aceleraciones de registros sísmicos, Las Tórtolas, Rapel y UTFSM, con 5% de amortiguamiento.	65
4.8.	Registro Rapel: Intensidad de Arias y duración significativa por componente.	66
4.9.	Registro Las Tórtolas: Intensidad de Arias y duración significativa por componente.	67
4.10.	Registro UTFSM: Intensidad de Arias y duración significativa por componente.	67
4.11.	Ejemplo Puntos de Control Modelo Arcilla registro Rapel N-S.	68
5.1.	Estratigrafía para Estación Peñalolen RENADIC consistente con Arcillas del sector Oriente, tomado de Vergara (2015).	73
5.2.	Estratigrafía para estaciones RENADIC consistente con Gravas de Santiago, tomado de Vergara (2015).	73
5.3.	Comparación espectros de aceleración entre Estación Peñalolen y respuesta en superficie Modelo Plaxis Arcillas.	74
5.4.	Comparación espectros de aceleración entre Estación Santiago Centro y respuesta en superficie Modelo Plaxis Grava.	75
5.5.	Comparación espectros de aceleración entre Estación La Florida y respuesta en superficie Modelo Plaxis Grava.	76
5.6.	Comparación espectros de aceleración entre Estación Viaducto Marga-Marga y respuesta en superficie Modelo Plaxis Arena.	77
6.1.	Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Pseudo-estático Permanente.	88
6.2.	Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Pseudo-estático Temporal.	89
6.3.	Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Pseudo-estático Permanente (k_v negativo).	89

6.4.	Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Pseudo-estático Temporal (k_v negativo).	90
6.5.	Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Estático Permanente.	90
6.6.	Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Estático Temporal.	91
6.7.	Factor de seguridad vs factor λ , tomada de Stability Modeling with SLOPE/W (2012).	93
6.8.	Comparación Análisis de estabilidad Estático vs Pseudo-estático: Análisis condición Permanente con Método de Jambu.	94
6.9.	Comparación Análisis de estabilidad Estático vs Pseudo-estático: Análisis condición Temporal con Método de Jambu.	95
6.10.	Comparación Análisis de estabilidad Estático vs Pseudo-estático: Análisis condición Permanente con Método de SPENCER.	95
6.11.	Comparación Análisis de estabilidad Estático vs Pseudo-estático: Análisis condición Temporal con Método de Spencer.	96
6.12.	Comparación Análisis de estabilidad Pseudo-estático, Coeficiente sísmico k_v Positivo vs Negativo vs Cero: Análisis condición Permanente con Método de Jambu.	98
6.13.	Comparación Análisis de estabilidad Pseudo-estático, Coeficiente sísmico k_v Positivo vs Negativo vs 0: Análisis condición Temporal con Método de Jambu.	98
6.14.	Comparación Análisis de estabilidad Pseudo-estático, Coeficiente sísmico k_v Positivo vs Negativo: Análisis condición Permanente con Método de Spencer.	99
6.15.	Comparación Análisis de estabilidad Pseudo-estático, Coeficiente sísmico k_v Positivo vs Negativo: Análisis condición Temporal con Método de Spencer.	99
6.16.	Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Pseudo-estático con Método de Jambu.	101
6.17.	Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Pseudo-estático con Método de Spencer.	102
6.18.	Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Estático con Método de Jambu.	102
6.19.	Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Estático con Método de Spencer.	103
6.20.	Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Pseudo-estático (k_v Negativo) con Método de Jambu.	103
6.21.	Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Pseudo-estático (k_v Negativo) con Método de Spencer.	104
6.22.	Variación del factor de seguridad según k_h , tomada de Choudhury y otros (2007).	105
6.23.	Comparación Análisis de estabilidad Tipos de Suelos: Análisis Pseudo-estático.	106
6.24.	Comparación Análisis de estabilidad Tipos de Suelos: Análisis Estático.	106
6.25.	Comparación Análisis de estabilidad Tipos de Suelos: Análisis Pseudo-estático (k_v Negativo).	107
6.26.	Resumen de variación de métodos de equilibrio limite y SSR, tomada de Burman y otros (2015).	110
6.27.	Dimensiones de Talud, posiciones de acelerómetros y configuraciones a tomar para ensayo de mesa vibratoria, tomada de Su, Li-Jun y otros (2021).	113
6.28.	Factor de amplificación de aceleración máxima según altura relativa del talud, tomada de Su, Li-Jun y otros (2021).	113
6.29.	PGA/ A_0 según la altura relativa del talud, Modelos en Grava.	114
6.30.	PGA/ A_0 según la altura relativa del talud, Modelos en Arcilla.	114

6.31.	Falla para el talud HLS, según la aceleración máxima impuesta al talud, modificado de Su y otros (2021)	116
B.1.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 2 metros (Análisis Estático Temporal)	136
B.2.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 4 metros (Análisis Estático Temporal)	136
B.3.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 6 metros (Análisis Estático Temporal)	137
B.4.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 8 metros (Análisis Estático Temporal)	137
B.5.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 10 metros (Análisis Estático Temporal)	138
B.6.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 12 metros (Análisis Estático Temporal)	138
B.7.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 2 metros (Análisis Estático Temporal)	139
B.8.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 4 metros (Análisis Estático Temporal)	139
B.9.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación Gravas de Altura 6 metros (Análisis Estático Temporal)	140
B.10.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 8 metros (Análisis Estático Temporal)	140
B.11.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 10 metros (Análisis Estático Temporal)	141
B.12.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 12 metros (Análisis Estático Temporal)	141
B.13.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 2 metros (Análisis Estático Temporal)	142
B.14.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 4 metros (Análisis Estático Temporal)	142
B.15.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 6 metros (Análisis Estático Temporal)	143
B.16.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 8 metros (Análisis Estático Temporal)	143
B.17.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 10 metros (Análisis Estático Temporal)	144
B.18.	Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 12 metros (Análisis Estático Temporal)	144
C.1.	Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [10-6] [m].	145
C.2.	Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [4-2] [m].	146
C.3.	Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [10-6] [m].	147
C.4.	Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [4-2] [m].	148

C.5.	Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Tortolas E-W [10-6] [m].	149
C.6.	Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Tortolas E-W [4-2] [m].	150
C.7.	Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Tortolas N-S [10-6] [m].	151
C.8.	Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Tortolas N-S [4-2] [m].	152
C.9.	Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [12-8] [m].	153
C.10.	Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [6-2] [m].	154
C.11.	Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [12-8] [m].	155
C.12.	Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [6-2] [m].	156
C.13.	Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Las Tórtolas E-W [12-8] [m].	157
C.14.	Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Las Tórtolas E-W [6-2] [m].	158
C.15.	Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Las Tórtolas N-S [12-8] [m].	159
C.16.	Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Las Tórtolas N-S [6-2] [m].	160
C.17.	Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [10-6] [m].	161
C.18.	Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [4-2] [m].	162
C.19.	Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [10-6] [m].	163
C.20.	Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [4-2] [m].	164
C.21.	Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico UTFSM N-S [10-6] [m].	165
C.22.	Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico UTFSM N-S [4-2] [m].	166
C.23.	Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico UTFSM E-W [10-6] [m].	167
C.24.	Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico UTFSM E-W [4-2] [m].	168

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

La utilización de taludes de excavación sin refuerzo es una práctica bastante común para estabilizar excavaciones, masas de terreno o de estructuras sobre el terreno. Además, su uso evita la utilización de estructuras de hormigón armado o derivados, por lo que es una opción bastante económica para evitar posibles deslizamientos de tierra.

Por lo que su correcto diseño es importante tanto para la seguridad de las personas como para la serviciabilidad. En relación a esto en Chile aún no existe una normativa que entregue requerimientos de diseño para una correcta construcción de taludes de excavación. La norma NCh3206 “Geotecnia- Excavaciones, entibaciones y socializados- Requisitos”, se publicó en el diario oficial en el año 2010, y se basa en requisitos de diseños de excavaciones, entibaciones y socializados. El gran problema de esta norma es que no entrega requerimientos específicos para el uso de taludes en excavaciones sin refuerzo, solo da consejos generales. Por esta razón se trabajó en una norma más completa en la que se pudiera basar en valores más tangibles. Entre los años 2019 y 2020 se conformó un comité de especialistas para la actualización de la norma, generando un proyecto de norma que se encuentra actualmente en el proceso para ser oficializada. En este proyecto de norma la metodología de diseño sobre taludes hace hincapié en variables como tipos de suelos, aceleraciones relativas a la zona sísmica, al igual que cuenta con datos y parámetros tabulados con el fin de dar una visión robusta al conjunto.

Con el objetivo de verificar el rendimiento de los diseños de los taludes al aplicar el proyecto de norma, el siguiente trabajo se enfocará en los taludes de excavación sin refuerzo, más específicamente evaluar el desempeño de los requerimientos sísmicos presentados en la normativa en relación con las deformaciones post-sísmicas.

Los requisitos propuestos en la normativa aunque entreguen parámetros e instrucciones claros para aplicar en el diseño, queda en duda si el funcionamiento de estos diseños cumplirá con la seguridad al colapso y las restricciones de serviciabilidad aplicables para los casos en donde existan estructuras cercanas.

Por lo que primeramente se hará una revisión de los requerimientos de diseño. Se profundizará en los diferentes métodos de equilibrio límite aceptados por el proyecto de norma y se verificará su funcionamiento y factores de seguridad que entregan (considerando que unos

son más conservadores que otros).

Posteriormente seguirá la aplicación del diseño. Utilizando el software comercial Geostudio se diseñarán taludes variando altura, tipo de suelo, sobre cargas, zonificación sísmica, etc.

Finalmente se verificará el comportamiento sísmico de los diseños realizados. Para el análisis realista del comportamiento de los taludes bajo una sollicitación sísmica se desarrollarán modelos dinámicos en elementos finitos, específicamente en el programa Plaxis 3D. Se estudiará principalmente la relación que tiene el sismo de diseño y la deformación post-sísmica de los taludes de excavación.

Por lo que se espera que con este aporte se logre verificar el comportamiento de los requerimientos de diseño y que el proyecto de norma consista en una normativa bien fundamentada, específicamente en el diseño de taludes, con tal de que sea de gran utilidad para los ingenieros en Chile.

1.2. Objetivos y alcances

1.2.1. Objetivo General

Se tendrá como objetivo principal verificar y evaluar el desempeño de deformaciones post-sísmicas en base a los requerimientos de diseño sísmico, de taludes de excavación sin refuerzo, en el Proyecto Modificación Norma prNCh 3206 “Geotecnia- Excavaciones, entibaciones y socializados- Requisitos”. En particular se estudiará el desempeño de una tabla de diseño relacionada a aceleraciones sísmicas y como se comportan, en base a modelos dinámicos, las deformaciones post-sísmicas generadas.

1.2.2. Objetivos específicos

- Realizar diseños de taludes de excavación según el Proyecto Modificación Norma y analizar si son adecuados los factores de seguridad presentados en los requerimientos de diseño en diferentes configuraciones en base a profundidad de la cuña, tipo de suelo, aceleración sísmica (zonificación), condición permanente y temporal, métodos de estabilidad de taludes según equilibrio límite y condición estática o pseudo-estática utilizada.
- Determinar para distintos métodos de análisis de cálculo de estabilidad de taludes las posibles diferencias de valores de factor de seguridad y deformaciones resultantes en los diseños de taludes de excavación sin refuerzo realizados.
- Verificar el criterio establecido en el proyecto de norma sobre la utilización de taludes cercanos a estructuras vecinas y su desempeño con respecto a posibles deformaciones sísmicas.

1.3. Metodología

Se propondrán las siguientes fases para la realización de los objetivos planteados:

- Revisión Bibliográfica y estudio de Antecedentes: Se considerará para esta primera parte, el estudio de los requerimientos de diseño sísmico de taludes de excavación referidas en el Proyecto Modificación Norma prNCh 3206 “Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socialzados - Requisitos”. Donde se identificarán los parámetros y tablas de diseño que se evaluarán y verificarán en este trabajo. Más específicamente los requisitos referidos a la selección de la aceleración sísmica y su relación con las deformaciones post-sísmicas admisibles. Junto con definir que parámetros actuarán como variables para el diseño y configuración de los taludes, ya sea clasificación sísmica de suelo, aceleración sísmica (zonificación sísmica), profundidad de excavación, etc.

Adicionalmente se realizará un revisión bibliográfica de las metodologías de equilibrio de taludes (Equilibrio limite) según autores, permitidas según el Proyecto Modificación Norma prNCh 3206 (Jambu, Morgenstern & Price y Spencer). Estas se revisarán para tener una base solida de información que permita entender la teoría detrás de la estabilidad de taludes, y así poder utilizar de la mejor manera modelos dinámicos en base a distintas configuraciones y variables.

- Modelación en software:

Ya realizada la revisión bibliográfica se realizarán los diseños de taludes en base a las distintas configuraciones y parámetros definidos como variables. Esta aplicación del diseño se realizará con software comercial de diseño que cumpla con las bases establecidas en el Proyecto Modificación Norma. Este software corresponde a Geostudio.

Posteriormente se verificará el comportamiento de los diseños de taludes bajo un sollicitación sísmica y las posibles deformaciones resultantes. Esto se realizará a través de modelos dinámicos en elementos finitos realizados en el programa PLAXIS 3D. Se utilizará un modelo constitutivo de suelo correspondiente a *Hardening-Soil with Small Strains Stiffness*.

- Análisis de resultados:

Se analizarán los valores obtenidos de la modelación de taludes y se compararán en relación con el Proyecto Modificación Norma prNCh 3206. Principalmente se evaluarán los requerimientos de diseño sísmico y su relación con las deformaciones post-sísmica admisibles. Verificando que los parámetros especificados en los requerimientos del Proyecto Modificación Norma (deformaciones, factores de seguridad, etc) sean conservadores ante el análisis sísmico.

1.4. Resultados Esperados

Se pretende con este trabajo que se puedan verificar el comportamiento de los requerimientos de diseño de taludes de excavación del proyecto de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206 “Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socializados - Requisitos”, con respecto a la relación que existe entre el sismo de diseño (aceleraciones sísmicas) y las deformaciones post-sísmicas derivadas de este.

En general se espera evaluar el desempeño de una tabla de diseño especificada en la norma, esta selecciona la aceleración sísmica pseudoestática, la cual depende de la clasificación sísmica del suelo y de la zonificación sísmica. A través de la metodología expuesta en este informe se generarán configuraciones de taludes en torno a esta tabla de diseño y a otras variables que permitirán obtener deformaciones post-sísmicas. Por lo que se verificarán que no sobrepasen el límite máximo impuesto por la norma para este parámetro.

Adicionalmente en relación con la tabla de diseño antes mencionada, para cada tipo de suelo existe un valor definido de aceleración sísmica, mientras más competente sea el suelo, se acepta la utilización de valores menos conservadores. Por lo que existe la posibilidad de que debido a eso las deformaciones post-sísmicas sean mayores para los suelos más competentes y se llegue a una contradicción. Por esto se analizará la consistencia de las deformaciones de los requerimientos de diseño con respecto al tipo de suelo y se espera que los valores presentados de deformaciones post-sísmicas no presenten este problema.

Con respecto a la modelación del diseño del talud se espera señalar posibles diferencias notables entre métodos de análisis de estabilidad recomendados por el proyecto de norma. Para verificar su correcto desempeño frente a la norma en relación con factores de seguridad y deformaciones.

Como resultados adicionales se espera verificar el correcto criterio de utilización de taludes cuando existen estructuras cercanas a estos. El posible daño que puede causar el sismo de diseño con las deformaciones post-sísmicas que provoca y si estas son lo suficientemente grandes para hacer fallar el talud. Al igual que esclarecer si el valor máximo permitido de deformaciones aplica para este caso o no.

Finalmente con las verificaciones y evaluaciones realizadas al Proyecto Modificación Norma prNCh3206 se espera contribuir a la normativa para su comprensión a los diseños de taludes tanto en la realización correcta de estos como en una mayor seguridad y serviciabilidad.

Capítulo 2

Marco teórico

2.1. Estabilidad de Taludes

Un talud de excavación corresponde principalmente a una pared formada por una porción de terreno (con determinados parámetros del suelo de cual se conforma), excavada para tener una inclinación que permita que las estructuras establecidas en o sobre el talud se mantengan estables y seguras.

Por ende la necesidad de encontrar la inclinación crítica que permita que se mantenga estabilidad en el talud es fundamental. Se generan análisis de estabilidad de taludes para resolver este problema, existen entre ellos los análisis de:

- Equilibrio Limite
- Esfuerzo-deformación continuos
- Discontinuos Esfuerzo-deformación elementos discretos
- Cinemáticos estereográficos para taludes en roca
- Dinámica de caídos de roca
- Dinámica de flujos

Para efecto de este trabajo se enfocará en los métodos de análisis de equilibrio limite.

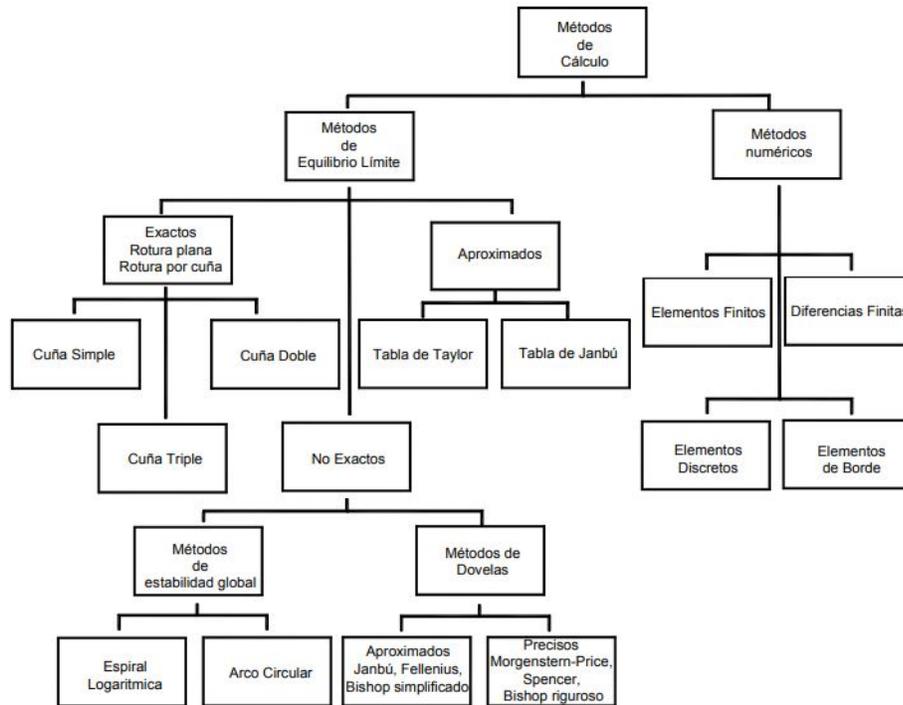


Figura 2.1: Métodos de análisis de estabilidad de taludes, Suárez (2012).

2.1.1. Equilibrio límite

Este método de análisis se basa principalmente en suponer un deslizamiento de una masa de terreno, la cual, se estudia como cuerpo libre en equilibrio. Donde se establecen las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Según esta fuerza resistente y la resistencia disponible o propia del suelo, se forma una relación que se conoce como factor de seguridad. Se busca así calcular un valor de factor de seguridad que evite el deslizamiento de la masa de suelo a través de una resistencia que logre soportar el cortante provocado al talud. Las fuerzas mencionadas dependen de donde se defina una determinada superficie de falla, al igual que de las propiedades del suelo en el que se esté excavando el talud y de la geometría propia del talud.

Se llamará superficie de falla a la zona en que se producirá el deslizamiento o rotura de suelo del talud. Esta superficie no es fija y puede haber multitud de fallas con diferentes tamaños y formas.

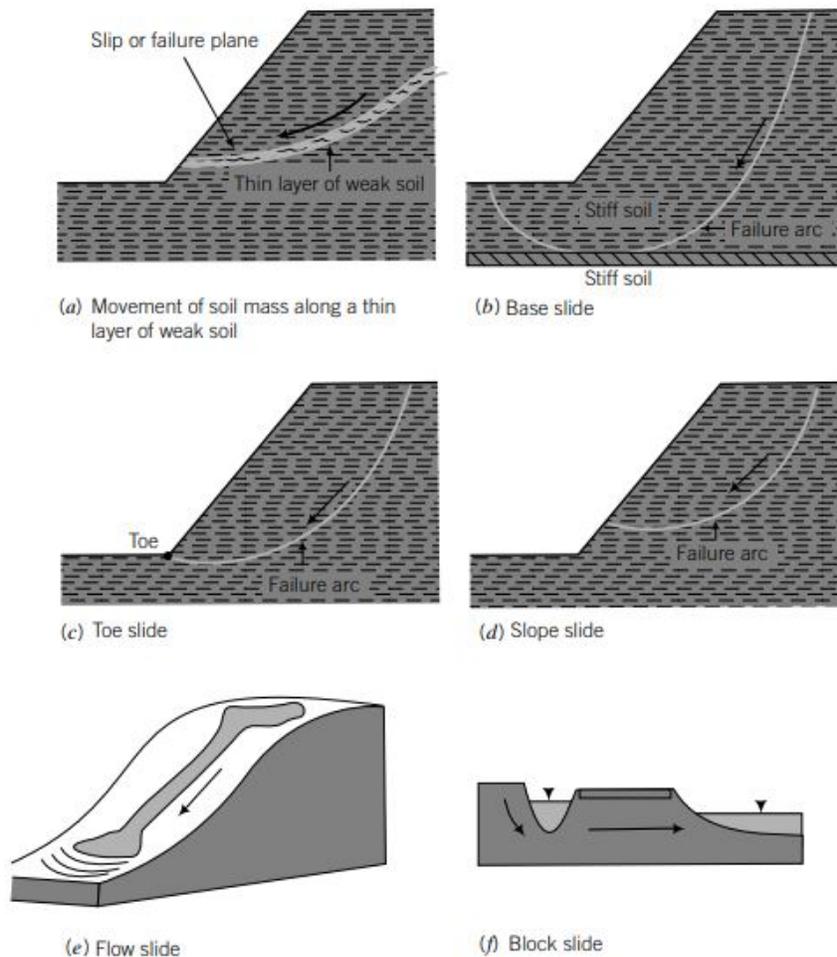


Figura 2.2: Fallas comunes para taludes, tomada de Budhu (2010).

Para encontrar el valor de factor de seguridad mínimo o crítico se asumen una gran cantidad de superficies de falla posibles, donde se nombrará superficie de falla crítica a la que tenga el menor valor de las fallas estudiadas.

Se presentó por Fellenius (1992), la siguiente definición para el factor de seguridad (Ecuación 2.1), donde se toman en cuenta las fuerzas actuantes y resistentes de la superficie de falla elegida. Específicamente, se comparan tanto la fuerza cortante necesaria para el equilibrio como la fuerza resistente al cortante disponible del suelo.

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}} \quad (2.1)$$

Para casos donde se consideran momentos actuando en superficies circulares de falla se presenta la siguiente relación:

$$FS = \frac{\text{Momento Resistente disponible}}{\text{Momento actuante}} \quad (2.2)$$

Cabe mencionar que para que se cumpla la estabilidad del talud, el valor resultante del cálculo del factor de seguridad debe ser igual o superior a 1, en caso contrario el talud estará muy propenso a un deslizamiento.

En específico, si la cuña de falla estudiada es separada en elementos tales como dovelas, tajadas o bloques, se considera la resistencia y sollicitación de cada uno de los elementos por separado. Para posteriormente realizar el análisis de equilibrio para la sumatoria de las fuerzas o momentos individuales y obtener el factor de seguridad global de la falla. Lo anterior se muestra en las Ecuaciones 2.3 y 2.4

$$FS = \frac{\sum \text{Resistencia al cortante elemento } i}{\sum \text{Esfuerzo al cortante actuante elemento } i} \quad (2.3)$$

$$FS = \frac{\sum \text{Momento Resistente disponible elemento } i}{\sum \text{Momento actuante elemento } i} \quad (2.4)$$

Se presentan a continuación una variedad de métodos de equilibrio limite, los cuales, están diferenciados según la forma de su superficie de falla y el tipo de equilibrio (Fuerzas o Momentos) realizado sobre el suelo.

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Figura 2.3: Métodos de equilibrio limite, tomada de Suárez (2012)

Tal como se ve en la Figura 2.1 y 2.3, los métodos de equilibrio limite varían en multitud de parámetros, en este caso se enfocará en los métodos con una superficie de falla formada por dovelas.

El método de las dovelas consiste en dividir la masa deslizante sobre la superficie de falla del talud en elementos más pequeños de manera que cada dovella se comporte como una cuña deslizante por sí misma. La cantidad de dovelas será representada por un número n , el cual, mientras más se aumente, más preciso será el cálculo del factor de seguridad. Se presenta una potencial división de la masa deslizante en dovelas en la Figura 2.4.

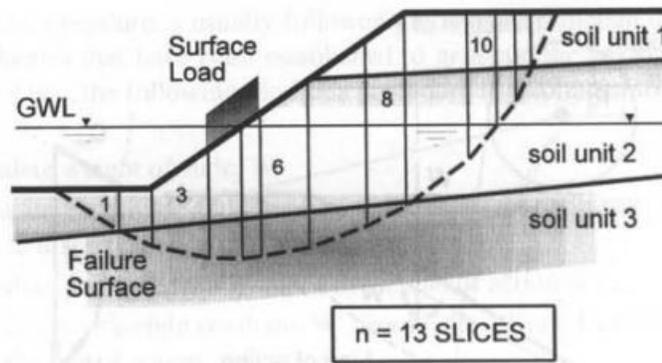


Figura 2.4: División en dovelas de potencial masa deslizante de suelo, tomada de Abramson, (2002).

La geometría general y las fuerzas típicas que actúan en cada dovelas se muestran a continuación:

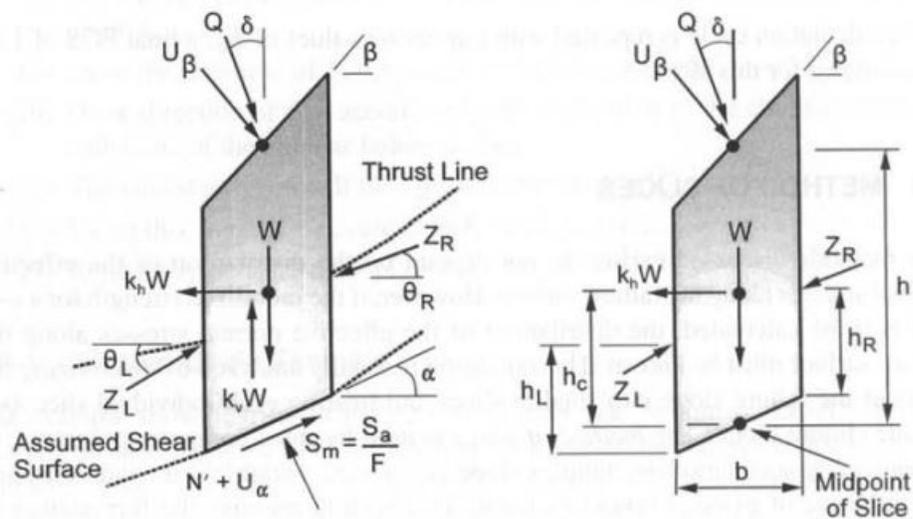


Figura 2.5: Fuerzas en una dovela típica, tomada de Abramson (2002)

Donde los parámetros mostrados en la Figura 2.5, corresponden a:

- F o FS [-]: Factor de seguridad.
- N' [kN/m]: Fuerza normal efectiva.
- S_a [kN/m]: Fuerza resistente al corte de Mohr-Coulomb = $C + N' \tan \phi$.
- C [kN/m]: $c \cdot \Delta l$.
- c [kPa]: Cohesión del suelo.
- $N' \tan \phi$ [kN/m]: Fuerza de fricción del suelo.
- ϕ [-]: Ángulo de fricción del suelo.
- Δl [m]: Longitud de la base.
- S_m [kN/m]: Fuerza de corte movilizada.

U_α [kN/m]: Fuerza de poros= $u \cdot \Delta l$.
 u [Kpa]: Presión de poros.
 U_β [kN/m]: Fuerza de poros en superficie de dovela.
 W [kN/m]: Peso de la dovela.
 Q [kN/m]: Carga superficial externa.
 k_v [-]: Coeficiente sísmico vertical.
 k_h [-]: Coeficiente sísmico horizontal.
 Z_L [kN/m]: Fuerza entre dovelas izquierda.
 Z_R [kN/m]: Fuerza entre dovelas derecha.
 θ_L [-]: Ángulo de Fuerza entre dovelas izquierda.
 θ_R [-]: Ángulo de Fuerza entre dovelas derecha.
 h_L [m]: Altura de fuerza Z_L .
 h_R [m]: Altura de fuerza Z_R .
 α [-]: Ángulo de inclinación de la base de la dovela.
 β [-]: Ángulo de inclinación de la parte superior de la dovela.
 δ [-]: Ángulo de inclinación de la carga superficial.
 b [m]: Ancho de la dovela.
 h [m]: Altura promedio de la dovela.
 h_c [m]: Altura al centroide de la dovela.

En el caso que se quiere analizar una falla de talud para un análisis estático no se debe tomar en cuenta el valor del coeficiente sísmico horizontal ni vertical (k_v y k_h), en cambio para un análisis pseudo-estático en el que se quiera ver el efecto de un sismo simulado con cargas estáticas horizontales y verticales, si se deben considerar.

Adicionalmente si se quiere ver el caso de un talud sin presiones de poros no se deben considerar los términos U_b y U_a .

Para efecto de este trabajo, se profundizará en 3 métodos de equilibrio límite, los cuales utilizan el método de las dovelas para el cálculo de estabilidad: Janbú (1954), Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967).

2.1.1.1. Método de Jambu Simplificado

El método de Jambu simplificado como procedimiento basado en la utilización de cualquier tipo de superficie de falla y la división de su superficie deslizante en dovelas, se clasifica como un análisis donde se satisface solo el equilibrio de fuerzas de cada tajada (vertical) como el equilibrio de fuerzas de la masa deslizante completa (horizontal). Se omiten en el cálculo la interacción por fuerzas cortantes entre dovelas (verticales), por lo que solo se toman en cuenta las fuerzas normales (horizontales) entre dovelas (Componentes horizontales de Z_R y Z_L). Se muestra un ejemplo en la siguiente imagen:

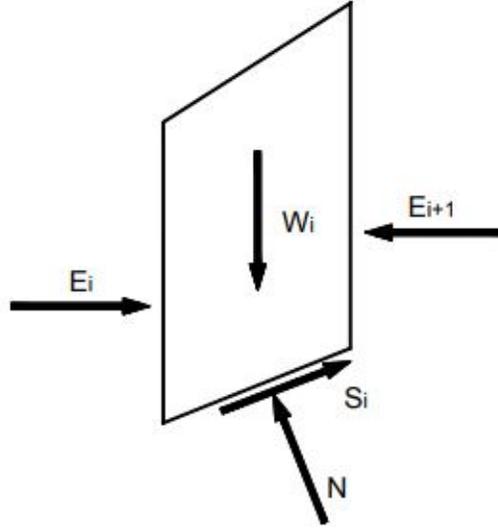


Figura 2.6: Ejemplo de Dovelas para procedimiento de Jambu, tomada de Suárez (2012)

Para iniciar el cálculo del factor de seguridad con el procedimiento de Jambu, se obtiene el equilibrio de fuerza vertical de cada dovela:

$$\sum F_v = (N' + U_\alpha) \cos \alpha + S_m \sin \alpha - W(1 - k_v) - U_\beta \cos \beta - Q \cos \delta = 0 \quad (2.5)$$

Donde se despeja el valor de la fuerza normal efectiva N' :

$$N' = \frac{-U_\alpha \cos \alpha - S_m \sin \alpha + W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \quad (2.6)$$

Se define la fuerza de corte movilizada (S_m) por dovela como la resistencia al corte de Mohr-Coulomb (S_a) de la base (Figura 2.5) reducida por un factor de seguridad FS:

$$S_m = \frac{C + N' \tan \phi}{FS} \quad (2.7)$$

Al reemplazar la Formula 2.7 en la 2.6, la fuerza normal efectiva puede ser determinada como:

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[W(1 - k_v) - \frac{C \sin \alpha}{FS} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (2.8)$$

Donde m_α es igual a:

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{FS} \right] \quad (2.9)$$

En el caso del equilibrio de fuerzas horizontal de las dovelas, estas se ven afectadas por las fuerzas entre dovelas horizontales (E) (Figura 2.6). Se define por simplicidad que la diferencia de las fuerzas E es la resultante de la suma de fuerzas horizontales de cada dovela, donde se evita la utilización explícita de las fuerzas E en el análisis:

$$[F_H]_i = E_{i+1} - E_i \quad (2.10)$$

Y el valor de la fuerza horizontal total de cada dovela se define por:

$$[F_H]_i = (N' + U_\alpha) \sin \alpha + W \cdot k_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta - S_m \cos \alpha \quad (2.11)$$

Entonces como se debe cumplir con el equilibrio de fuerzas de la masa deslizante total (todas las dovelas), la suma de las fuerzas horizontales propias de cada dovela deben resultar en 0.

$$\sum_{i=1}^n [F_H]_i = \sum_{i=1}^n [(N' + U_\alpha) \sin \alpha + W \cdot k_h - U_\beta \sin \beta] - \sum_{i=1}^n [Q \sin \delta - \frac{C + N' \tan \phi}{FS} \cos \alpha] = 0 \quad (2.12)$$

Reordenando términos se tiene:

$$\sum_{i=1}^n [(N' + U_\alpha) \sin \alpha + W \cdot k_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{C + N' \tan \phi}{FS} \cos \alpha \right] \quad (2.13)$$

Se despeja el factor de seguridad, y como cada dovela mantiene el mismo se tiene que:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [C + N' \tan \phi] \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n [U_\alpha \sin \alpha + W \cdot k_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta] + \sum_{i=1}^n N' \sin \alpha} \quad (2.14)$$

Como se tiene que el valor de la fuerza normal efectiva N' depende del factor de seguridad FS, se debe resolver a través de iteraciones. Donde al empezar con un valor arbitrario de FS, se resuelve la Ecuación (2.13) que a su vez entrega otro factor de seguridad, se itera hasta que se llegue a la convergencia y al equilibrio de fuerzas horizontales para la masa deslizante de suelo.

Debido a la evidente excepción de fuerzas en el procedimiento (Fuerza cortante entre dovelas), para compensar este supuesto, Jambu (1954) definió el factor f_0 . El cual, funciona a través de una tabla que depende de la cohesión c , el ángulo ϕ y dos distancias: la tangente entra los puntos de entrada y salida de la superficie de falla (L) y la distancia entre la tangente y el punto más alejado de la superficie de falla (d) (Figura 2.7):

$$FS = f_0 \cdot FS_{calculado} \quad (2.15)$$

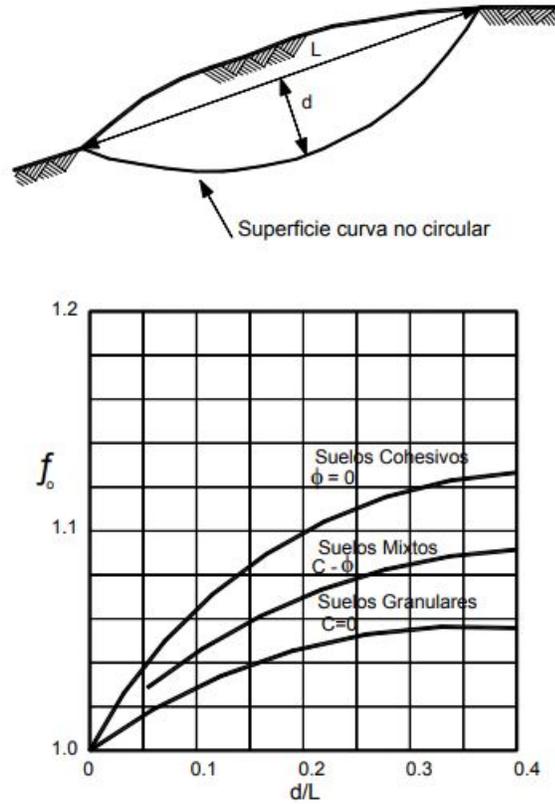


Figura 2.7: Diagrama para factor f_0 , tomada de Suárez (2012)

Adicionalmente se puede calcular este valor a través de la Función 2.16:

$$f_0 = 1 + b_1 \left[\frac{d}{L} - 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (2.16)$$

Donde b_1 depende del tipo de suelo:

Suelo con cohesión c [kPa]: $b_1=0.69$

Suelo con ángulo ϕ : $b_1=0.31$

Suelo con cohesión c [kPa] y ángulo ϕ : $b_1=0.5$

2.1.1.2. Método de Spencer

El método de Spencer como procedimiento basado en la utilización de cualquier tipo de superficie de falla (Principalmente circulares pero se puede extender a otras superficies) y la división de su superficie deslizante en dovelas, se clasifica como un análisis donde se satisface tanto el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en cada tajada en las que se subdividió la falla.

En este método se incluyen las fuerzas entre dovelas (Z_L y Z_R), donde se considera el supuesto de que las fuerzas izquierda y derecha adoptan la misma inclinación, es decir, estas son paralelas entre si ($\theta_R=\theta_L=\theta$). Por lo que para cada dovela conserva el mismo ángulo θ .

La inclusión de las fuerzas entre dovelas y el ángulo θ en el calculo del Factor de Seguridad provocan incógnitas sin ecuaciones de equilibrio adicionales que ayuden a obtener el valor de este ángulo. Por lo que para el análisis se consideran dos incógnitas: el factor de seguridad (FS) y el ángulo θ . Estas se resuelven a través de iteración, donde inicialmente se proponen valores arbitrarios. A través de una metodología de ensayo y error, se resuelven las ecuaciones de equilibrio limite y se generan valores de FS y θ hasta que se consiga la convergencia con un porcentaje de error aceptable en los equilibrios de fuerza y momento. Con el valor de θ final se pueden obtener las fuerzas entre dovelas y terminar con el análisis.

Los cálculos para obtener el FS y el valor de θ son los siguientes:

Como se consideran las fuerzas entre dovelas en el análisis, estas deben estar en equilibrio. La ecuación 2.17 presenta lo anterior.

$$\sum Q_i = 0 \quad (2.17)$$

Donde el valor de las fuerza Q_i , es la resultante de la diferencia de las fuerzas entre dovelas:

$$Q_i = Z_i(Z_L) - Z_{i+1}(Z_R) \quad (2.18)$$

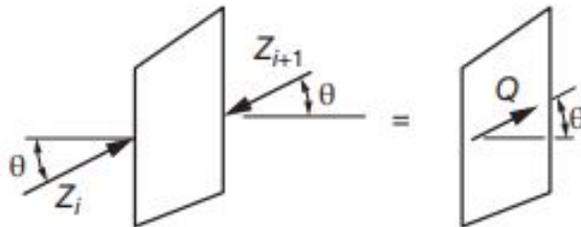


Figura 2.8: Fuerzas entre dovelas y su resultante cuando son paralelas, tomada de Duncan y otros (2014).

En el caso del equilibrio de Momentos, el punto de giro donde se calcula el momento de cada dovela es arbitrario, por lo que se define un punto cualquiera del espacio para estimar el brazo de giro correspondiente a cada dovela. La ecuación para equilibrio de momento es la siguiente:

$$\sum Q_i(x_b \sin \theta - y_Q \cos \theta) = 0 \quad (2.19)$$

Donde el valor de x_b corresponde a la componente horizontal del brazo de giro de la fuerza Q , medido desde el punto de referencia hacia el centro de la base de la dovela. En cuanto a y_Q , este corresponde a la componente vertical del brazo de giro medido desde el punto de referencia hacia el punto de acción de la fuerza Q . Ambos valores dependen de que dovela se este estudiando por lo que se definen estos puntos para cada una de ellas.

En particular la coordenada y_Q se puede descomponer en términos de la distancia vertical hacia el centro de la base de la dovela (y_b):

$$y_Q = y_b + \frac{M_0}{Q \cos \theta} \quad (2.20)$$

Donde el valor de M_0 corresponde al momento producido por una fuerza arbitraria que actué por sobre el centro de la base de la dovela. Si no se tiene ninguna, el valor de M_0 se desprecia ($M_0=0$) y la coordenada y_Q es igual a y_b .

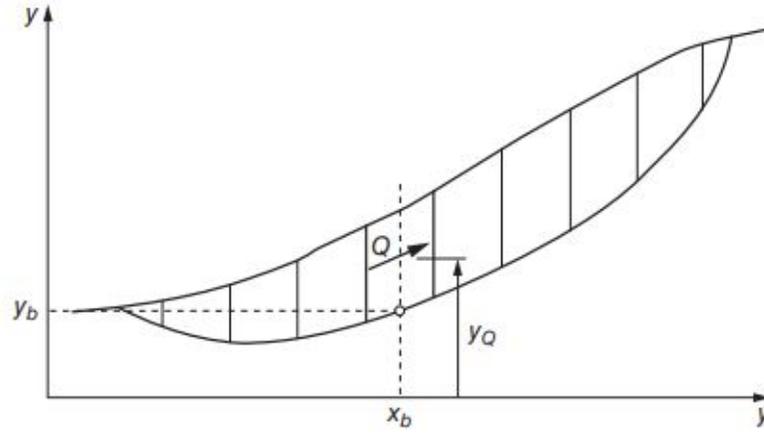


Figura 2.9: Coordenadas para superficie de falla no circular usada en procedimiento de Spencer, tomada de Duncan y otros (2014).

Para obtener el valor de Q en cada dovela, se presentan las ecuaciones 2.21 y 2.22, que surgen del equilibrio de fuerzas horizontales y verticales.

$$N' + F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha - Q \sin (\alpha - \theta) = 0 \quad (2.21)$$

$$S_m + F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha + Q \cos (\alpha - \theta) = 0 \quad (2.22)$$

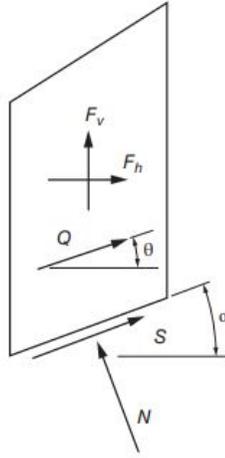


Figura 2.10: Dovela con las fuerzas necesarias para el procedimiento de Spencer, tomada de Duncan (2014)

Para el equilibrio se considera que las fuerzas N' , F_v y F_h actúan en el centro de la base de la dovela y que las fuerzas F_v y F_h corresponden a la sumatoria de cada fuerza actuante sobre la dovela en el sentido vertical y horizontal respectivamente.

Reemplazando el valor de S_m de la Ecuación 2.22 por la resistencia al corte de Mohr-Coulomb reducida (Ecuación 2.7) e igualando las Ecuaciones 2.21 y 2.22, se obtiene la Formula 2.23 correspondiente al valor de Q .

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c'\Delta l}{FS}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u\Delta l)\left(\frac{\tan \phi'}{FS}\right)}{(\cos \alpha - \theta) + \left[\sin(\alpha - \theta)\frac{\tan \phi'}{FS}\right]} \quad (2.23)$$

Finalmente la Ecuación 2.20 y 2.23 se reemplazan en 2.17 y 2.19, dando como resultado dos formulas con dos incógnitas (FS y θ). A partir de estas ecuaciones se itera hasta encontrar los valores de FS y θ . Adicionalmente se pueden obtener parámetros como la fuerza normal efectiva N' y las fuerzas entre dovelas Z_R y Z_L .

2.1.1.3. Método de Morgenstern & Price

El método de Morgenstern & Price como procedimiento basado en la utilización de cualquier tipo de superficie de falla y la división de su superficie deslizante en dovelas, se clasifica como un análisis donde se satisface tanto el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en cada tajada en las que se subdividió la falla.

En este método al igual que en el método de Spencer se toma en cuenta la existencia de las fuerzas entre dovelas (Z_L y Z_R), aunque con una diferencia. En este método el ángulo de inclinación no es constante entre las fuerzas entre dovelas izquierda y derecha ($\theta_R \neq \theta_L$), se asume que las fuerzas normales y cortantes entre dovelas tienen una función que las relaciona:

$$X = \lambda f(x)E \quad (2.24)$$

Donde X es la fuerza normal entre dovelas (horizontal), E es la fuerza cortante (vertical),

λ es un valor constante desconocido y $f(x)$ una función prescrita que tiene valores para cada interfaz de dovela.

Para la elección de la función $f(x)$, el software SLOPE/W presenta las siguientes funciones para su uso:

- Constante
- Medio-seno
- Seno-Recortada
- Trapezoidal
- Totalmente especificada

En particular el método de Morgestern & Price y el de Spencer son bastante similares. La única diferencia radica en que para Spencer se utilizan un único ángulo de inclinación, en cambio Morgestern & Price asume un patrón de inclinaciones de las fuerzas entre dovelas con una constante desconocida λ . Es más si se considera la función $f(x)$ como constante, la función queda de la siguiente forma:

$$\frac{X}{E} = \lambda = \tan \theta \quad (2.25)$$

Donde se forma un cociente entre la fuerza horizontal E y la fuerza vertical X , que son a su vez las componentes verticales y horizontales de la fuerza entre dovelas Z . Por lo que λ es igual a la tangente del ángulo de inclinación de la fuerza entre dovelas θ , el cual es constante en el método de Spencer al igual que λ . Por lo que de esta manera el valor de θ sería el mismo para ambos métodos y sus resultados serían los mismos.

La utilización de Morgestern & Price por sobre Spencer se da por temas de flexibilidad a la hora de elegir una función que varíe las inclinaciones para las fuerzas entre dovelas, situación que en el procedimiento de Spencer no sucede. Entonces en términos generales los dos métodos son igualmente validos. Según Suárez (2012):“Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern & Price. El método de Morgenstern & Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suel”.

2.1.1.4. Análisis sísmico

Uno de los efectos a los que están expuestos los taludes son los eventos sísmicos. Estos se caracterizan por liberar una gran cantidad de energía y producir movimientos oscilatorios en todas las direcciones. Los terremotos exponen a los taludes a cargas dinámicas de gran magnitud, que como consecuencia, reducen su resistencia al corte y causan inestabilidad. Esto provoca que se produzcan fallas rápidamente en la estructura del talud.

Para incluir en el análisis de estabilidad el efecto de los terremotos existen varios métodos, pero uno de los más simples corresponde al método de análisis Pseudo-estatico.

Este método se caracteriza por simular las cargas sísmicas como cargas estáticas que actúan en una sola dirección, ya sea vertical u horizontal, a diferencia de los terremotos que cambian sus direcciones. La forma en que se definen estas cargas sísmicas es la siguiente:

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = k_h \cdot W \quad (2.26)$$

$$F_v = \frac{a_v \cdot W}{g} = k_v \cdot W \quad (2.27)$$

Donde:

F_h : Fuerza horizontal sísmica.

F_v : Fuerza vertical sísmica. a_h : Aceleración pseudo-estática horizontal.

a_v : Aceleración pseudo-estática vertical.

W: Peso de la dovela.

g: Contante de gravedad.

k_h : Coeficiente sísmico horizontal.

k_v : Coeficiente sísmico vertical.

El cociente entre las aceleraciones $a_{h/v}$ y la gravedad g da como resultado el coeficiente sísmico $k_{h/v}$. Este parámetro se puede considerar como una aceleración que es producida por un sismo. Se considera un valor adimensional, que esta expresado en términos de la aceleración de gravedad.

Las aceleraciones pseudo-estáticas definidas anteriormente en las ecuaciones 2.26 y 2.27 , no son fijas y dependen del criterio que se aplique ya sea en norma, escrito, paper,etc. Los valores de las aceleraciones dependiendo del criterio pueden estar definidas por aceleraciones de referencia a_{ref} que corresponden generalmente a la aceleración máxima de la superficie o en cambio a la aceleración máxima en roca basal. Esta última es la más factible debido a la no necesidad de utilización de análisis de respuesta dinámicos. Además si esta aceleración es usada desde la roca basal, un factor de amplificación de aceleración puede ser utilizado para alcanzar la aceleración superficial del terreno.

Se ha mostrado en la Figura 2.5, para los métodos de equilibrio límite con dovelas, la forma de incorporar la cargas pseudo-estáticas en el análisis de estabilidad, donde estas son localizadas en el centro de gravedad de las dovelas.

Cabe destacar que al considerar los efectos del análisis pseudo-estático se hace necesario considerar un factor de seguridad y una deformación tolerable mínimos.

2.1.2. Métodos numérico

A diferencia de lo que se plantea en general para los métodos de equilibrio limite, la estabilidad de taludes es más compleja que en estos análisis. En la practica hay muchos más factores que afectan a la estabilidad, ya sea el efecto real de cargas sísmicas, comportamientos no lineales de los suelos, u anisotropía. Esto afecta a la formación de la falla en taludes, la que no es instantánea si no que se va formando progresivamente con el tiempo. Donde el gran problema de los métodos de equilibrio limite es no tener en cuenta las deformaciones, la que contiene información para determinar un proceso de falla progresivo.

Tal como se muestra en la Figura 2.1, existen otros métodos para resolver el calculo de la estabilidad de taludes y que permiten analizar la estabilidad de taludes con un mayor grado de complejidad, tales como los métodos numéricos. Estos métodos se basan en aproximaciones numéricas de las ecuaciones de equilibrio, esfuerzo deformación y desplazamiento deformación. Para efectos de este trabajo se analizarán los métodos de elementos finitos.

Introducido por Clough y Woodward (1967), el método de elementos finitos tiene como característica principal la discretización de la totalidad de la masa de suelo que se esté analizando en, tal como lo dice el método, elementos finitos. La división genera que se cree una malla con nodos que interconectan a cada elemento, como también estos elementos se interconectan con los bordes del modelo de suelo. A partir de lo anterior y a diferencia de los métodos de equilibrio limite no es necesario dividir los elementos en dovelas verticales, por lo que también no son necesarias las suposiciones sobre las fuerzas entre dovelas.

El método utiliza las propiedades elasto-plásticas de los materiales para mantener el equilibrio de los elementos en cada punto a través de esfuerzo y deformaciones. Además, se consideran tanto el comportamiento no lineal de los materiales en todo el modelo como también el comportamiento en base al tiempo. Esto permite generar fallas progresivas según el tiempo, en las cuales, las zonas de fallas funcionan de manera local donde no todo los elementos fallan al mismo tiempo. A diferencia de los métodos de equilibrios limites, no se busca una superficie de deslizamiento critica.

2.1.2.1. Método de Reducción resistencia al Cortante (SSR)

Para obtener el factor de seguridad en este método se usa el procedimiento de elementos finitos de reducción de resistencia al cortante (SSRFEM) o reducción de resistencia al cortante (SSR) (Griffiths & Lane, 1999). El termino factor de reducción de resistencia al cortante se utiliza como un sinónimo del factor de seguridad. El cual se define como el factor por el cual la resistencia al corte debe ser reducida para llevar al talud al borde del fallo (Duncan,1996).

Este factor se obtiene al repetir el análisis cada vez reduciendo la resistencia al corte del suelo por un factor ligeramente más grande hasta que la condición inestable resulte y ocurra el colapso.

Este método esta implementado en el software Plaxis 3D. Por lo que, se desarrollará más este método y los parámetros necesarios para el cálculo en el Punto 2.4.3

2.2. Proyecto Modificación Norma prNCh 3206 “Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socialzados - Requisitos”

2.2.1. Requerimientos para Diseño de Taludes de excavación sin refuerzo

Para el diseño y modelamiento de un talud de excavación sin refuerzo, se debe tener un modelo que cumpla consideraciones mínimas para su utilización en el análisis de estabilidad. Según el nuevo Proyecto Modificación Norma prNCh 3206 “Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socialzados - Requisitos”, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Se deben considerar todos los estratos identificados en el estudio geotécnico con sus propiedades geomecánicas respectivas, posición del nivel freático, sobrecargas y singularidades que pudiese tener el talud.
- Se debe contener en el diseño las condiciones estratigráficas y de sobrecargas típicas mostradas en la Figura 2.11, que deben ser modeladas como mínimo.

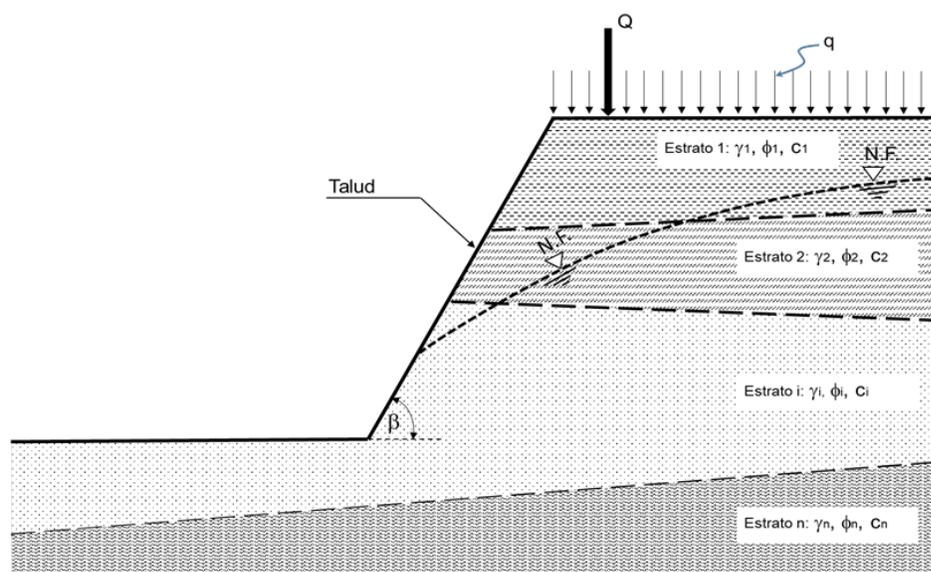


Figura 2.11: Esquema general de un talud, estratigrafía y sobrecargas típicas, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.

- La sobrecarga no puede ser menor a una sobrecarga uniforme de 12 [kPa].
- Dentro del análisis se debe considerar estado drenado y no-drenado, dependiendo de la permeabilidad del medio, nivel de saturación, rapidez de la aplicación de las cargas, etc.
- Para suelos cohesivos, se debe considerar la eventual existencia de grietas de tracción y que éstas puedan llenarse con agua, reduciendo significativamente la estabilidad de un talud.

2.2.1.1. Métodos de evaluación de Estabilidad

Para el calculo de la estabilidad de un talud de excavación sin refuerzo se deben cumplir con requisitos mínimos y contar con lo siguientes parámetros expuestos a continuación:

Según el proyecto de norma, se permiten métodos de evaluación de estabilidad de equilibrio limite que utilicen ecuaciones tanto de equilibrio de momento como de fuerzas. Con la incorporación de superficies de falla que utilicen cualquier forma.

Donde los métodos aceptados son:

- Janbu Modificado
- Morgenstern&Price
- Spencer
- Sarma

2.2.1.2. Factores de Seguridad admisibles

Según la norma, para el calculo de la estabilidad del talud, los métodos de equilibrio limite utilizados deben tener como resultado mínimo los valores de factores de seguridad expuestos a continuación:

Tabla 2.1: Factores de seguridad mínimos, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.)

FS	Condición permanente	Condición temporal
Solicitaciones estáticas	1.5	1.3
Solicitaciones pseudo-estáticas	1.1	1.1

Se entenderá como sollicitación estática el calculo de estabilidad sin la presencia de sismo y con presencia para una pseudo-estática. Adicionalmente una condición temporal de un talud se definirá como una construcción abierta por un periodo de 2 o menos años.

2.2.1.3. Análisis sísmico

Para simular el efecto de un sismo, en el análisis pseudo-estático de un talud se hace uso de coeficientes sísmicos de empuje vertical y horizontal (K_H y K_V). Estos dependen directamente del factor de aceleración característica horizontal (a_k) de la zona en que se encuentre la construcción del talud y la amplificación sísmica que presente el suelo. Este valor según el proyecto modificación de norma prNCh 3206, se determina a partir de un estudio de riesgo sísmico, en caso de no tener ese estudio se procede a través de un calculo manual.

El cálculo de a_k depende del valor de aceleración efectiva (A_0) del talud, el cual, la norma NCh433 lo define según la zonificación sísmica del lugar.

Chile se separa en 3 zonas sísmicas, Zona 1, 2 y 3. Se muestra a continuación la zonificación de la zona central de Chile:

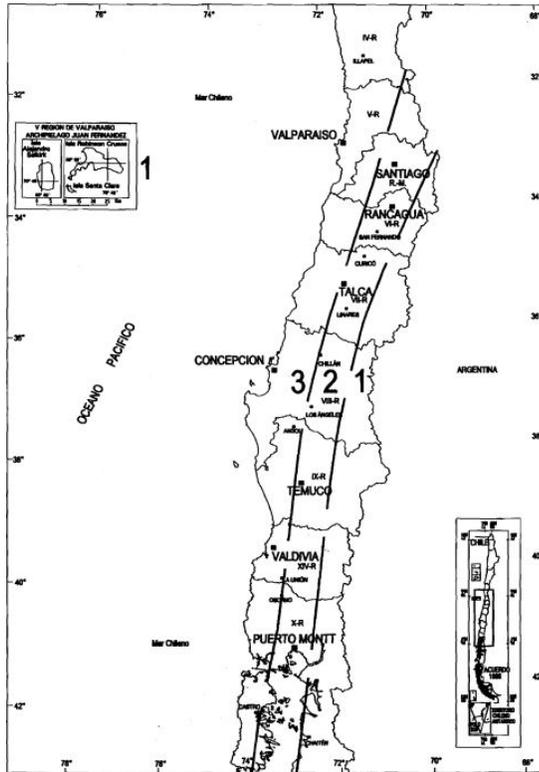


Figura 2.12: Zonificación sísmica Zona central de Chile. Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana, tomada de NCh 433.0f1996 Modificada en 2009.

Dependiendo de la zona se tendrán los siguientes valores para A_0 :

Tabla 2.2: Valor de la aceleración efectiva, tomada de NCh 433.0f1996 Modificada en 2009.

Zona Sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Con esto el valor de A_k se determina de la siguiente forma:

$$A_k = A_0 \cdot F_{pga} \quad (2.28)$$

Donde:

A_0 [-]: Aceleración efectiva dada por la norma NCh433.

F_{pga} [-]: Factor de amplificación de sitio en periodo cero en el espectro de aceleración, según clasificación de zona sísmica de la norma NCh433.

Donde el valor de F_{pga} expuesto en la norma, depende de la caracterización del tipo de

suelo según el Decreto supremo 61, además de la zonificación sísmica proveída por la Norma Nch433, como se muestra a continuación:

Tabla 2.3: Coeficiente de amplificación sísmica del sitio, tomada de NCh 433.0f1996 Modificada en 2009.

Clasificación de sitio	Factor de sitio F_{pga}		
	A0 =0.20	A0 =0.30	A0 =0.40
A	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.10	1.00
D	1.40	1.20	1.10
E	1.70	1.20	0.90
F	*	*	*

Donde para suelos tipo F se debe llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas de sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio.

Finalmente los valores de A_k según el tipo de suelo y zonificación sísmica se presentan:

Tabla 2.4: Aceleración A_k , tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.

Tipo de Suelo	A_0		
	0.20	0.30	0.40
A	0.180	0.270	0.360
B	0.200	0.300	0.400
C	0.240	0.330	0.400
D	0.280	0.360	0.440
E	0.340	0.360	0.360
F	ND	ND	ND

El coeficiente sísmico K_H dependerá a través de la siguiente ecuación de A_k

$$K_H = \frac{A_k}{2} \quad (2.29)$$

Con los valores de:

Tabla 2.5: Valores de coeficientes sísmicos horizontal para análisis pseudo-estático, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.

Tipo de Suelo	Coeficiente horizontal sísmico K_H					
	Permanente			Temporal		
	0.20	0.30	0.40	0.20	0.30	0.40
A	0.090	0.135	0.180	0.060	0.090	0.120
B	0.100	0.150	0.200	0.067	0.100	0.133
C	0.120	0.165	0.200	0.080	0.110	0.133
D	0.140	0.180	0.220	0.093	0.120	0.147
E	0.170	0.180	0.200(*)	0.113	0.120	0.150(*)

El valor del coeficiente sísmico K_H , variará según si se encuentra en condición permanente o temporal. Además de que el valor de coeficiente sísmico vertical dependerá del horizontal. Lo anterior se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 2.6: Coeficientes sísmicos para análisis pseudo-estático, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.

Coeficiente sísmico	Condición permanente	Condición temporal
Horizontal	K_H	$2/3 * K_H$
Vertical	$\pm 2/3 * K_H$	$\pm 1/2 * K_H$

2.2.1.4. Criterio para entibación

Se debe mantener para posibles entibaciones de edificaciones cercanas al talud, deformaciones mínimas. Para esto se establece un criterio de que ninguna fundación o estructura existente este dentro de la cuña de falla con un factor de seguridad menor que 2, según un análisis con método de estabilidad en condición estática. Se denomina zona deformable al espacio dentro de la cuña de falla menor que 2 (Figura 2.13). A su vez, la zona estable comienza inmediatamente después de la cuña de falla mencionada.

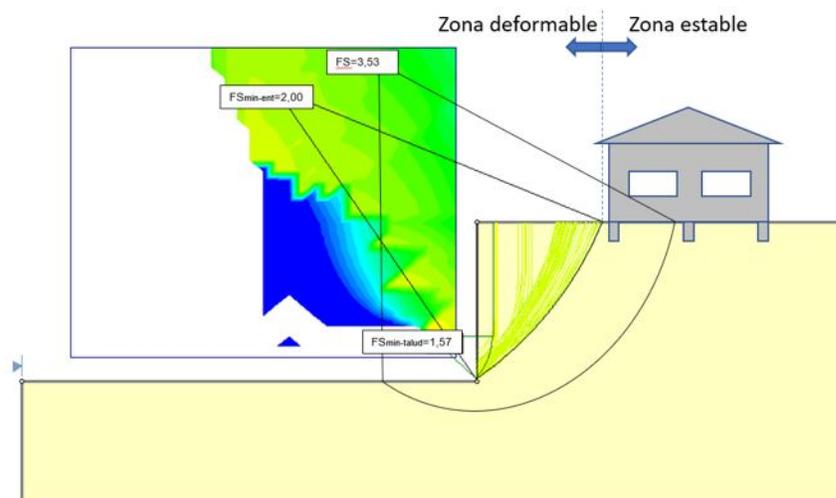


Figura 2.13: Separación mínima de fundaciones existentes a bordes de taludes, tomada de Proyecto Modificación Norma prNCh 3206.

2.2.1.5. Análisis de estabilidad mediante modelación por Tensión-Deformación

Según el Proyecto Modificación Norma prNCh 3206, es aceptable utilizar el empleo de un análisis de tipo *shear strength reduction* (SSR) o de reducción de resistencia al corte (Griffiths & Lane, 1999), para la verificación o confirmación de un análisis de equilibrio límite mediante el método de las dovelas.

2.3. Modelamiento en GEOSTUDIO

El programa Geostudio es un software integrado para modelamiento de estabilidad de taludes, deformación de suelos y transferencias de calor y masa en suelos y rocas. El software permite realizar un análisis combinado de diferentes productos incluidos en Geostudio, dentro de un modelo único. Estos análisis tienen la capacidad de ser resueltos en paralelo, permitiendo múltiples análisis a la vez, resultando en un gran ahorro de tiempo.

La variedad de programas que se incluyen en Geostudio son: SLOPE/W, SEEP/W+SEEP3D, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W+TEMP3D, AIR/W, CTRAN/W y BUILD3D. Donde el software SLOPE/W se centra especialmente en la estabilidad de taludes de suelos y rocas.

El software SLOPE/W presenta un acercamiento a un análisis mucho más amplio y complejo de problemas en la estabilidad de taludes. Este programa además tiene una interfaz gráfica tipo CAD que permite dibujar la geometría de forma manual. Adicionalmente aparte de incluir el valor del factor de seguridad, incluye una vista gráfica detallada de las fuerzas actuando en la masa deslizante u otra variedad de parámetros dándole sustento visual al cálculo de la estabilidad de taludes.

Los componentes básicos que definen al programa se presentan en estas 5 herramientas del software:

- Geometría: Descripción de la estratigrafía y formas de potenciales superficies de deslizamientos.
- Resistencia del Suelo: Parámetros usados para describir la resistencia del material del terreno.
- Presión de poros: Medios para definir las condiciones de la presión de poros.
- Refuerzo o interacción suelo-estructura: anclas, pilotes, paredes, etc.
- Cargas impuestas: sobrecargas o cargas dinámicas en base a terremotos.

2.3.1. Métodos de equilibrio límite

Para el análisis de métodos de equilibrio límite, el programa utiliza principalmente métodos basados en el procedimiento de discretizar la masa deslizante en dovelas. En la Figura 2.14 se presenta un talud típico dividido en dovelas, junto con las posibles fuerzas actuando sobre la dovela. Se presentan tanto fuerzas de corte como normales, similar a lo presentado en la Figura 2.5.

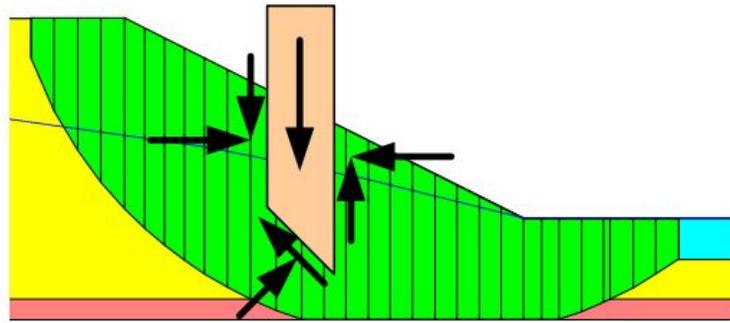


Figura 2.14: Dovela típica y fuerzas sobre la dovela en SLOPE/W, tomada de Stability Modeling with SLOPE/W (2012).

El software de SLOPE/W tiene programado los siguientes métodos de equilibrio límite. Donde en la Figura 2.15.a se muestra cual equilibrio mecánico satisfacen y en la Figura 2.15.b como están definidas las fuerzas normales y cortantes entre dovelas de cada método. Lo que se condice con lo explicado en el Punto 2.1.

Method	Moment Equilibrium	Force Equilibrium
Ordinary or Fellenius	Yes	No
Bishop's Simplified	Yes	No
Janbu's Simplified	No	Yes
Spencer	Yes	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes
Corps of Engineers – 1	No	Yes
Corps of Engineers – 2	No	Yes
Lowe-Karafiath	No	Yes
Janbu Generalized	Yes (by slice)	Yes
Sarma – vertical slices	Yes	Yes

(a) Tipo de equilibrio mecánico satisfecho.

Method	Interslice Normal (E)	Interslice Shear (X)	Inclination of X/E Resultant, and X-E Relationship
Ordinary or Fellenius	No	No	No interslice forces
Bishop's Simplified	Yes	No	Horizontal
Janbu's Simplified	Yes	No	Horizontal
Spencer	Yes	Yes	Constant
Morgenstern-Price	Yes	Yes	Variable; user function
Corps of Engineers – 1	Yes	Yes	Inclination of a line from crest to
Corps of Engineers – 2	Yes	Yes	Inclination of ground surface at top of slice
Lowe-Karafiath	Yes	Yes	Average of ground surface and slice base inclination
Janbu Generalized	Yes	Yes	Applied line of thrust and moment equilibrium of slice
Sarma – vertical slices	Yes	Yes	$X = C + E \tan \phi$

(b) Relación de fuerzas entre dovelas.

Figura 2.15: Lista de métodos de equilibrio límite disponibles en SLOPE/W, tomadas de Stability Modeling with SLOPE/W (2012)

2.3.2. Formas de superficies de deslizamiento

Debido a la gran cantidad de formas y tamaños que se pueden generar a la hora de buscar la condición crítica de superficie de falla (Figura 2.2), se hace necesario el uso de software para reducir considerablemente el tiempo de la elección de la superficie de falla.

Se presentan varios métodos para definir fallas, sus formas y sus dimensiones en el programa SLOPE/W, las cuales son los siguientes: Grilla y radio para deslizamientos circulares, superficies de deslizamiento compuestas, superficies de deslizamiento totalmente especificadas, superficies de deslizamiento especificada como bloque y especificación de entrada y salida.

2.3.2.1. Entrada y salida especificados

Esta forma de definir la superficie de deslizamiento se basa en la elección de localizaciones específicas. Donde se escoge un lugar donde las superficies de falla probablemente entrarán a la superficie del suelo y otra posición donde estas saldrán.

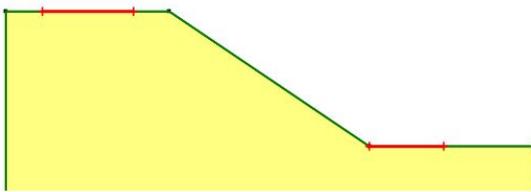


Figura 2.16: Áreas de entrada y salida para superficies de deslizamiento, tomada de Stability Modeling with SLOPE/W (2012)

En la Figura anterior se muestran como en un talud arbitrario se marcan dos líneas rojas sobre la superficie del suelo. Estas líneas representan la entrada y salida de la superficie de deslizamiento. Se puede especificar cuantas entradas y salidas se quieren por línea detallando en el programa el número de incrementos que se quieren en el rango. Por ejemplo, especificando 10 incrementos en el rango de la entrada se generan 11 entradas.

De forma detallada, el programa genera la superficie conectando un punto de la área de entrada junto con otro punto del área de salida para formar una línea (Figura 2.17). En el punto medio de esta línea, se crea una perpendicular. Dependiendo de la cantidad de puntos de radio elegidos, se toma uno de ellos a lo largo de la línea perpendicular y se crea el tercer punto para la formación de un círculo. La cantidad de puntos de radios se pueden incrementar de la misma forma que las entradas y salidas, especificando la cantidad de incrementos de radio.

El programa controla las localizaciones de los puntos de radio para evitar que el círculo no sea una línea recta ni que el ángulo de entrada del círculo de deslizamiento no sea mayor que 90 grados.

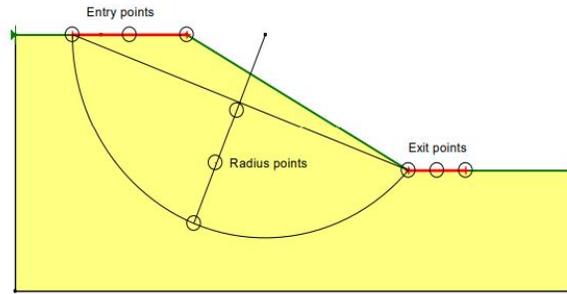


Figura 2.17: Esquema de la entrada y salida de la superficie de deslizamiento, tomada de Stability Modeling with SLOPE/W (2012)

2.4. Modelamiento en Plaxis 3d

2.4.1. Plaxis 3D

Plaxis 3D es un programa de elementos finitos que se desarrolla y enfoca en análisis tri-dimensionales de estabilidad, deformación y flujo de agua subterráneo para suelos y rocas. Además de interacciones entre suelos y estructuras, tales como edificios, pilotes, entibaciones, fundaciones, muros, etc. El programa tiene como objetivo proveer una herramienta práctica de análisis para ingenieros geotécnicos que no se especializan en métodos numéricos.

En el contexto del diseño de taludes de excavación, el programa tiene las siguientes características para su modelamiento:

- La interfaz del programa está basada en tipo CAD, lo que permite un modelamiento detallado de la geometría de suelos, estructuras, cargas, condiciones de borde y etapas de una construcción.
- Variados modelos constitutivos de suelos se incluyen en el software, tales como Mohr Coulumb, Hoek Brow, Hardening soil, etc.
- Se permiten establecer varios tipos de carga, ya sea puntuales, superficiales, lineales. Así como también estáticas y dinámicas. Estas se pueden activar dependiendo de la etapa constructiva de la estructura.
- Se permite generar a través del modelo realizado, una malla por elementos finitos. Existen opciones globales y locales de refinamiento del mallado.
- Se utiliza el concepto de factor de seguridad para análisis de estabilidad de taludes. Plaxis utiliza el método de *phi-c reduction* para obtenerlo.
- Posibilidad de inclusión de análisis pseudo-estático y dinámico a través del uso de aceleración efectiva y registros dinámicos respectivamente.

2.4.2. Modelos constitutivos

En particular, el programa Plaxis 3D contiene varios modelos constitutivos de los que se pueden hacer uso para caracterizar parámetros de suelos como el clásico y simple modelo

de Mohr-coulomb. Pero para obtener comportamientos y aplicaciones geotécnicas más completas y apegadas a la realidad se requieren modelos de suelos y rocas más avanzados, que integren y simulen características no-lineales, anisotrópicas o dependientes del tiempo.

Se presenta la Tabla 2.18, con una comparativa entre algunos modelos constitutivos, donde se califican según su aplicación.

Model	Foundation	Excavation	Tunnel	Embankment	Slope	Dam	Offshore	Other
Linear Elastic model	C		C					
Mohr-Coulomb model	C	C	C	C	C	C	C	C
Hardening Soil model	B	B	B	B	B	B	B	B
HS small model	A	A	A	A	A	A	A	A
UBC3D-PLM model*	B	B	B	B	B	B	B	B

Figura 2.18: Comparación y competencia de modelos constitutivos para distintos tipos de aplicaciones, tomada de Plaxis 3D 2012 Material Models Manual (2017)

En particular para el caso de los taludes de excavación, la mejor opción a ocupar es el modelo constitutivo *Hardening Soil with small-strain stiffness* (HS-Small). Este es el más recomendable para taludes y para excavaciones, ambas aplicaciones con una calificación A (Tabla 2.18).

2.4.2.1. Modelo Hardening Soil

Es un modelo constitutivo elasto-plástico hiperbólico que considera dos tipos de endurecimiento, uno llamado endurecimiento de corte y otro por compresión. el primero es usado para modelar deformaciones irreversibles debido a la carga desviadora primaria. en cambio el endurecimiento de compresión es usado para modelar deformaciones plásticas irreversibles debido a la compresión primaria en cargas edométricas y cargas isotópicas. Este modelo avanzado puede simular el comportamiento de diferentes tipos de suelo, ya sean suelos rígidos o suaves (Shanz, 1998).

El concepto básico del cual se basa el modelo Hardening Soil nace de una relación propuesta por Kondner (1963). Para un suelo que es sujeto a una carga desviadora primaria, este presenta un decrecimiento de su rigidez y desarrolla simultáneamente deformaciones plásticas irreversibles. Si se trata del caso de un ensayo de carga tri-axial drenado, se forma una relación entre la deformación vertical (ϵ_1) y el esfuerzo desviador (q) que puede ser bien aproximado por una trayectoria hipérbola de esfuerzo-deformación. Esta relación es posteriormente usado en el modelo hiperbólico por Duncan & Chang (1970). Aunque el modelo Harnening Soil reemplaza de una manera al modelo hiperbólico en la medida que el primero usa la teoría de plasticidad en vez de la teoría elástica, incluye la dilatación del suelo y por ultimo usa una superficie de fluencia variable.

El primer paso para la formulación del modelo, es la relación hiperbólica entre la deformación vertical (ϵ_1) y el esfuerzo desviador (q). Se aproxima la curva de fluencia esfuerzo-deformación

en ensayos tri-axiales drenados de la siguiente forma:

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (2.30)$$

Esta ecuación es valida para:

$$q < q_f \quad (2.31)$$

Donde:

ϵ_1 : Deformación vertical unitaria.

q_a : Valor asintótico del esfuerzo de corte.

q_f : Esfuerzo desviador último.

E_i : Modulo de deformación inicial.

q: Esfuerzo desviador.

A su vez la Rigidez inicial E_i depende del parámetro E_{50} de la siguiente forma:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.32)$$

Este parámetro E_{50} corresponde al módulo de deformación dependiente del esfuerzo de confinamiento para carga primaria en el ensayo tri-axial y esta dado por:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (2.33)$$

Donde:

E_{50}^{ref} : Módulo de deformación secante para un 50 % del esfuerzo desviador último correspondiente a una presión de confinamiento de referencia p^{ref} .

p^{ref} : Presión de confinamiento de referencia. En Plaxis el valor por defecto es de 100.

m: Factor que expone la dependencia del módulo de deformación E_{50} con la presión de confinamiento.

Para el valor m, a modo de simular un comportamiento de la compresión logarítmica, este puede tomarse desde un rango de [0.5-1] (von Soos, 1990). Así como también para arcillas suaves el valor de 1 es el más acorde (Jambu, 1963), mientras que para limos y arenas el valor de 0.5 corresponde más.

De la ecuación 2.30 y 2.31, los parámetros de el esfuerzo desviador último q_f y el valor asintótico del esfuerzo de corte q_a , se definen a continuación:

$$q_f = (c \cdot \cot(\phi) - \sigma'_3) \frac{2 \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (2.34)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.35)$$

Donde:

R_f : Radio de falla, se considera 0.9 para un configuración por defecto.

c : Cohesión.

ϕ : Ángulo de fricción interna.

σ'_3 : Presión de confinamiento efectiva, se considera negativa para efectos de uso en Plaxis.

El valor del esfuerzo desviador último se deriva del modelo constitutivo Mohr-Coulomb. El criterio de falla se satisface cuando el valor de $q=q_f$, en ese momento ocurre la fluencia perfectamente plástica.

En el caso que se tengan comportamientos provocados por tensiones de recarga y descarga, se define otro módulo de deformación, E_{ur} , el cual se define como:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (2.36)$$

Donde:

E_{ur}^{ref} : Módulo de deformación descarga y recarga correspondiente a la presión de referencia p^{ref}

En casos prácticos. en general se utiliza el valor de E_{ur}^{ref} como tres veces el valor de E_{50}^{ref} . En el caso del programa Plaxis, este es el valor por defecto.

Se muestra como resumen, el gráfico esfuerzo-deformación con los principales módulos de deformación descritos anteriormente.

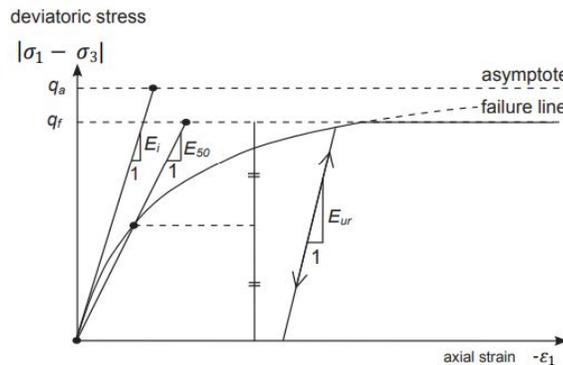


Figura 2.19: Relación hiperbólica Esfuerzo-deformación en carga primaria para un ensayo tri-axial drenado estándar, tomada de PLAXIS 3D Material Models Manual(2022)

Adicionalmente se presenta la siguiente figura, donde se muestran los parámetros de E_{50}^{ref}

y E_{ur}^{ref} en ensayos tri-axiales drenados:

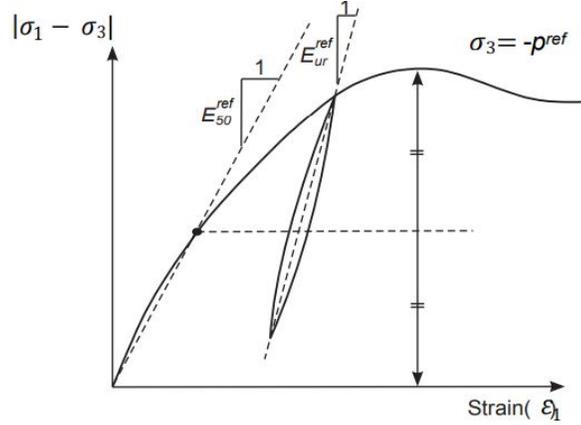


Figura 2.20: Definición de E_{50}^{ref} y E_{ur}^{ref} en ensayos tri-axiales drenados, tomada de PLAXIS 3D Material Models Manual(2022)

Cabe mencionar que los parámetros mostrados en la figura 2.19 también pueden ser expresados por la ley de Hooke de elasticidad isotrópica. Esta permite relacionar el módulo de deformación (E) con el módulo de Corte (G):

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (2.37)$$

Donde:

ν : Módulo de Poisson.

Esta relación se puede utilizar también con el módulo de deformación en recarga y descarga E_{ur} , ya que este cuenta como comportamiento elástico real:

$$E_{ur} = 2(1 + \nu_{ur})G_{ur} \quad (2.38)$$

Donde:

ν_{ur} : Módulo de Poisson de recarga y descarga.

G_{ur} : Módulo de Corte de recarga y descarga.

A diferencia de los dos módulos anteriores, el módulo de deformación secante E_{50} no proviene de un concepto de elasticidad. Por lo que no existe relación entre E_{50} y el módulo de Corte G_{50} .

Adicionalmente a los módulos de deformación descritos anteriormente, se presenta el parámetro E_{oed} , el cual corresponde al módulo de de deformación edométrico para compresión unidimensional.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos(\phi) - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin(\phi)}{c \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (2.39)$$

Donde:

E_{oed} : Módulo de deformación tangente obtenido del ensayo edométrico.

E_{oed}^{ref} : Módulo de deformación tangente para un esfuerzo vertical de p^{ref} .

K_0^{nc} : Coeficiente de empuje en reposo para suelos normalmente consolidados.

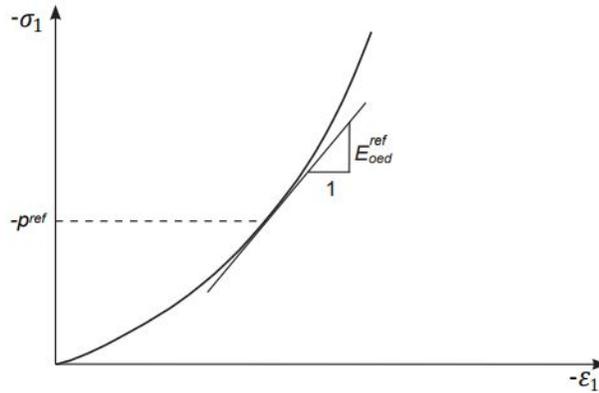


Figura 2.21: Definición de E_{oed}^{ref} de ensayos edométricos, tomada de PLAXIS 3D Material Models Manual(2022)

En el caso del parámetro K_0^{nc} , de coeficiente de empuje en reposo para suelos normalmente consolidados, este es definido de forma estándar en el programa Plaxis como:

$$K_0^{nc} = 1 - \sin(\phi) \quad (2.40)$$

Aun así, a pesar de este valor estándar, se pueden utilizar otras correlaciones por autores.

2.4.2.2. Hardening Soil model with small-strain stiffness (HS-Small)

A partir de lo descrito en la anterior Punto 2.4.2.1, se puede establecer que el modelo original Hardening Soil considera un comportamiento elástico en suelos durante efectos de recarga y descarga. Sin embargo, en realidad, los rangos de deformación donde el suelo se puede considerar verdaderamente elástico son muy pequeños.

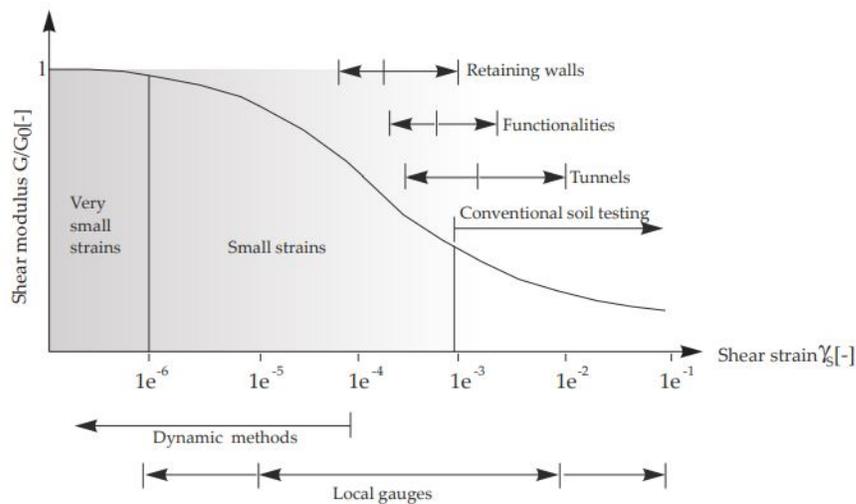


Figura 2.22: Curva de Modulo de corte vs deformación angular con rangos de deformación típicos para ensayos de laboratorio y estructuras, tomada de PLAXIS 3D Material Models Manual(2022)

En la Figura 2.22, se puede observar como a pequeñas variaciones de la deformación angular (γ_s), disminuye claramente la rigidez y el módulo de corte de forma no-lineal. Por lo que se hace visible la necesidad de modificar el modelo Hardening Soil, para que tome en cuenta la reducción no-lineal de la rigidez para pequeñas deformaciones. Se genera así el modelo *Hardening Soil model with small-strain stiffness* (HS-Small), que funciona como una expansión del modelo original e incorpora los efectos de decrecimiento. Este modelo permitirá describir el comportamiento histéretico de suelo para cargas cíclicas de descarga y recarga, así como también, los efectos de las pequeñas deformaciones en los módulos de corte en, por ejemplo, análisis dinámicos.

El modelo HS-Small considera todos los parámetros mencionados anteriormente en el punto (2.4.2.1), además, de dos nuevos relacionados con la variación de la rigidez por pequeñas deformaciones:

- G_0 : Módulo de corte inicial o para muy pequeñas deformaciones.
- $\gamma_{0.7}$: Deformación angular, donde el módulo de corte secante (G_s) es reducido alrededor del 70 % del módulo de corte inicial G_0 .

Una relación matemática que describe la curva de esfuerzo-deformación para pequeñas deformaciones es la propuesta por Hardin & Drnevich (1972), que adecua la curva a una hipérbola simple:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (2.41)$$

Donde γ_r , la deformación angular límite esta dada por:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (2.42)$$

Donde:

τ_{max} : Esfuerzo de corte máximo de falla.

Debido a que las deformaciones tienden a ser grandes por el efecto de llegar al fallo, se utiliza una deformación angular límite menor, menos propuesta a errores. Santos & Correia (2001), sugirieron el uso de una deformación angular de $\gamma_r = \gamma_{0.7}$, donde el módulo de corte secante G_s es reducido a alrededor del 70 % de su valor inicial G_0 . La modificación se presenta como:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (2.43)$$

Debido a la llegada de la degradación de la deformación a dominio plástico, se hace necesario definir una cota inferior G_{ur} . Esta cota fue determinada por ensayos de laboratorio y esta dada por:

$$G_t \geq G_{ur} \quad (2.44)$$

La cota G_{ur} corresponde al módulo de corte para recarga y descarga y depende de paráme-

tros de materiales como el módulo de deformación E_{ur} y el coeficiente de poisson ν_{ur} . Este parámetro G_{ur} , depende además del valor de G_t , que puede ser definido como el módulo de corte tangente. Ambos, están descritos por las siguientes ecuaciones:

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (2.45)$$

$$G_t = \frac{E_t}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (2.46)$$

Además de estos módulos de corte, la deformación angular $\gamma_{cut-off}$ relacionada con la cota inferior G_{ur} , puede ser definida como:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7} \quad (2.47)$$

A partir de esta deformación angular, todos los valores de G_t que están por debajo de la cota inferior G_{ur} , se consideran constante e iguales a este último valor.

Se presentan los parámetros para el completo y correcto uso del modelo Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HS-Small):

Tabla 2.7: Parámetros para modelo constitutivo Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HS-Small), obtenidos de PLAXIS 3D Material Models Manual (2022).

Parametros necesarios para modelo constitutivo Hardening Soil		
Parametro	Parametros de criterio de falla Modelo Mohr-Coulomb	Unidad
c	Cohesión (efectiva)	[kN/m ²]
ϕ	Ángulo de fricción interna	[°]
ψ	Ángulo de dilatancia	[°]
Parámetros básicos para Rigidez del Suelo		
E_{50}^{ref}	Modulo de deformación secante in ensayo tri-axial drenado estandar	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	Modulo de deformación para carga primaria en ensayo edométrico	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	Modulo de deformación para carga y recarga	[kN/m ²]
m	Potencia de la dependencia rigidez-tensión	[-]
Parámetros avanzados		
ν_{ur}	Modulo de Poisson para recarga-descarga	[-]
p^{ref}	Tensión de referencia para modulos de deformación (100 por defecto)	[kN/m ²]
K_0^{NC}	Valor de K_0 para suelos normalmente consolidados	[-]
R_f	Razón de falla q_f/q_a (0.9 por defecto)	[-]
e_{ini}	Indice de vacio inicial	[-]
Parametros adicionales para modelo constitutivo Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HS-Small)		
G_0^{ref}	Modulo de corte de referencia para pequeñas deformaciones	[kN/m ²]
$\gamma_{0.7}$	Deformación angular donde $G_s=0.722G_0$	[-]

2.4.3. Análisis de estabilidad

2.4.3.1. Método de reducción de resistencia al cortante (*phi/c reduction*).

En Plaxis 3D se encuentra disponible un tipo de cálculo llamado cálculo de seguridad (*Safety calculation*). Este se enfoca en cálculos de análisis de estabilidad donde se computan factores de seguridad globales. En particular el programa utiliza el método de reducción de resistencia al cortante (SSR), como *phi/c reduction*.

El calculo de seguridad se enfoca en que parámetros de resistencia al corte, $\tan(\phi)$ y c , son reducidos sucesivamente hasta que ocurre el fallo de la estructura.

El método considera como factor de seguridad la siguiente ecuación, que se deriva de la ecuación 2.1:

$$FS = \frac{S_{m\acute{a}xima\ disponible}}{S_{necesaria\ para\ equilibrio.}} \quad (2.48)$$

Donde S representa la resistencia al corte. La razón entre la resistencia real y la resistencia mínima para llegar al equilibrio, corresponde al factor de seguridad. Al utilizar la condición estándar de Mohr-Coulomb, el factor de seguridad se puede escribir de la siguiente forma:

$$FS = \frac{c - \sigma_n \tan\phi}{c_r - \sigma_n \tan\phi_r} \quad (2.49)$$

Donde c y ϕ corresponden a parámetros de resistencia ingresados en Plaxis 3D y σ_n corresponde a la fuerza normal. Los parámetros c_r y ϕ_r son los parámetros de resistencia reducidos necesarios para mantener el equilibrio en la estructura. Se utiliza la ecuación anterior (2.49) como principio para calcular el factor de seguridad global. Según este enfoque, la cohesión c y la tangente del ángulo de fricción interna $\tan(\phi)$ son reducidos en la misma proporción de la siguiente forma:

$$\sum Msf = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_r} = \frac{c}{c_r} = \frac{S_{m\acute{a}xima\ disponible}}{S_{necesaria\ para\ equilibrio.}} \quad (2.50)$$

El multiplicador $\sum Msf$ es usado para definir el valor de los parámetros de resistencia de suelo y controlar su reducción. El valor de $\sum Msf$ comienza en 1 para empezar el cálculo con todas las resistencias de los materiales establecidas en sus valores iniciales.

Los resultados principales que da el calculo de seguridad Safety calculation son el mecanismo de falla y el valor de $\sum Msf$, que corresponde al factor de seguridad. Entonces el factor de seguridad es definido como el valor de $\sum Msf$ al fallo:

$$FS = Valor\ de\ \sum Msf\ al\ fallo = \frac{S_{m\acute{a}xima\ disponible}}{S_{necesaria\ para\ equilibrio.}} \quad (2.51)$$

2.5. Caracterización de suelos

Se trabajara con distintos tipos de suelos presentes en la zona central de Chile según su granulometría: Gravas, Finos y Arena.

2.5.1. Antecedentes

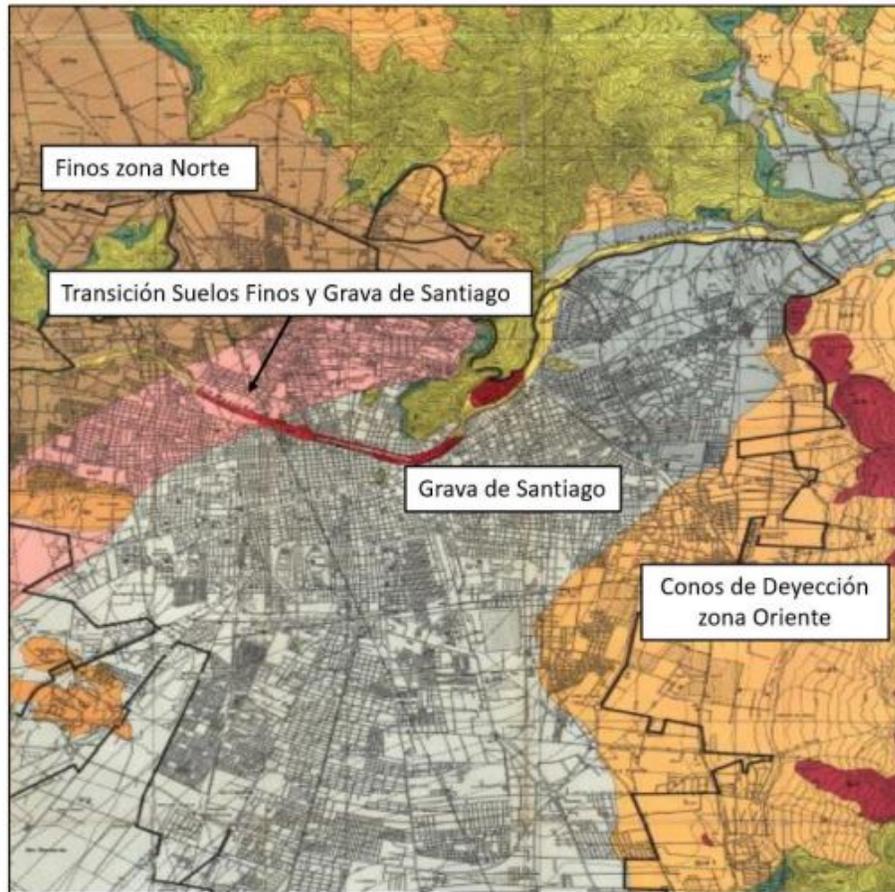
La cuenca de Santiago corresponde a la mayor parte de la depresión intermedia de la Región Metropolitana, se extiende por una distancia de alrededor de 35 kilómetros de este a oeste entre la Cordillera de Los Andes y la Cordillera de la Costa. La cuenca esta formada por un estimado de 400 metros de sedimento proveniente de la erosión de las montañas colindantes, siendo principalmente transportados por los ríos Mapacho y Maipo (Valenzuela, 1978).

La Gravas de Santiago corresponden a una unidad geomorfológica descrita por depósitos fluviales. La unidad, está compuesta por dos estratos según el orden de sedimentación producido. A una profundidad de 5 a 8 metros se presenta un estrato superficial conocido como segunda depositación. El estrato que esta por debajo corresponde a la primera depositación.

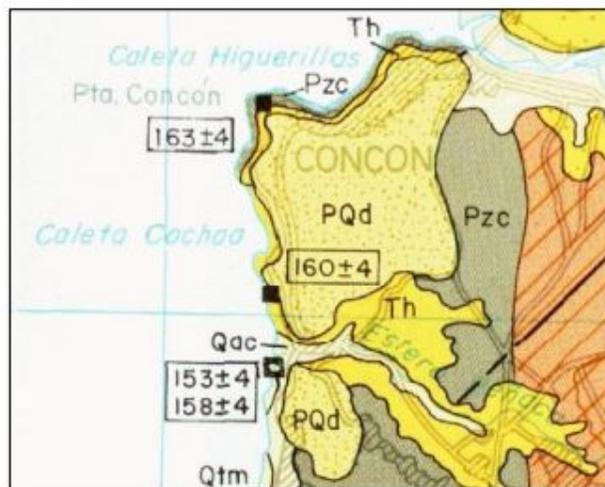
En relación con los suelos finos a estudiar, las Arcillas de sector Oriente forman parte de la unidad geomorfológica llamada conos de deyección. Estos conos son acumulaciones sedimentarias en pies de quebradas provocadas por flujos esporádicos.

Finalmente, los suelos Arenas de Conón corresponden a la unidad geológica superficial de sedimentos eólicos pleistocénicos. La Figura 2.23.b presenta la unidad con la simbología “PQd”.

Se presentan las Figuras 2.23.a y 2.23.b con la ubicación de cada unidad geomorfológica.



(a) Unidades geomorfológicas de la Cuenca de Santiago, tomada de Cerda (2020).



(b) Extracto Mapa geológico Quillota Portilla, sector Concón y Reñaca, tomada de Cerda (2020).

Figura 2.23: Ubicación unidades geomorfológicas de suelos.

Para el diseño de taludes se utilizarán los suelos mencionados anteriormente, donde los parámetros geotécnicos se obtuvieron de las memorias de Sebastian Cerda (2020), Martín Aravena (2020) y Felipe Salas (2018).

2.5.2. Gravas de Santiago

La obtención de la caracterización geotécnica relacionada con las Gravas de Santiago proviene del trabajo de investigación de Salas (2018).

El trabajo realizado por Salas (2018), consistió en el monitoreo y análisis dinámico de Pilas discontinuas apoyadas con dos líneas de anclajes de tierra, en dos diferentes excavaciones profundas en la comuna de Las Condes. La primera obra corresponde al edificio Britania, ubicado en Av. Balmoral con Los Militares. La segunda, el edificio Parque Oriente, ubicado en Av. Cerro el Plomo con Av. Alonso de Córdova. Para el monitoreo, se instrumentaron algunas de las pilas con inclinómetros y adicionalmente se utilizó una placa de carga.

Salas (2018) genera parámetros para calibrar un modelo constitutivo elasto-plástico, más específicamente el modelo Hardening Soil Small. Para esto utiliza parámetros rescatados de bibliografía, resultados de ensayos de laboratorio y geofísicos y comparaciones con caracterizaciones previas del suelo de estudio y otros suelos con granos gruesos.

Salas (2018) realiza una caracterización de laboratorio de una muestra de suelo extraída del fondo del edificio Britania. A partir de esta, realizó una comparación con el material recopilado de ensayos in-situ a larga escala de Kort (1979) en grava de Santiago. En cuanto a la curva granulométrica, la distribución del tamaño de partículas es similar, con un contenido de finos menor al 6%. Los que son clasificados como arcilla o limos de baja plasticidad y la fracción de mayor tamaño como Grava bien graduada.

Adicionalmente, a partir de la muestra, Salas (2018) realiza 2 diferentes ensayos triaxiales de corte directo drenado (CID) con las mismas condiciones de densidad que Kort (1979), por el método de gradación paralela. La comparación entre resultados de los ensayos triaxiales muestra un comportamiento dilatante para ambos casos, con diferencias esperables debido a la forma en que se realizó cada ensayo.

Salas (2018) también realizó ensayos de corte cíclicos de columna resonante (RC) y ensayo de corte torsional (TS). Se compararon los resultados con Rollins (1998), los cuales fueron muy similares para grava bajo el mismo confinamiento.

Se utilizó un análisis de ondas superficiales de Rayleigh para caracterizar el suelo en bajas deformaciones. Este método deduce la velocidad de onda de corte (V_s). Se presenta la Figura 2.24, con el perfil de velocidad de onda de corte según la profundidad del suelo.

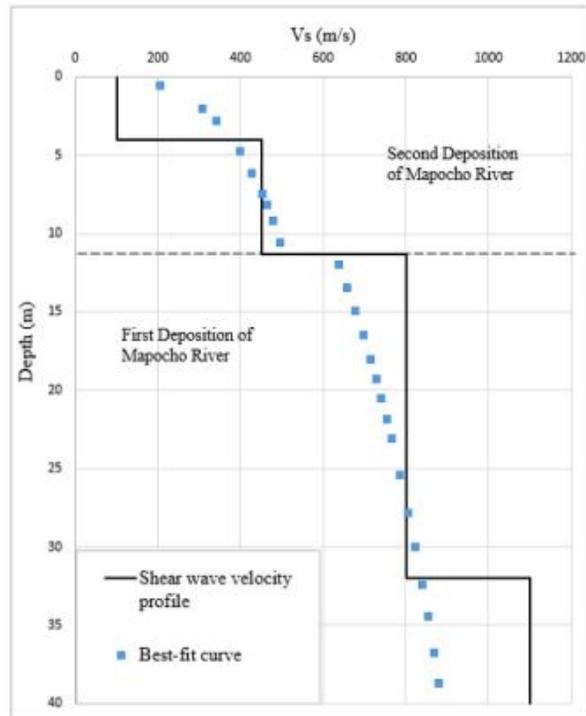


Figura 2.24: Perfil de velocidad de onda de Corte en profundidad, tomada de Salas(2018)

Salas (2018), para el análisis dinámico de pilas decide utilizar un modelo de elementos finitos en Plaxis, considerando 11.3 [m] de profundidad de la 2° depositación de Grava de Santiago, con el estrato inferior conformado de 1° depositación. Esto según lo obtenido a partir del perfil de velocidad de onda de corte (Figura 2.24). Cabe destacar que a partir del perfil, el $V_{s30}=581$ [m/s].

De los resultados del análisis dinámico en base al modelo constitutivo HS-Small de Gravas se generan desplazamientos laterales. Los cuales, Salas (2018), compara con las mediciones obtenidas de la instrumentación de pilas en obras. Se presenta la Figura 2.25, donde se observan los desplazamientos laterales resultantes, los que presentaron una buena concordancia entre curvas.

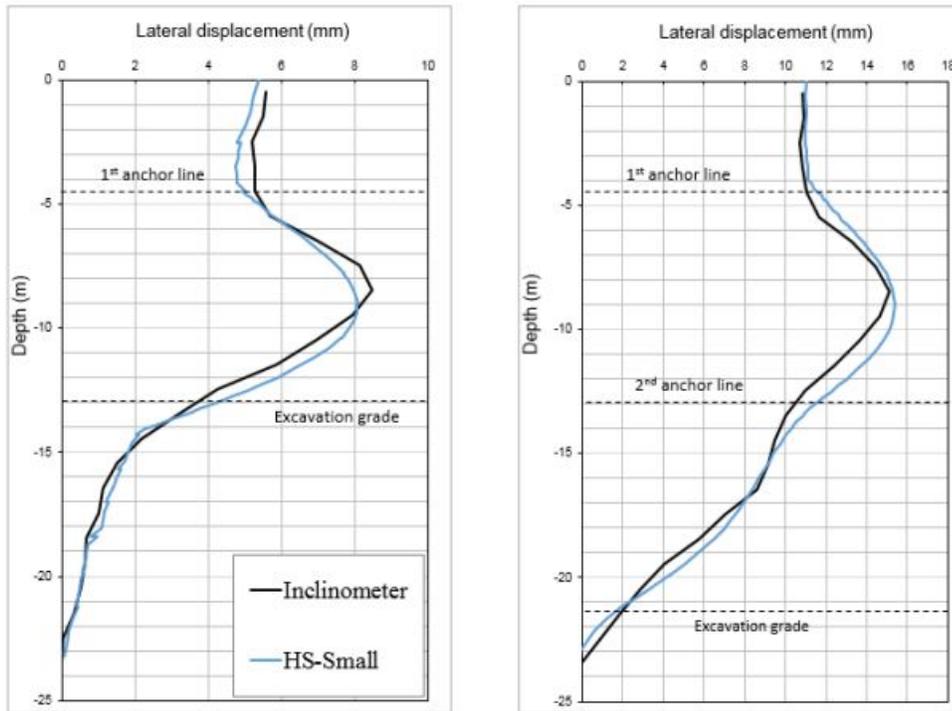


Figura 2.25: Desplazamiento lateral vs. Profundidad de pilas; Comparación resultados inclinómetros y modelo de elementos finitos con parámetros constitutivos HS-Small en Plaxis, tomada de Salas(2018)

Finalmente los parámetros constitutivos generados por Salas (2018) para Gravas de Santiago, se encuentran en la Tabla 4.3.

2.5.3. Arcillas del sector oriente de Santiago

Para la caracterización geotécnica de suelos arcillosos, se toman los estudios y análisis presentados en la memoria de Aravena (2020).

En su memoria, Aravena (2020) trabaja con el comportamiento sísmico de entibaciones en 3 obras inmobiliarias, los edificios Green Park, Premio Nobel y Macul sobre la zona de estudio de suelos finos del sector oriente de Santiago. Donde se realiza un monitoreo de 3 entibaciones instrumentadas a través de inclinómetros y placas de carga. Los casos de estudio se ubican específicamente en el sector de la intersección de Av. Macul con Av. Quilín, conocido como Punta de Rieles, en la comuna de Macul.

Para iniciar su análisis, Aravena (2020) recompila estudios realizados en suelos finos del sector oriente. En estos estudios se determinaron parámetros de los suelos tales como las propiedades índice y mecánicas/resistentes tales como cohesión (c), ángulo de fricción interna (ϕ), resistencia a la compresión (q_u), peso específico (γ), entre otros.

La recopilación realizada por Aravena (2020) desvela una situación homogénea en los suelos finos del sector oriente, en la que sus características se comportan de manera similar al pertenecer a un origen geológico en común y propiedades índice con poca desviación entre ellas.

Pese a esto, Aravena (2020) menciona, que los parámetros recopilados pueden tener variaciones de resistencia al corte aun en probetas ensayadas con el mismo origen. Esto debido a que estas fueron depositadas a través de capas de aluviones . Por lo que realiza adicionalmente un estudio característico del suelo de estudio para evitar el problema.

Aravena (2020) utiliza 27 informes de mecánica de suelos realizados en suelos finos del sector oriente de Santiago. Esto para formar un rango de valores que sirva para ubicar los parámetros a calibrar de cada obra estudiada en específico.

Mediante un *back-analysis*, permite calibrar parámetros relacionados con la respuesta cíclica y en descarga del suelo: G_0 , E_{ur} y $\gamma_{0.7}$. Esto se logra a través de una simulación de ensayo de Placa de Carga Horizontal Cíclico en Plaxis 3D, dejando como parámetros fijos los recopilados de los datos bibliográficos del suelo. Con estos parámetros logra obtener un modelo constitutivo referencial basado en HS-Small.

A partir de las deformaciones obtenidas de la instrumentación de entibaciones en cada obra, se calibran los parámetros constitutivos por medio de un proceso iterativo de comparación entre los resultados de instrumentación y la modelación. La calibración se centró en los parámetros de E_{50} y K_0 , los cuales se relacionan directamente con las deformaciones.

Como la calibración de parámetros geotécnicos resultan con ligeras variaciones entre las 3 edificaciones estudiadas, para efectos de este trabajo de memoria de título, se utilizarán los parámetros constitutivos de la obra en el edificio Green Park, los cuales se muestran en el Tabla 4.3.

Se muestra la Figura 2.26 de comparación de deformaciones entre el modelo en Plaxis 3D con parámetros calibrados y la pila instrumentada del edificio Green Park, donde se observan diferencias de menos de 1 [mm]. Por lo que las deformaciones no son significativas y el rango de deformación es aceptable.

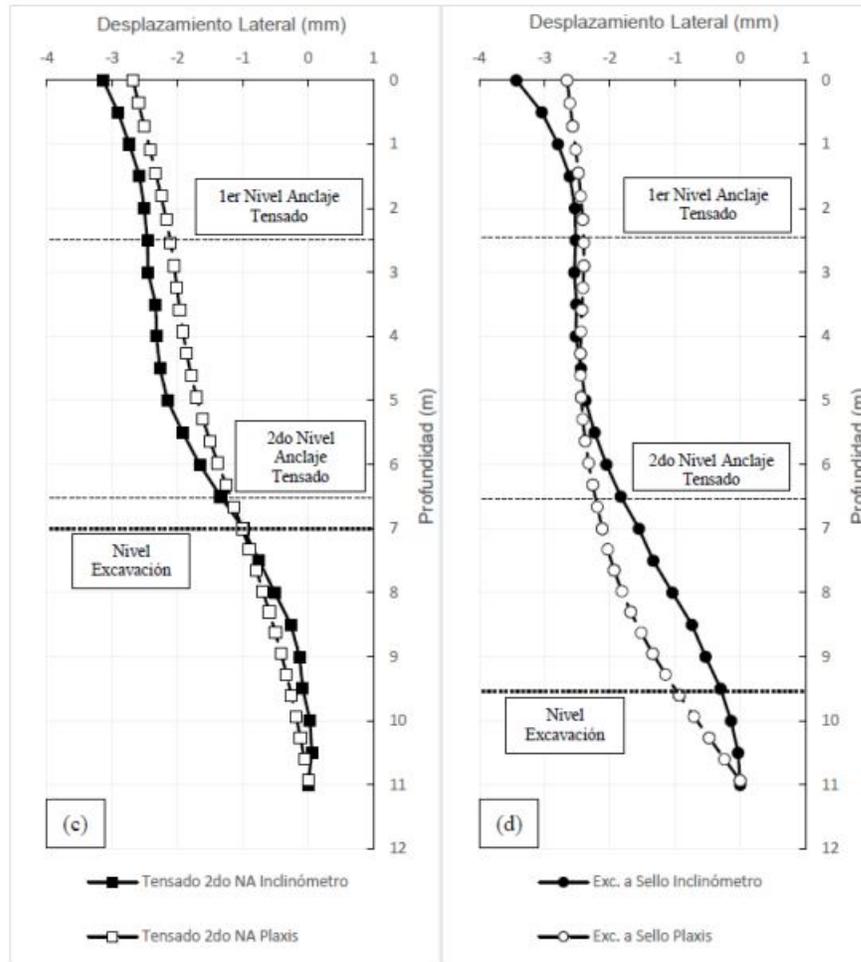


Figura 2.26: Comparación de deformación lateral obtenida por inclinometría y modelos de en Plaxis 3D para diferentes niveles de excavación en Edificio Green Park, tomada de Aravena(2020)

Para confirmar que los parámetros son concordantes, Poblete (2004) menciona una relación entre los E_{ur}/E_{50} que debe encontrarse entre 4 y 15. Aravena (2020) logra una relación de 7, que esta dentro del rango.

Para las instrumentaciones de los tres edificios de estudio, se utilizaron diferentes estratigrafías derivadas de las diferentes empresas que realizaron los informes de mecánica de suelos. Aún así se puede definir hasta los 25 [m] de profundidad un estrato homogéneo de suelos finos que comparte propiedades.

Para el análisis dinámico de entibaciones, Aravena (2020) decide utilizar un modelo simplificado con 25 metros de arcilla compatibilizándolo con un estrato inferior de 1° depositación de grava de Santiago. Esto a partir del corte abrupto que se presenta en el perfil de velocidades de onda de corte (Figura 2.27).

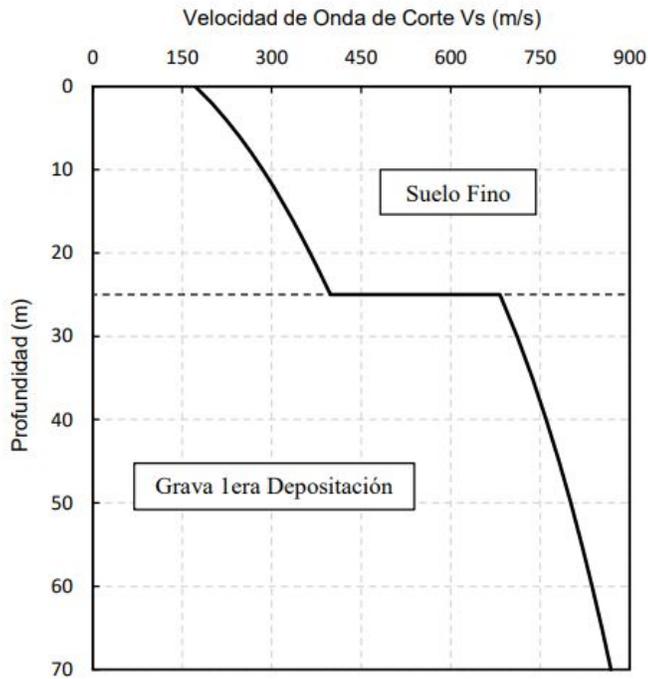


Figura 5.1 Perfil de velocidades de onda de corte en profundidad.

Figura 2.27: Perfil de velocidades de onda de corte en profundidad, tomada de Aravena (2020)

Por último, cabe destacar que a partir de los informes de mecánica de suelos de las obras entibadas y la Figura 2.27, los suelos se clasifican sísmicamente como suelo Tipo C, con un $V_{s30}=352$ [m/s].

2.5.4. Arena de Concón

Por último en relación con la caracterización geotécnica de suelos arenosos, se toman las consideraciones de Cerda (2020).

En su memoria Cerda (2020) utiliza parámetros caracterizados previamente por el manual de Materiales de Plaxis (Brinkgreve, 2019) de Arena de Hostun, la cual se separa en dos estratos, uno de arena suelta y otro de arena densa.

Para su uso, los datos del manual son contrastados con un Informe de Mecánica de Suelos realizado por Petersen (2019), para la construcción del edificio Eluchans ubicado en el sector de Reñaca Norte, más específicamente en la Av. Edmundo Eluchans. El estudio del suelo se basó en 3 sondajes, los cuales comprenden ensayos SPT a 36 [m] y 20 [m] de profundidad, 2 ensayos triaxiales UU con una densidad relativa comparable a la medida en terreno y a través de ensayos geofísicos se obtuvo perfiles de onda de corte hasta 30 [m] de profundidad.

El suelo estudiado se caracteriza por tener una variación significativa de sus propiedades a profundidad, volviéndose más competentes. Se presenta la Figura 2.28, con el perfil de velocidad de onda de corte en profundidad generado en el informe de mecánica de suelos. A partir de esta figura se puede notar como la velocidad de onda de corte sufre un cambio

a los 10 [m] de profundidad. Esto esta relacionado con la variación de los parámetros de rigidez. Los ensayos SPT confirman lo anterior, al aumentar los números de golpes cerca de esta profundidad. Según el corte mostrado de la velocidad de onda, para esa profundidad se define el cambio de un estrato de arena suelta (Arena de Concón H1) a una densa (Arena de Concón H2) para la modelación. Adicionalmente según el informe de mecánica de suelos, la roca basal se encuentra a los 50 [m] de profundidad.

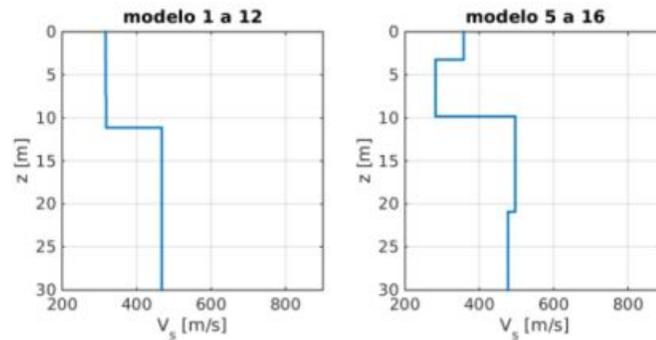


Figura 2.28: Perfil de velocidad de ondas de corte, tomado de Petersen (2019)

Cabe destacar que a partir de la Figura 2.28, en los modelos 5 a 16 se obtiene un $V_{s30}=381$ [m/s]. Según el informe de mecánica de suelos, la arena de Concón clasifica sísmicamente como suelo Tipo C.

A partir del informe de mecánica de suelos también se define el material como de alta a muy alta compacidad. Adicionalmente se entrega rangos de valores para el ángulo de fricción interna, cohesión, peso unitario y una función en profundidad para determinar el módulo de deformación $E_{50\%}$. Cerda (2020) en la Figura 2.29, compara este modulo con el módulo de deformación característico de la Arena de Hostun.

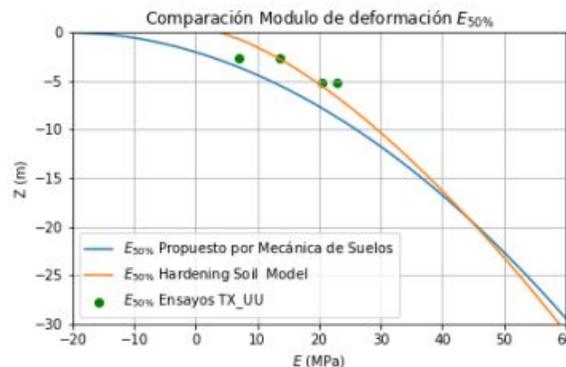


Figura 2.29: Comparación entre parámetros utilizados en Plaxis 3D y datos de informe de mecánica de suelos, tomado de Cerda (2020)

Cerda (2020), finalmente define los parámetros a utilizar como una combinación entre el manual de Materiales de Plaxis (Brinkgreve, 2019) y el informe de mecánica de suelos. Donde la cohesión utilizada corresponderá a la presentada por el informe, debido a que la caracterización indica presencia de material fino en el suelo. El resto de parámetros corresponderán al manual de Plaxis y se encuentran dentro del rango presentado por el informe.

Finalmente los parámetros constitutivos generados por Cerda (2020) para Arenas de Concón, se encuentran en la Tabla 4.3.

Capítulo 3

Diseño de Taludes de excavación

Con el objetivo de comprobar la correcta estructuración y funcionalidad del Proyecto Modificación Norma prNCh3206, se realiza diseños de taludes de excavación. En estos se buscará las condiciones mínimas en las que se cumplirán los requerimientos de diseño que estipula la norma. El resultado esperado al realizar los taludes será el ángulo de inclinación de diseño β (Figura 2.11). Este valor corresponderá al ángulo límite por el cual el talud satisface los factores de seguridad mínimos de diseño (Tabla 2.1) y cumple con la estabilidad de taludes necesaria. El rango en el que se encontrará el ángulo de diseño corresponderá a una inclinación hipotética de 0° hasta los 90° . Debido a la forma en que esta definido el ángulo de inclinación, una configuración con 90° , corresponderá a un talud completamente empinado.

3.1. Metodología de diseño

El programa utilizado para la realización de los diseños, será Geostudio, más específicamente el software SLOPE/W integrado. Con el uso de este programa se podrá realizar gráficamente la geometría del talud. SLOPE/W define la geometría a través de puntos para formar el área a utilizar. Mediante esta opción se definirá tanto la altura del coronamiento, la distancia horizontal del pie del talud, la profundidad del suelo y las distancias a utilizar detrás y delante del coronamiento y pie del talud respectivamente. A partir de la geometría realizada y dependiendo de las variables incluidas se obtiene un valor específico de factor de seguridad, el que SLOPE/W presenta a partir de un punto sobre el talud (Figura 3.1). Por lo que la manera de obtener el ángulo de inclinación necesario será a través de la variación por prueba y error de la distancia horizontal del punto definido para el pie del talud, hasta llegar al valor de factor de seguridad esperado.

En el Punto 2.2, se presentaron los requisitos necesarios para realizar el diseño de un talud, que consisten en múltiples opciones y variables para el cálculo de la estabilidad. Por esto al utilizar un parámetro u otro obtenido de las tablas de diseño, el ángulo de inclinación variará según estos.

Se presentan para el diseño de los taludes de excavación, las configuraciones generales con sus respectivos supuestos, así como también las variables a tomar según los requerimientos de diseño del Punto 2.2, para realizar el proceso de búsqueda del ángulo de inclinación de diseño.

3.1.1. Configuración general

Se modelarán taludes de excavación con las mismas dimensiones geométricas, a excepción del ángulo β . Se realizará un análisis en 2 dimensiones del talud, por lo que no se considera el efecto en profundidad del modelo. El talud estándar se conformará por dos superficies de terreno horizontales, 40 metros de longitud horizontal por detrás del coronamiento y 25 metros delante del pie de talud. Con una profundidad de la capa de suelo, medida desde el coronamiento, de la altura del talud utilizada más 4 metros (Figura 3.1).

Específicamente, para el modelado se utiliza un estado drenado en el diseño. Donde la presencia del nivel freático no se encuentra dentro del estrato de suelo, así que se obvia. No se incluye el efecto de las grietas de tracción por el mencionado estado drenado.

A partir de lo explicitado en el Punto 2.2.1, para el modelo del talud, se considera una sobrecarga uniformemente distribuida por sobre el coronamiento del talud de 12[kPa]. Debido a que el modelo se realiza en dos dimensiones y SLOPE/W define las sobrecargas en unidades de [kPa], se establece la carga a 1 metro por encima del coronamiento (Figura 3.1).

En cuanto al material del que esta compuesto el talud, se supone un modelo conformado por el mismo tipo de suelo de forma homogénea en toda el área utilizada para el diseño.

Para la forma de la superficie de deslizamiento, el programa SLOPE/W forma superficies de deslizamiento circulares según el método de entrada y salida definido en el Punto 2.3.2.1. Para la entrada se define una área de entrada de toda la superficie de 40 [m] detrás del coronamiento hasta el punto sobre el talud. En cuanto a la salida, esta se extiende desde el pie del talud hasta toda la superficie de 25 [m] por delante de este.

Se presenta en la Figura 3.1, un ejemplo de talud estándar.

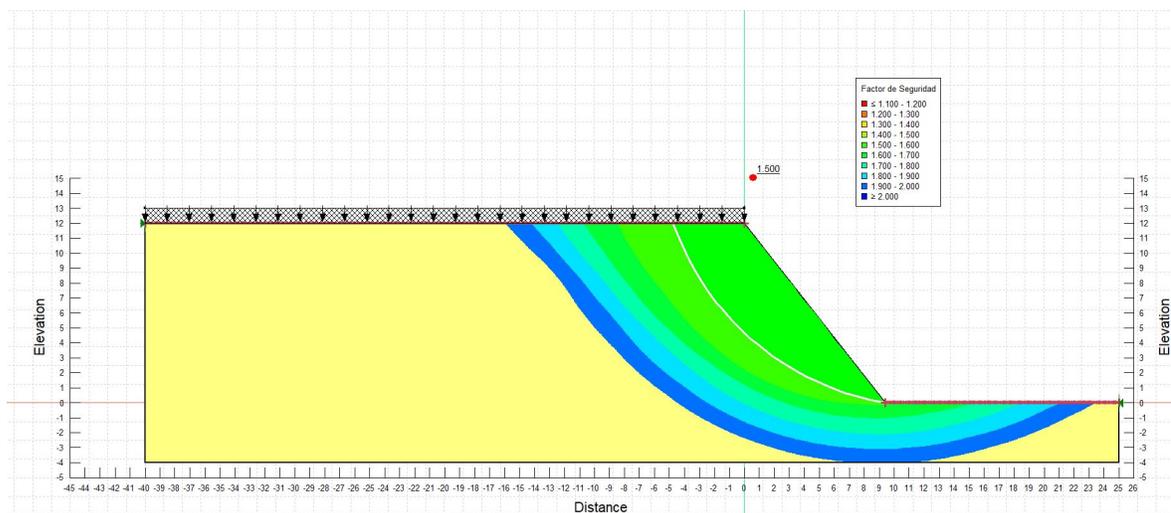


Figura 3.1: Talud estándar para modelamiento en Geostudio

3.1.2. Caracterización de variables

Debido a la gran cantidad de variables de las que depende los factores de seguridad de la estabilidad de taludes, se tomarán las siguientes para formar los diseños en el software Geostudio para el posterior modelamiento en Plaxis 3D:

- Altura
- Método de equilibrio
- Equilibrio Estático y Pseudo-estático
- Condición Permanente y Temporal
- Zonificación sísmica
- Signo de Coeficiente vertical
- Clasificación sísmica de Suelo

Con respecto a la altura del talud o dicho de otra forma la profundidad de la excavación, esta se irá variando empezando con una altura de 2 metros hasta llegar a una altura de 12 metros en pasos de 2 metros. Por lo que se tendrán 5 alturas: 2 [m], 4 [m], 6 [m], 8 [m] y 12 [m]. Se utilizará una altura variable para presentar las diferencias que pueden producir en el ángulo de inclinación mientras se aumenta la profundidad de la excavación. Cabe destacar que se usará una altura de 12 [m] para Gravas y Arenas netamente por temas comparativos, aunque los parámetros constitutivos presentados en la Tabla 3.3 no se extiendan hasta esa profundidad.

A partir de los mencionado en el Punto 2.2.1.1, se permite la utilización de los métodos de Jambu, Spencer y Morgenstern & Price y Sarma. En particular se utilizan los primeros 3 métodos, y se descarta el análisis con método de Sarma.

En cuanto al tipo de análisis en consideración, se debe realizar uno Estático y Pseudo-estático con los factores de seguridad respectivos según lo expuesto en la Tabla 2.1. Además se debe separar el análisis por la condición Permanente y Temporal, lo que genera dos factores de seguridad adicionales por cada análisis.

Para el análisis sísmico de taludes, realizado con el método Pseudo-estático, se presenta la Tabla 2.5, donde se define el coeficiente sísmico horizontal según la zonificación sísmica y la clasificación sísmica de los suelos.

La clasificación sísmica de suelos se divide en 6 tipos de suelos A, B, C, D, E y F según la Tabla 3.2. En ella se muestran las condiciones necesarias para clasificar como un suelo u otro.

Suelo Tipo		V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa) ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	(N_1) (golpes/pie)	S_u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		$\geq 0,40$ ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		$\geq 0,30$ ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
E	Suelo de compactidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	$< 0,05$
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

Figura 3.2: Clasificación sísmica del terreno, tomada de Decreto Supremo DS61.

Por lo mencionado en el Punto 2.5, los suelos a utilizar son: Arcillas del sector oriente de Santiago (Finos, por simplicidad), Gravas de Santiago (Gravas) y Arenas de Concón. En primer lugar los suelos Finos corresponden a suelos con Clasificación Sísmica tipo C según los Informes de Mecánica de Suelos correspondientes estudiados por Aravena (2020). Igualmente clasifica como tipo C, las Arenas estudiadas por Cerda (2020) a partir de lo expuesto en el Informe de mecánica de suelos por Petersen (2019). Finalmente las Gravas tomadas del trabajo de Salas (2018), en principio clasifican como tipo B por su $V_{s30}=581$ [m/s]. Aunque, según el Decreto Supremo DS61, es necesaria una detallada descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, indicando el tamaño máximo nominal de cada partícula cada 5 metros de profundidad. Por lo que se tomará como supuesto el caso en que se tiene la descripción y en la que no se realiza ese estudio. Entonces se consideran Gravas de clasificación tanto tipo C como B. Esto por temas de comparaciones y para observar los efectos que tiene utilizar un suelo tipo C (A priori, más débil) en vez del B por el no cumplimiento del estudio asociado. Entonces los Tipos de suelos a considerar serán 2, C y B, distribuidos según la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Clasificación sísmica de suelos recompilados.

Tipo de suelo	Clasificación
Arena	C
Grava	C
Grava	B
Finos	C

En relación con la zonificación sísmica de cada suelo, esta dependerá de la Figura 2.12. Donde las Arenas al ser originarias de un estudio en Concón corresponden a Zonificación 3, en cambio los Finos y Gravas al encontrarse en Santiago tienen Zonificación 2. Según la Tabla 2.2, cada zonificación sísmica tiene una aceleración efectiva de la superficie del

terreno asociada. La Tabla 3.2, muestra el valor de A_0 según la zonificación sísmica y el suelo correspondiente.

Tabla 3.2: Aceleración efectiva de Suelos según zonificación sísmica por norma NCh433.Of2009.

Tipo de suelo	Zonificación	A_0 [g]
Grava	2	0.3
Finos	2	0.3
Arena	3	0.4

A partir de los datos de clasificación sísmica y zonificación se estudian 3 coeficientes sísmicos horizontales diferentes para la condición Permanente y 3 más para Temporal de los 9 posibles en cada condición (Figura 2.5).

Finalmente el último parámetro utilizado como variables corresponde a la orientación del coeficiente sísmico vertical. Según la Tabla 2.6 y el proyecto de norma prNCh3206, para el análisis se debe realizar la aplicación de los coeficientes sísmicos verticales y horizontales al mismo tiempo, donde en el caso vertical se debe considerar tanto aceleraciones verticales positivas (sismo hacia abajo) como para aceleraciones verticales negativas (sismo hacia arriba). Adicionalmente a la utilización del coeficiente sísmico vertical positivo y negativo, se verá el caso con un coeficiente sísmico vertical nulo. Esto se realiza en el caso hipotético de que este último coeficiente sísmico puede controlar el análisis y ser más conservador a expensas de los otros coeficientes.

3.1.3. Parámetros de Suelos

Para la caracterización de los parámetros de suelos a utilizar en el diseño de taludes, se utilizan parámetros relacionados con el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Por lo que en la Tabla 3.3, se muestran los parámetros a utilizar, derivados de los estudios de suelos mencionados a detalle en el Punto 2.5.

Tabla 3.3: Parámetros de suelos utilizados para diseño de taludes.

	Finos (Arcilla Sector oriente Santiago)	Gravas de Santiago 2° Depositación	Arena de Concón H1
ϕ [°]	28	45	40
γ [kN/m ³]	18	23	17.5
c [kPa]	30	15	5

3.1.4. Resumen de variables

A partir de las variables mencionadas anteriormente, se presentan las Tablas 3.4 y 3.5 con un resumen a utilizar para el diseño de taludes de excavación. Cabe mencionar que para cada tabla se utilizan los 3 métodos de equilibrio límite mencionados: Jambu, Spencer y Morgenstern & Price. Particularmente para la Tabla 3.4, el parámetro kv se considerará adicionalmente con orientación negativa y también igual a 0.

Tabla 3.4: Variables definidas para Diseño de taludes de excavación mediante Análisis Pseudo-estático.

Análisis Pseudo-estático							
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	KH [-]	KV [-]	FS [-]
[2-12]	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1
				Temporal	0.133	0.1	1.1
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1
				Temporal	0.11	0.0825	1.1
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1
				Temporal	0.1	0.075	1.1
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1
				Temporal	0.11	0.0825	1.1

Tabla 3.5: Variables definidas para Diseño de taludes de excavación mediante Análisis Estático.

Análisis Estático					
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	FS [-]
[2-12]	Arena	C	3	Permanente	1.5
				Temporal	1.3
	Grava	C	2	Permanente	1.5
				Temporal	1.3
	Grava	B	2	Permanente	1.5
				Temporal	1.3
	Finos	C	2	Permanente	1.5
				Temporal	1.3

Se muestran los valores del ángulo β para las diferentes variables en el Anexo A.

3.1.5. Distancia Admisible de Edificaciones cercanas

Además de la estabilidad de taludes, el proyecto de modificación de Norma prNCh 3206, pide para el diseño de taludes el criterio para entibaciones (Punto 2.2.1.4).

Según el diseño para mantener a las edificaciones cercanas al talud con deformaciones mínimas, se debe tener una distancia admisible hasta la zona estable que debe estar dentro de la cuña de falla con un factor de seguridad menor que 2.

Para esto se ha definido una superficie de entrada y de salida que tiene 160 incrementos en el rango de cada área. Lo que permite que se tengan 161 entradas y salidas para la formación de la superficie de deslizamiento y la cuña de falla. Como la superficie de la cima del talud mide 40 [m], los incrementos de entradas generan superficies de deslizamiento cada 0.25 [m]. Con esto se puede obtener la distancia específica de una falla desde el coronamiento.

Para verificar cual superficie de falla produce un factor de seguridad menor a 2, se utiliza un rango de valores de factores de seguridad, junto con una leyenda que a través de colores muestra los valores que se producen en cada falla.

Por lo que a través de inspección visual, se puede observar y escoger cual entrada de falla es la más lejana, que cumpla con la condición de un factor de seguridad menor o igual a 2.

Se utilizarán los diseños de taludes obtenidos del Análisis de estabilidad Estático con método de equilibrio limite de Jambu en una condición temporal (Figura A.8). Esto es debido a que generalmente los taludes de excavación temporales (menores a 2 años) se realizan generalmente cerca de estructuras existentes.

Se presenta un resumen de las distancias mínimas horizontales hasta la zona estable para el criterio de entibación (Figura 3.6). Adicionalmente se presenta la Figura 3.3 para una mejor visualización de la variación de la distancia horizontal según la altura del talud.

Tabla 3.6: Distancia horizontal admisible para Entibación cercana a Talud (Análisis Estático Temporal)

Tipo de Suelo	Altura [m]	Distancia Horizontal [m]
Finos	2	1.75
	4	5.25
	6	10.25
	8	14.25
	10	17.25
	12	20
Grava	2	2
	4	5
	6	6.75
	8	8.5
	10	10.25
	12	11.75
Arena	2	2.5
	4	4.5
	6	6.5
	8	8.5
	10	10.5
	12	12.25

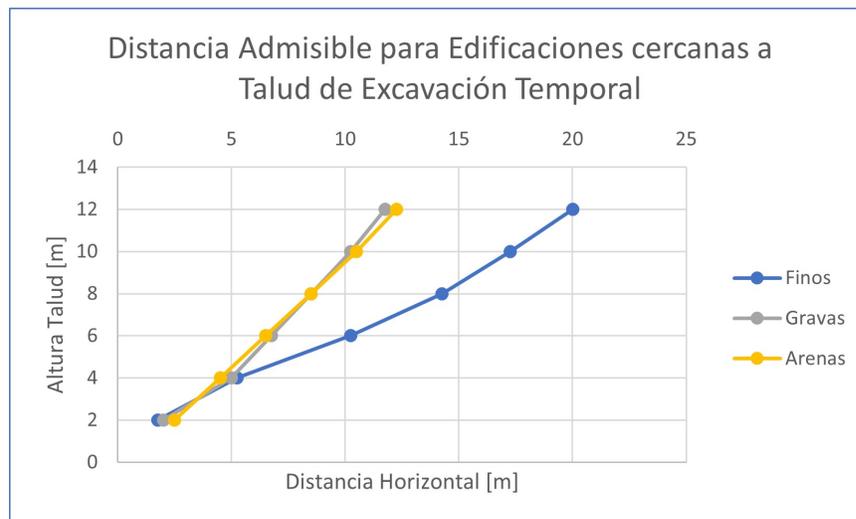


Figura 3.3: Distancia Admisible para edificaciones cercanas según altura de talud.

Capítulo 4

Modelación en Plaxis 3D

4.1. Definición de Modelos

Se procede a utilizar el programa PLAXIS 3D para el modelamiento numérico en elementos finitos. Donde se utilizará la geometría y las variables de los taludes diseñados anteriormente en el Capítulo 3 y así obtener deformaciones según análisis dinámico.

En primer lugar, se define el alcance de los modelos a realizar según las variables utilizadas en el Capítulo 3:

Se considera solo las configuraciones temporales de los diseños de taludes, esto es debido a que son las construcciones más comunes relacionadas con la excavación de taludes. Adicionalmente se tomará en cuenta, para las Gravas y Arcillas, la geometría de las estructuras sometidas a análisis estáticos donde según el Punto 6.1 (Figuras 6.9) son más conservadoras que las configuraciones pseudo-estáticas. En cambio para la Arena la geometría usada tendrá relación con el análisis pseudo-estático, el cual controla (Figura 6.9.b).

En cuanto a la variable relacionada con el tipo de análisis de estabilidad, se considerará los taludes resueltos con el Método de Jambu, debido a ser el más conservador de los 3 tipos de métodos de equilibrio analizados según el punto 6.1.1. La elección de Jambu por sobre Spencer o Morgenstern & Price, recae en observar como se comporta el método más conservador de los 3. Aunque si se quiere ser crítico con la norma se deben utilizar ambas configuraciones para el análisis dinámico. Para observar como se comportan las deformaciones según el método. Sin embargo por temas de tiempo solo se escogerá un método para el análisis.

Con respecto a los tipos de suelos a considerar, estos serán de Grava, Arcilla y Arenas donde a diferencia del diseño de taludes (Capítulo 3), se utilizará toda la estratigrafía definida para estos tipos de suelos en el Punto 4.2.

En relación con la profundidad de cada talud se utilizarán todas las profundidades definidas en el Punto 3.1.2. A excepción de los 12 [m] en Grava, ya que por temas de estratigrafía (Figura 4.2) la 2º Depositación de Grava de Santiago solo llega a 11.3 [m]. Asimismo también se omitirá modelos con Arena de 12 [m] de altura de talud, ya que la Arena de Concón H1, solo llega a 10 [m] de profundidad y después cambian sus parámetros por lo de la Arena H2. (Figura 4.3).

El análisis dinámico estará definido mediante el ingreso de registros sísmicos en la base del modelo, la cual, se moverá en el tiempo según el sismo.

Se presenta a continuación la Tabla 4.1 con las variables y modelos a utilizar en el programa Plaxis 3D:

Tabla 4.1: Variables a utilizar para Modelos dinámicos en Plaxis 3D.

Altura [m]	Tipo de suelo	Zonificación	β [-]	Distancia horizontal [m]
2	Grava	2	90.0	0
	Finos	2	90.0	0
	Arena	3	63.4	1
4	Grava	2	82.9	0.5
	Finos	2	90.0	0
	Arena	3	50.5	3.3
6	Grava	2	72.4	1.9
	Finos	2	90.0	0
	Arena	3	44.5	6.1
8	Grava	2	65.2	3.7
	Finos	2	81.5	1.2
	Arena	3	42.0	8.9
10	Grava	2	60.3	5.7
	Finos	2	71.7	3.3
	Arena	3	40.0	11.9
12	Finos	2	63.8	5.9

4.2. Análisis dinámico

Para la construcción del modelo en Plaxis 3D, en cada configuración se tendrán dos taludes con dimensiones idénticas, cara a cara, excavados con la profundidad y ángulo de inclinación β definidos según las variables consideradas en la Tabla 4.1. Se definirán los taludes en el eje horizontal “x”, uno en la dirección positiva del eje y otro en el negativa según el punto de referencia en el centro del modelo. Adicionalmente el sentido de acción del sismo, será en este eje.

La estratigrafía utilizada para los modelos será la definida en el Punto 2.5. Salas (2018) define para el modelo en Grava un primer estrato de 2º Depositación de Grava de Santiago con una profundidad de 11.3 [m] y un segundo estrato de 1º Depositación de Grava de Santiago, según el perfil de Velocidad de Corte (Figura 2.24). A su vez Aravena (2020) utiliza un modelo estratigráfico simplificado, que consiste en un primer estrato de 25 [m] de profun-

didad de Arcilla del sector Oriente, bajo este, se incluye un estrato de la 1^o Depositación de la Grava de Santiago, junto con el perfil de Velocidad de Corte (Figura 2.27). Se decide utilizar ambas configuraciones en los modelos. Adicionalmente, se utilizará un modelo de Arena, conformado por un primer estrato de Arena de Concón H1 y por debajo Arena de Concón H2.

En cuanto al dimensionamiento del modelo, este debe cumplir con criterios para una ampliación dinámica sin efectos indeseados. Para incluir los efectos dinámicos provocados por registros sísmicos se simula el comportamiento de roca basal en el modelo. Para esto se debe definir una profundidad (Eje “z”), donde la velocidad de onda de corte sea lo suficientemente alta para considerarse en roca o similar. Salas (2018) definió para el caso de los suelos de Grava una profundidad donde a los 80 metros de profundidad se alcanzan las características de rocas con una velocidad de onda de corte V_s de 900 [m/s]. Aravena (2020) a su vez definido que en la Arcilla a una profundidad de 70 metros se comportaba como “suelo duro” con una velocidad de onda de corte V_s superior a 700 [m/s]. Por último, se menciona en el Informe de Mecánica de Suelos realizado por Petersen (2019), una profundidad para la roca basal de 50 [m], en el caso de la Arena.

En el caso del dimensionamiento del largo del modelo en la dirección principal “x”, hay que tener en cuenta que una relación entre largo y alto imprecisa (de 1 o menor), puede producir en modelos dinámicos filtrados de frecuencia y problemas de reflexión de ondas que afectan la respuesta sísmica en superficie. Así como también problemas con deformaciones permanentes en los bordes, si las estructuras en estudio están muy cercanas a ellos. Aravena (2020) menciona las diferentes propuestas de dimensionamiento según autores para obtener resultados aceptables. Según Jara (2015) un largo de dos veces la altura o profundidad es aceptable, a su vez, Visone (2011) cita a Amorosi y otros (2007), donde este último ocupa modelos con largo 8 veces la altura. Finalmente se usarán las medidas propuestas por Cerda (2020), el cual, ocupa un ancho de al menos 2 veces la profundidad, medida desde el borde hasta el muro de un modelo de Soil Nailing, que en el caso de este trabajo se considerará hasta el coronamiento del talud. Los taludes enfrentados tendrán una separación de 80 metros entre coronamientos. Por lo que al igual que Cerda (2020), se utilizará de largo, 360 [m] para los modelos en Arcilla y 480 [m] para Grava en la dirección principal “x”, para satisfacer los efectos de borde. Además para los modelos en Arena se definirá de largo una distancia de 260 [m].

En la dirección “y”, en cambio, el ancho tendrá una distancia de 1 metro debido a que se busca un análisis bidimensional en el espacio “x”-“z”, con ningún efecto o resultado en la dirección “y”, por lo que se descartará el análisis y delimitación de su dimensionamiento.

Se presenta en la tabla 4.2, las dimensiones que se ocuparán en los modelos.

Tabla 4.2: Dimensiones de modelos para Plaxis 3D.

Eje de Coordenadas	Grava de Santiago		Arcilla del sector Oriente de Santiago		Arenas de Concón	
	min	max	min	max	min	max
x [m]	-240	-240	-180	180	130	130
y [m]	0	1	0	1	0	1
z [m]	-80	0	-70	0	-50	0

Las Figuras 4.1 a 4.3, corresponden a ejemplos de modelos estándar a ocupar en el análisis. Se puede notar tanto la altura o profundidad H , la inclinación β , la separación entre taludes, dimensionamiento y la cargas superficiales de $12 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ que afectan al modelo en el coronamiento de los taludes.

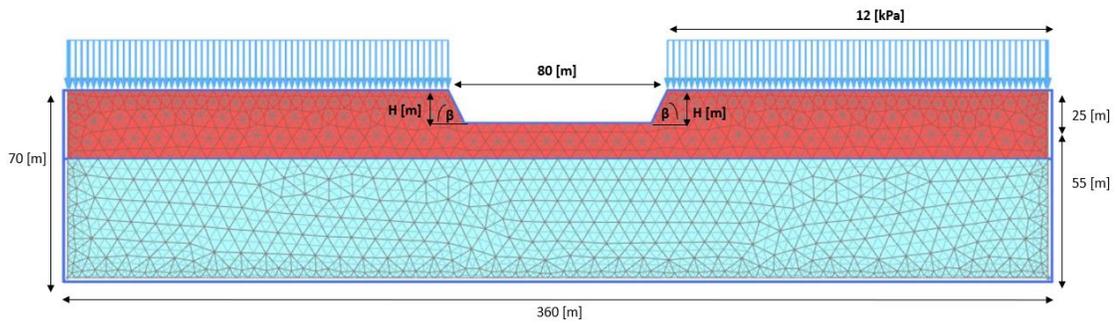


Figura 4.1: Modelo estándar en Arcilla y dimensiones.

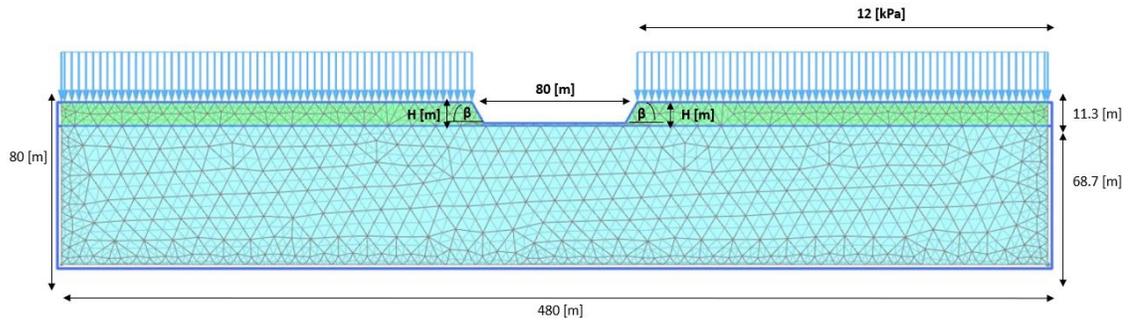


Figura 4.2: Modelo estándar en Grava y dimensiones.

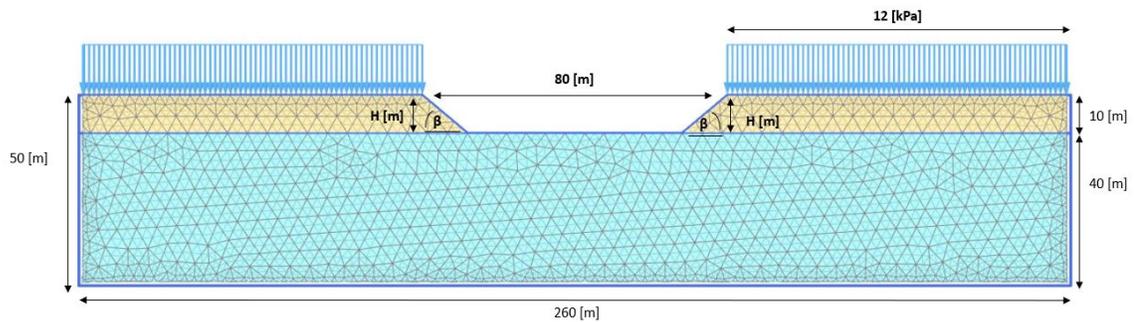


Figura 4.3: Modelo estándar en Arena y dimensiones.

4.2.1. Caracterización de Suelos

Para la constitución de la estratigrafía y parámetros del suelo, se recompilan datos estudiados por Salas (2018), Aravena (2020) y Cerda (2020). Donde los parámetros de suelos se caracterizan según el modelo constitutivo *Hardening Soil model with small-strain stiffness* (HS-Small) en la Tabla 4.3. Tanto los estudios de suelo referenciados como sus resultados generales se encuentra en detalle en el Punto 2.5

Tabla 4.3: Parámetros para modelo constitutivo Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HS-Small); Cerda (2020).

Tipo de suelo	Arcilla del sector Oriente	1° Depositación de Grava de Santiago	2° Depositación de Grava de Santiago	Arena de Concón H1	Arena de Concón H2
Parámetros básicos					
γ_{unsat} [kN/m ³]	18	23	23	16.5	17.5
Parámetros de criterio de falla Modelo Mohr-Coulomb					
c [kN/m ²]	30	35	15	5	5
ϕ [°]	28	45	45	34	40
ψ [°]	0	15	10	0	0
Parámetros básicos para Rigidez del Suelo					
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	21000	275000	80000	20000	37000
E_{ocd}^{ref} [kN/m ²]	21000	190000	130000	16000	29600
E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	150000	900000	350000	60000	90000
m [-]	1	0.51	0.55	0.65	0.5
Parámetros avanzados					
v_{ur} [-]	0.3	0.2	0.3	0.25	0.25
p^{ref} [kN/m ²]	100	100	100	100	100
K_0^{NC} [-]	0.55	0.43	0.65	0.44	0.36
R_f [-]	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
e_{ini} [-]	0.9	0.15	0.15	0.68	0.68
Parámetros adicionales pequeñas deformaciones					
G_0^{ref} [kN/m ²]	140000	750000	400000	70000	112500
$\gamma_{0.7}$ [-]	0.001	0.0011	0.0008	0.0001	0.0002

4.2.2. Condiciones de borde y tamaño de mallado

Las condiciones de borde utilizadas para simular el comportamiento de los suelos en los modelos dinámicos se presentan a continuación:

Tabla 4.4: Condiciones de borde en análisis dinámico para modelo en Plaxis 3D.

Borde	Condición de borde	Descripción
Z_{min}	Compliant Base	La condición de borde Compliant Base esta compuesta de un desplazamiento prescrito y un borde viscoso.
Z_{max}	None	Se mantienen las condiciones de borde estándar.
X_{min}	Viscous (Arcilla)	Condición de borde con amortiguamiento viscoso. Limite viscoso que absorbe la energía saliente.
X_{max}		
X_{min}	Free Field (Grava/Arena)	Condición de borde con amortiguador viscoso combinado con el registro de carga de la onda incidente.
X_{max}		
Y_{min}	None	Se mantienen las condiciones de borde estándar.
Y_{max}		

Para el tamaño máximo del mallado de elementos finitos, se deben tener en consideración el criterio de Kuhlmeier & Lysmer (1973), que evitan posibles problemas en la propagación de las ondas incidentes de los registros sísmicos. Kuhlmeier & Lysmer (1973) definen como limite superior del tamaño de los elementos el valor de un octavo de la longitud de onda de corte (Λ). Esta longitud de onda depende a su vez de la velocidad de onda de corte a las 30 metros de profundidad $V_{s,30}$ y de la frecuencia predominante de la onda incidente del sismo. Se utiliza la siguiente ecuación:

$$L_{max} = \frac{\lambda}{8} = \frac{V_{s,30}}{8 \cdot f_{max}} \quad (4.1)$$

Donde:

$V_{s,30}$: Velocidad de onda de corte primeros 30 metros de profundidad del suelo.

f_{max} : Frecuencia representativa de la onda incidente.

De lo mencionado en el Punto 2.5, se consiguen los valores de $V_{s,30}=352$ [m/s] para Arcillas, $V_{s,30}=581$ [m/s] para Gravas y $V_{s,30}=381$ para Arenas . Adicionalmente de la Tabla 4.7 se obtienen las frecuencias predominantes de los espectros de aceleración de los eventos sísmicos. Donde el caso con la mayor frecuencia corresponde al registro UTFSM E-W, $f_{max}=6.67$ [Hz]. A partir de estos valores, el tamaño máximo para elementos de los modelos de Arcilla, Grava y Arena se muestran en las Ecuaciones 4.2, 4.3, 4.4 respectivamente:

$$L_{max} = \frac{352[m/s]}{8 \cdot 6.67[Hz]} = 6.59[m] \quad (4.2)$$

$$L_{max} = \frac{581[m/s]}{8 \cdot 6.67[Hz]} = 10.88[m] \quad (4.3)$$

$$L_{max} = \frac{381[m/s]}{8 \cdot 6.67[Hz]} = 7.14[m] \quad (4.4)$$

Por temas de tiempo y para reducir la carga computacional, se utilizará tamaños máximos de mallado por registro sísmico y sus frecuencias predominantes según la Tabla 4.5:

Tabla 4.5: Tamaño máximo de elementos del mallado según registro sísmico.

Registro Sísmico	L_{max}		
	Arena	Grava	Arcilla
Rapel N-S	21.95	33.47	20.28
Rapel E-W	12.37	18.86	11.43
Tortolas E-W			
Tortolas N-S			
UTFSM E-W	7.14	10.89	6.60
UTFSM N-S			

4.2.3. Selección de Registros sísmicos

Para el análisis dinámico en Plaxis 3D, de forma de tener en cuenta la variabilidad natural de los eventos sísmicos se tomaron en cuenta 3 registros sísmicos, y sus componentes N-S y E-W, asociados a 2 de los grandes terremotos que han azotado Chile, ambos asociados a tipos de falla inversa interplaca entre la la zona de subducción de la placa de Nazca y la Sudamericana. El primer movimiento sísmico corresponde al terremoto del 27 de febrero del 2010 en Maule. Este terremoto registró una magnitud de momento de 8.8 Mw, su hipocentro se localizo en el océano pacifico a 30 km bajo el océano pacifico y 44 km al oeste de Cobquecura, con coordenadas 36.29° S y 73.24° W. La zona de ruptura alcanzó 450 km de longitud, en la dirección Norte-Sur y el ancho de la zona unos 150 km (Barrientos, 2010). El segundo movimiento telúrico a utilizar corresponde al terremoto del 3 de marzo de 1985 en Valparaíso. Este terremoto registró una magnitud de momento de 7.8 Mw, su epicentro se localizo a 20 km de la comuna de algarrobo, con una profundidad de 30 km, con coordenadas 33.24°S y 71.85° W. La zona de ruptura alcanzó 170 km de longitud y un ancho de la zona de 110 km. (Felipe Palomino y otros, 2020).

Según los eventos descritos, se eligieron 2 registros sísmicos asociados al terremoto del Maule (2010) y 1 respectivo al de Valparaíso (1985). Estos se encuentran descritos en la tabla 4.6, donde se muestra la estación que los midió, sus coordenadas y características adicionales.

Los registros sísmicos corresponden a eventos medidos de acelerógrafos sobre afloramien-

to rocoso. Esto se escogió para evitar la deconvolución. Ya que esta operación matemática, es utilizada en casos donde el registro es medido en la superficie del suelo y es necesaria la estratigrafía característica de la zona para obtener la medición en la roca basal. Comúnmente, para utilizar el registro en la base del modelo en Plaxis, este se multiplica por un factor teórico de 0.5 debido al afloramiento rocoso y los efectos de amplificación dinámica que produce. Sin embargo, para efectos de este trabajo, se busca alcanzar la aceleración efectiva de diseño presentada por la norma NCh 433.of1996 (Tabla 2.2), en la superficie del modelo en condiciones de campo libre. Esto para simular los efectos sísmicos según la zonificación presentada en la Figura 2.12. Para lograr llegar a este valor se debe tener en cuenta el registro sísmico utilizado, el PGA asociado, las condiciones del modelo estratigráfico (Geometría, materiales, etc) y la ubicación de las condiciones de campo libre (*Free field*) que se consideren. Por lo que el factor teórico de 0.5, utilizado para escalar los registros sísmicos se modificará y dependerá de la configuración establecida. Las aceleraciones efectivas objetivas para cada suelo se muestran en la Tabla 3.2.

Tabla 4.6: Parámetros de registros sísmicos utilizados en el análisis sísmico en Plaxis 3D.

Estación	Sismo	Ubicación Geográfica	Componente	PGA (g)	Duración Registro (s)	Frecuencia de Muestreo (Hz)
Las Tórtolas	Maule 2010 (8.8 M_w)	33.10° S 70.75° W	N-S	0.175	300	200
			E-W	0.171	300	200
Rapel	Maule 2010 (8.8 M_w)	34.02° S 71.67° W	N-S	0.198	87.960	100
			E-W	0.195	87.960	100
UTFSM	Valparaiso 1985 (7.8 M_w)	33.03° S 71.62° W	N-S	0.300	79.435	200
			E-W	0.350	79.435	200

Se muestra a continuación la Figura 4.4, la Figura 4.5 y la Figura 4.6, que presentan los acelerógramas medidos según la Tabla 4.6. En ellos se puede ver la duración del registro, junto con la aceleración máxima (PGA).

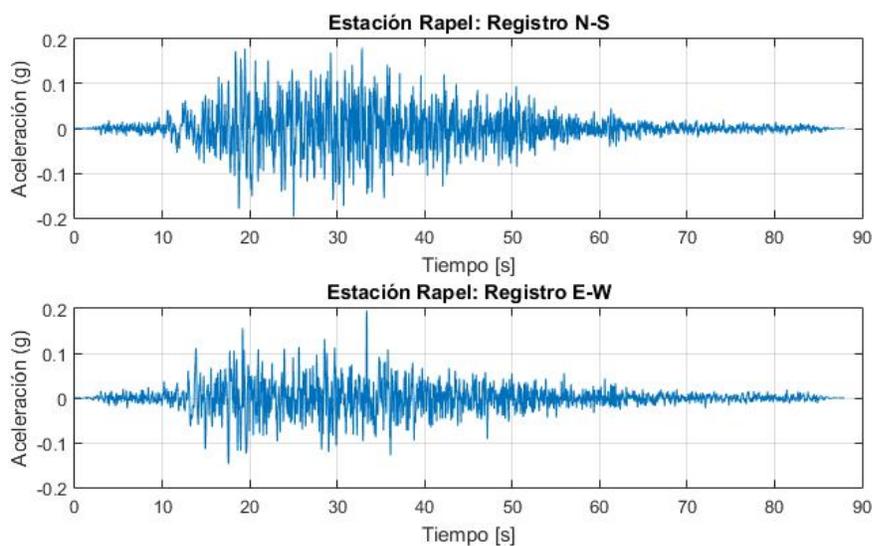


Figura 4.4: Registro sísmico Rapel 2010 (8.8 M_w): Componente N-S y E-W

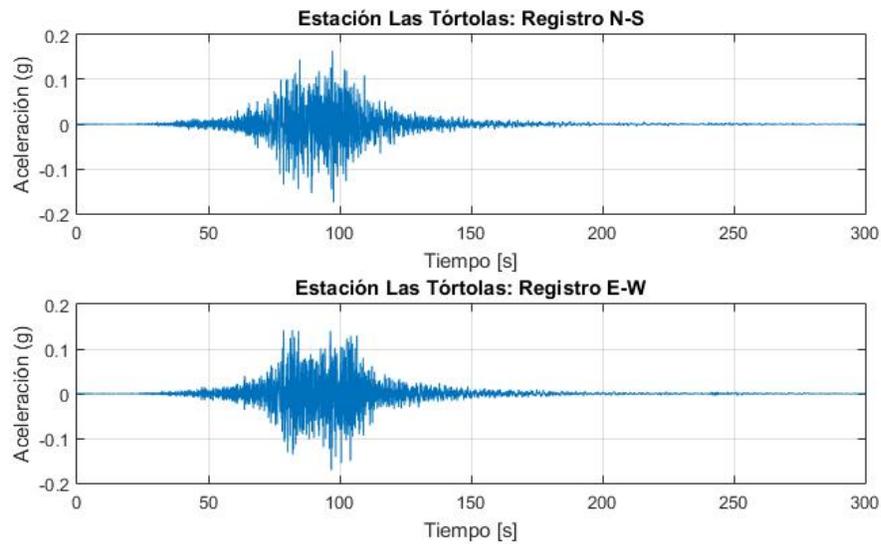


Figura 4.5: Registro sísmico Las Tórtolas 2010 ($8.8 M_w$): Componente N-S y E-W

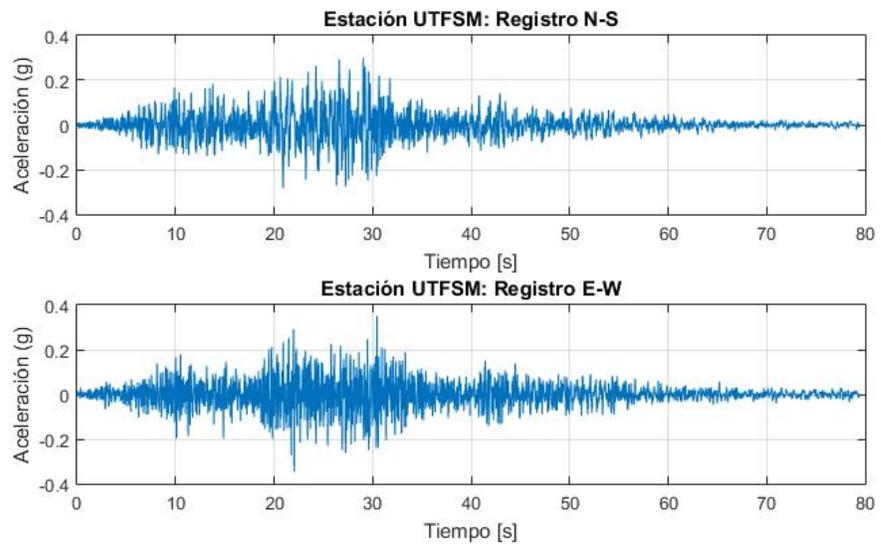


Figura 4.6: Registro sísmico UTFSM 1985 ($7.8 M_w$): Componente N-S y E-W

Considerando los registros sísmicos anteriores, se obtiene la Figura 4.7, que muestra los espectros de respuesta de aceleración, calculados a partir del algoritmo de Newmark (1959) sobre un oscilador de 1 grado de libertad considerando un amortiguamiento de 5%:

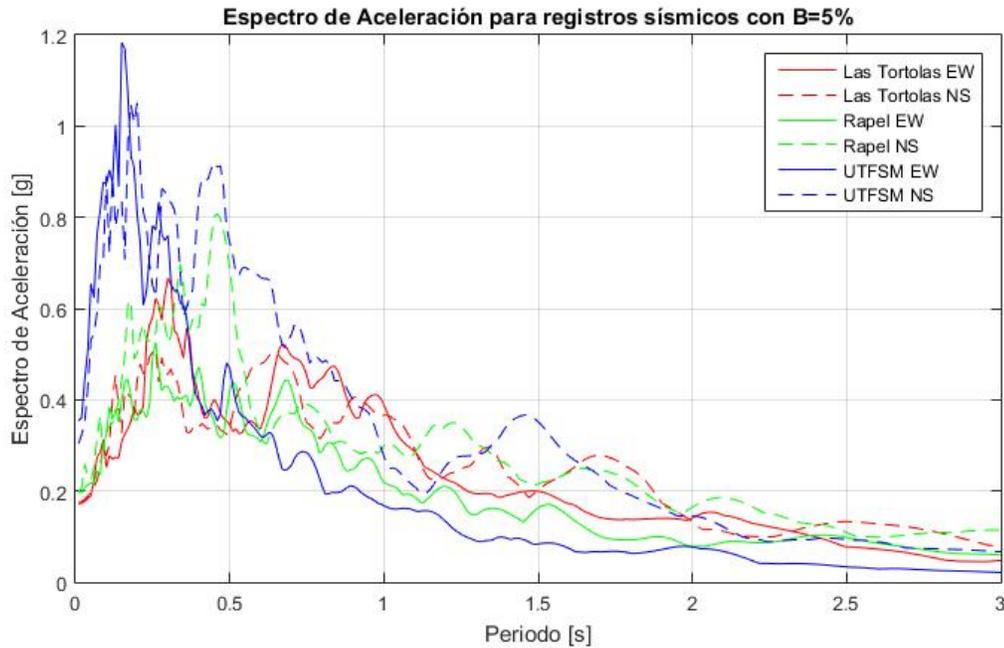


Figura 4.7: Espectro de aceleraciones de registros sísmicos, Las Tórtolas, Rapel y UTFSM, con 5 % de amortiguamiento.

Se obtienen el periodo predominante (T_p), el cual corresponde al periodo asociado a la máxima aceleración espectral del registro sísmico y la frecuencia predominante, la cual se define como la frecuencia máxima asociada al periodo preponderante. Se presentan en la siguiente Tabla 4.7:

Tabla 4.7: Frecuencia máxima por registro sísmico.

Estación	Componente	Periodo predominante (T_p) [s]	Frecuencia máxima (Hz)
Las Tórtolas	N-S	0.26	3.85
	E-W	0.30	3.33
Rapel	N-S	0.46	2.17
	E-W	0.26	3.85
UTFSM	N-S	0.20	5
	E-W	0.15	6.67

Para evitar utilizar la duración completa de los registros, debido al alto costo computacional asociado, se utilizarán los conceptos de la intensidad de Arias y la duración significativa.

La Intensidad de Arias (Arias, 1970) es una medida de capacidad de daño basada en la energía del movimiento del suelo (por unidad de peso) disipada por un conjunto de estructuras (sistemas 1 grado de libertad) uniformemente distribuidas en distintas frecuencias (Cabañas y otros, 1997). Se define de la siguiente forma:

$$I_{ij} = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_0+D} a_i(t)a_j(t)dt \quad (4.5)$$

Donde:

D: Duración del registro.

$a_i(t), a_j(t)$: Amplitudes ortogonales de aceleración sísmica en el tiempo t.

t_0 : Tiempo inicial del registro.

El parámetro de I_{ij} corresponde a un tensor con 9 valores, el cual depende de las componentes espaciales del registro. Generalmente el valor del parámetro de la intensidad en una dirección I_{xx} es más usado (Cabañas y otros, 1997).

Del concepto de Intensidad de Arias se define el parámetro de duración significativa, el cual corresponde al rango de tiempo en que el sismo tiene entre un 5% al 95% de la Intensidad de Arias (D_{5-95}) (Kempton y otros, 2006).

Para que los registros sísmicos sean lo mas representativos posible se utilizara la duración significativa de cada registro dependiendo de su intensidad de arias. Se presentan las figuras 4.8, 4.9 y 5.1 con la Intensidad de Arias (en una dirección) de cada registro según el tiempo. Adicionalmente se presenta la tabla 4.8, resumen de los valores de duración D_{5-95} e IA de cada registro según corresponda:

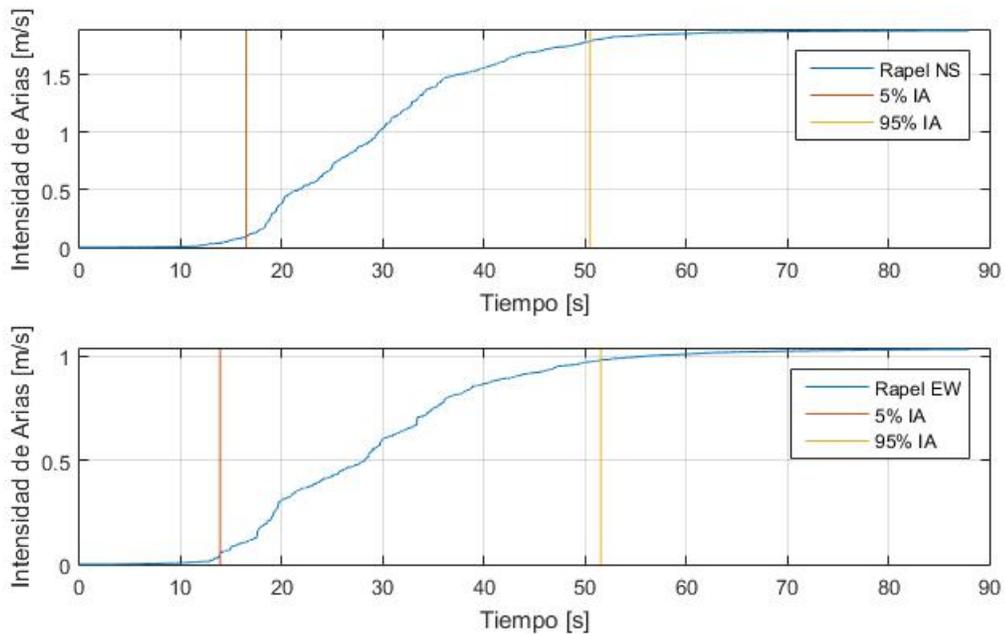


Figura 4.8: Registro Rapel: Intensidad de Arias y duración significativa por componente.

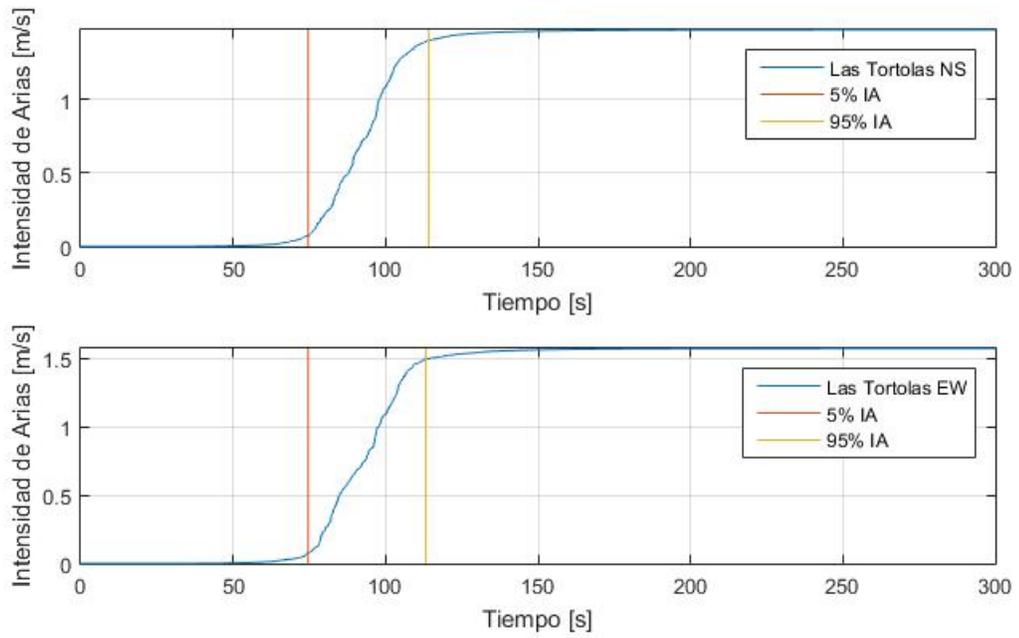


Figura 4.9: Registro Las Tórtolas: Intensidad de Arias y duración significativa por componente.

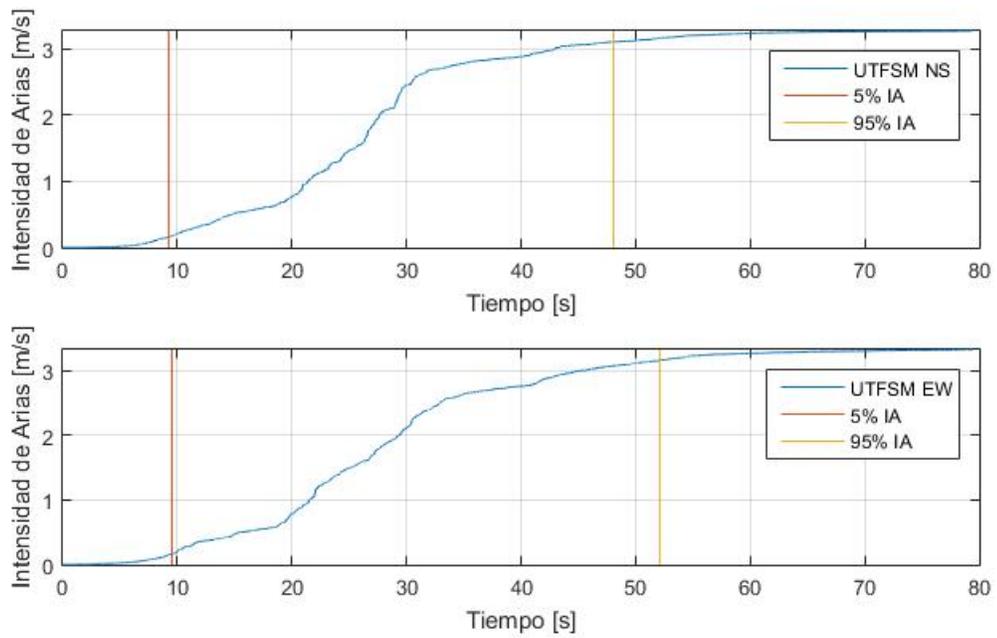


Figura 4.10: Registro UTFSM: Intensidad de Arias y duración significativa por componente.

Tabla 4.8: Duración significativa e intensidad de Arias de registros sísmicos.

Estación	Componente	IA [m/s]	Duración significativa [s]
Las Tórtolas	N-S	1.48	39.57
	E-W	1.57	38.58
Rapel	N-S	1.89	34.00
	E-W	1.03	37.67
UTFSM	N-S	3.27	38.84
	E-W	3.33	42.61

4.2.4. Definición de puntos de control

Para obtener las deformaciones post-sísmicas, las aceleraciones superficiales producidas y los asentamientos según el tiempo en que actúan los registros sísmicos, se hace necesario la utilización de puntos de control en los taludes modelados.

El emplazamiento de los puntos de control se hará en ambos taludes enfrentados definidos en las Figuras 4.1 a 4.3. Se utilizarán los mismo puntos en cada talud para observar los efectos en ambas direcciones “x” del modelo. Se definen a priori puntos de control en el coronamiento del talud, en el pie y cada 4 metros detrás del coronamiento del talud. Debido al tamaño del mallado de cada modelo generado a partir de los registros sísmicos tomados (Tabla 4.5), los elementos del modelado variaran de posición y los puntos detrás del coronamiento no serán del todo precisos a los buscados. Por lo se varían ligeramente los puntos de control según el caso.

Adicionalmente se definirán puntos alejados del talud, para simular condiciones de campo libre en la que se alcance la aceleración efectiva de diseño. Estos puntos también servirán como referencia para el movimiento de los puntos de control, ya que el modelo se desplaza al ingresar los registros sísmicos en la base.

Finalmente se presentan las Tablas 4.9 a 4.13 con los puntos de control para cada modelo. Cabe destacar que 1^+ simboliza el talud positivo y 1^- el negativo.

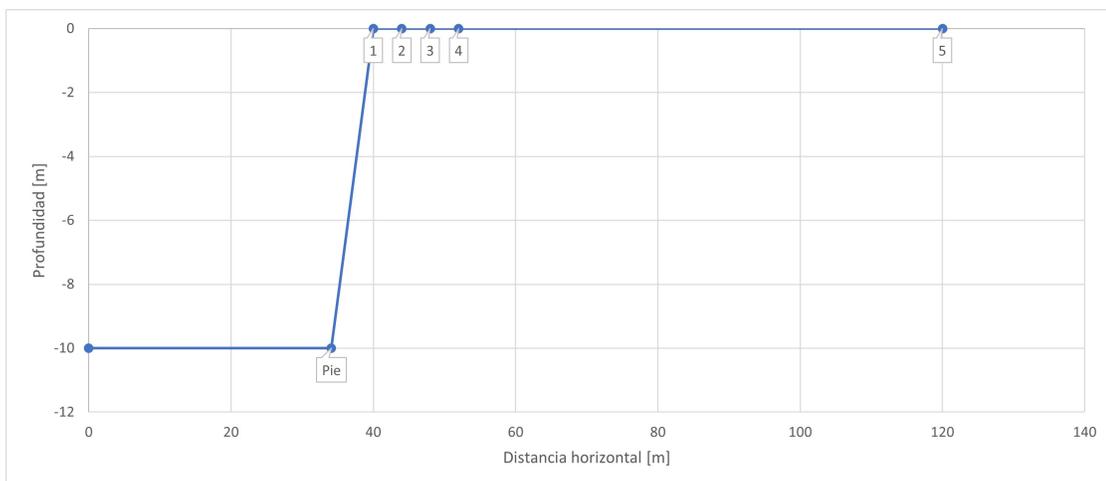


Figura 4.11: Ejemplo Puntos de Control Modelo Arcilla registro Rapel N-S.

Tabla 4.9: Puntos de control detrás de coronamiento de talud (Modelos con registro Rapel N-S).

Punto de Control	x [m]	y [m]	z [m]	Punto de Control	x [m]	y [m]	z [m]
1 ⁺	40	0.5	0	1 ⁻	-40	0.5	0
2 ⁺	44	0.5	0	2 ⁻	-44	0.5	0
3 ⁺	48	0.5	0	3 ⁻	-48	0.5	0
4 ⁺	52	0.5	0	4 ⁻	-52	0.5	0

Tabla 4.10: Puntos de control detrás de coronamiento de talud (Modelos registros restantes).

Punto de Control	x [m]	y [m]	z [m]	Punto de Control	x [m]	y [m]	z [m]
1 ⁺	40	0.5	0	1 ⁻	-40	0.5	0
2 ⁺	44	0.5	0	2 ⁻	-44	0.5	0
3 ⁺	47	0.5	0	3 ⁻	-47	0.5	0
4 ⁺	50	0.5	0	4 ⁻	-50	0.5	0

Tabla 4.11: Puntos de control pie de talud Modelos en Arcilla.

Puntos de Control pie de Talud lado Positivo			Puntos de Control pie de Talud lado Negativo		
x [m]	y [m]	z [m]	x [m]	y [m]	z [m]
40	0.5	-2	-40	0.5	-2
40	0.5	-4	-40	0.5	-4
40	0.5	-6	-40	0.5	-6
38.8	0.5	-8	-38.8	0.5	-8
36.7	0.5	-10	-36.7	0.5	-10
34.1	0.5	-12	-34.1	0.5	-12

Tabla 4.12: Puntos de Control pie de Talud Modelo en Grava.

Puntos de Control pie de Talud lado Positivo			Puntos de Control pie de Talud lado Negativo		
x [m]	y [m]	z [m]	x [m]	y [m]	z [m]
40	0.5	-2	-40	0.5	-2
39.5	0.5	-4	-39.5	0.5	-4
38.1	0.5	-6	-38.1	0.5	-6
36.3	0.5	-8	-36.3	0.5	-8
34.3	0.5	-10	-34.3	0.5	-10

Tabla 4.13: Punto de Control pie de Talud Modelo en Arena.

Puntos de Control pie de Talud lado Positivo			Puntos de Control pie de Talud lado Negativo		
x [m]	y [m]	z [m]	x [m]	y [m]	z [m]
39	0.5	-2	-39	0.5	-2
36.8	0.5	-4	-36.8	0.5	-4
34.3	0.5	-6	-34.3	0.5	-6
31.7	0.5	-8	-31.7	0.5	-8
29	0.5	-10	-29	0.5	-10

4.2.5. Estabilidad de taludes

A través del programa de Plaxis 3D se realiza el análisis de estabilidad de taludes por medio del método de Reducción resistencia al Cortante (SSR). Se consideran para el análisis, las dimensiones de taludes (Altura de talud, distancia horizontal y ángulo de inclinación β) expuestas en la Tabla 4.1.

Cabe destacar que el análisis se enfocará en los modelos mostrados en las Figuras 4.1 a 4.3, con tamaños de elementos del mallado definidos por la Tabla 4.5 para cada registro sísmico. Debido a que los elementos se definieron con tamaños cercanos al límite expuesto, por temas de carga computacional, se realizarán modelos con elementos más refinados y pequeños. Específicamente, el factor de seguridad se obtendrá para modelos con el registro sísmico Rapel N-S integrado, el cual permite el tamaño máximo de elementos mayor en la Tabla 4.5.

4.2.6. Criterio para entibación

Según lo mencionado en el Punto 2.2.1.4, el proyecto de norma prNCh3206 impone como criterio para el diseño de taludes, una distancia mínima admisible a la zona estable que permita que las deformaciones de las edificaciones vecinas, más específicamente en entibaciones o fundaciones, sean mínimas. Para relacionar el daño causado a una estructura, se utilizar el concepto de distorsiones angulares máximas (β_{max}). Este parámetro corresponde a la relación entre el asentamiento diferencial (δ_v) entre fundaciones de la estructura y el largo (L) del espaciado entre ellas.

Para verificar que para las distancias horizontales hasta la zona estable, obtenidas en el Punto 2.13, cumplan con el criterio, se considera en el inicio de la zona estable una fundación y otra contigua a una separación de 5 [m]. Aravena (2020), considera esta distancia debido a que “representa un largo de muro típico o la distancia entre los apoyos de un marco de una hipotética estructura vecina”. Para simular una edificación, se utiliza la ya definida carga superficial de 12 [kPa] en cada modelo (Figuras 4.1 a 4.2). Mediante la definición de estos dos puntos y los asentamientos obtenidos detrás del coronamiento del talud, se obtienen las distorsiones angulares para cada modelo según tipo de suelo, altura del talud y registro sísmico utilizado.

Cabe mencionar que como se utilizó configuraciones pseudo-estáticas para los modelos en Arenas, se omitirá la verificación del criterio para estos casos. Se presenta en la Figura 4.14, los límites de distorsión angular para evitar daños a estructuras propuestos por Bjerrum (1963).

Tabla 4.14: Límites de distorsión angular para edificios (Bjerrum, 1963).

Criterio	Distorsión angular máxima β_{mas}
Daño estructural a edificio	0.67 %
Límite de seguridad para muros flexibles de albañería (H/L<1/4)	0.67 %
Agrietamiento considerable en muros de tabiquería y albañería.	0.67 %
Primeras grietas en tabiquería	0.33 %
Límite de seguridad para edificios donde no se permite el agrietamiento	0.20 %
Límite de peligro para marcos con diagonales	0.17 %

Capítulo 5

Resultados Modelamiento Plaxis 3D

5.1. Resultados Dinámicos

Se presentan a continuación los resultados de los modelos dinámicos realizados en Plaxis 3D. Entre ellos se encuentran las respuestas de aceleración en campo libre, comparación entre mediciones de estaciones cercanas a los suelos de estudio, deformaciones post-sísmicas, verificación de criterio de entibación y análisis de estabilidad mediante método de elementos finitos. Cabe destacar que por temas de tiempo, se utilizan los registros Rapel y Tórtolas para Modelos dinámicos en Grava y Arcilla. Esto es para comparar como se comportan los modelos según dos registros sísmicos medidos en zonas sísmicas diferentes (Zona 3 y 2 respectivamente). Para Arena, solo se enfocará en los registros sísmicos cercanos a la zona sísmica 3, UTFSM y Rapel.

5.1.1. Respuestas de aceleración en campo libre

Para obtener el valor de la aceleración máxima en la superficie del modelo se utiliza un modelo sin excavaciones que represente la estratigrafía usada por los modelos con el mismo registro sísmico pero diferentes profundidades de taludes.

Se realiza un escalado del registro sísmico en la base del modelo para que la aceleración máxima superficial alcance el valor de la aceleración efectiva. Por lo que la aceleración efectiva resultante dependerá del tipo de suelo del modelo y el registro sísmico utilizado.

Se muestra la Tabla 5.1, con las aceleraciones máximas alcanzadas en superficie.

Tabla 5.1: Aceleraciones horizontales máximas registradas en superficie para modelos en Plaxis.

Registro sísmico	Componente	Gravas de Santiago		Arcilla del sector Oriente		Arenas de Concón	
		PGA [g]	SA [g]	PGA [g]	SA [g]	PGA [g]	SA [g]
Las Tórtolas	E-W	0.30	1.10	0.29	1.55	-	-
	N-S	0.30	0.91	0.28	1.13	-	-
Rapel	E-W	0.29	0.83	0.29	1.02	0.39	1.21
	N-S	0.33	1.00	0.29	1.2	0.41	1.14
UTFSM	E-W	-	-	-	-	0.40	1.32
	N-S	-	-	-	-	0.42	1.42

Para verificar el comportamiento adecuado de los modelos en Plaxis 3D y su amplificación dinámica correcta de los registros sísmicos hacia la superficie, se compatibiliza las respuestas superficiales de los modelos de Plaxis con estaciones de acelerógrafos en Campo libre con estratigráfica similar.

Los acelerogramas de cada estación se obtuvieron de la base de datos de RENADIC del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. Todos los registros de aceleración-tiempo fueron medidos en base al terremoto del 27 de Febrero de 2010. La caracterización del suelo de las estaciones corresponde a datos de RENADIC realizado por Boroschek y otros. (2012). y al trabajo de Vergara (2015). Las estaciones a utilizar son Santiago Centro, La Florida, Peñalolen, correspondientes a las Figuras 5.2 y 5.2.a respectivamente. Además de la estación Viaducto Marga-Marga (El Salto).

Para los modelos realizados con Grava, las estaciones Santiago Centro y La Florida contienen propiedades similares. Estas estaciones se ubican sobre la unidad geológica correspondiente a gravas fluviales. En la Figura 5.2, se puede ver el perfil estratigráfico de la estación Santiago Centro, el cual contiene un estrato superficial de 4 [m] de arcilla, por debajo un estrato de 8 [m] de arenas y a más profundidad una capa de gravas. Respecto a la estación La Florida, esta se presenta como un suelo constituido principalmente por bolones con grava arenosas en profundidad.

En relación con la estación Peñalolen, esta presenta un perfil similar a los suelos de Arcilla utilizados en el modelamiento. Esta estación se ubica sobre la unidad geológica de depósitos aluviales. En la Figura 5.2.a, se muestra un estrato de arcillas cercano a los 24 [m] donde subyacen estratos de grava y arenas.

En cuanto a la estación Viaducto Marga-Marga, esta se encuentra acoplada bajo el Viaducto en la comuna de Viña del Mar. Se encuentra entre las unidades geológicas de depósitos marinos y fluviales. Para esta estación no se cuenta con estratigrafía al uso. Pero en general el suelo bajo el puente esta compuesto de arena limosa con grava mal graduada y bolsones de arcilla, estratificada alternada con capas arenosas más firmes.

Se presenta las Tablas comparativa 5.2 a 5.3. donde se encuentran las aceleraciones máximas en campo libre de las estaciones nombradas y el espectro de respuesta superficial de los modelo en Plaxis. Los espectros corresponden a un oscilador de un grado de libertad calculado mediante el algoritmo de Newmark con un 5% de amortiguamiento. Adicionalmente se presentan las Figuras comparativas 5.3 a 5.5, con la evolución del espectro según rango de periodos.

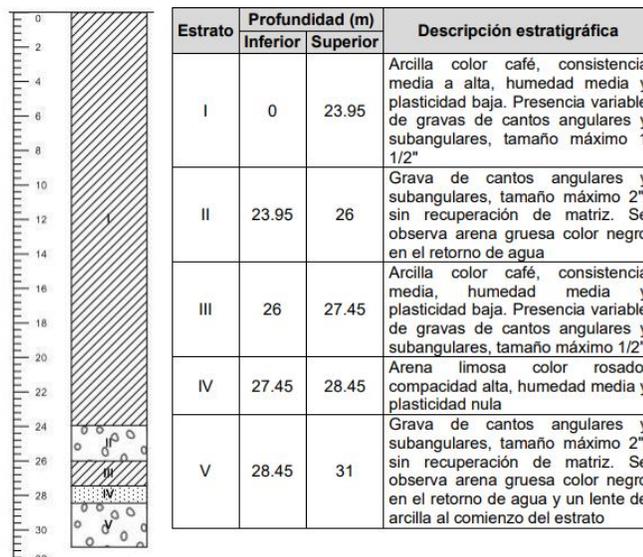
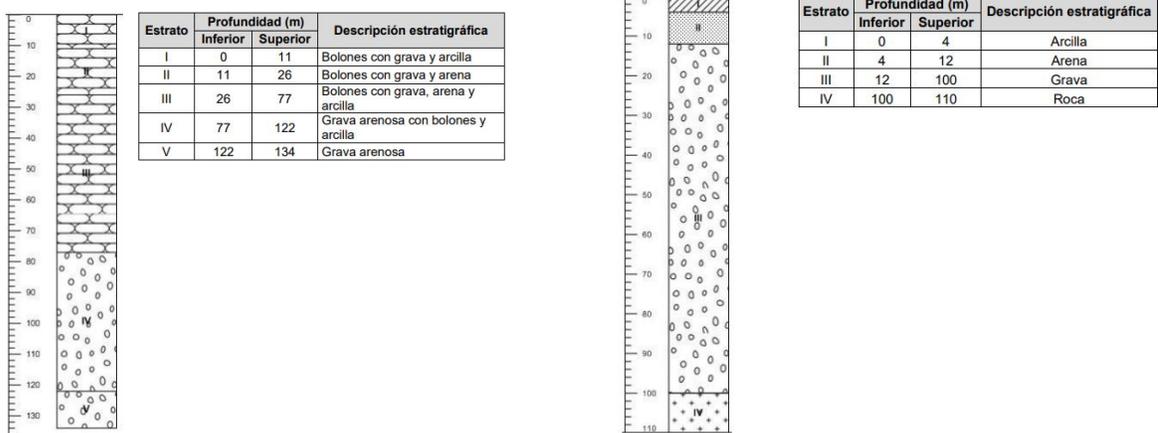


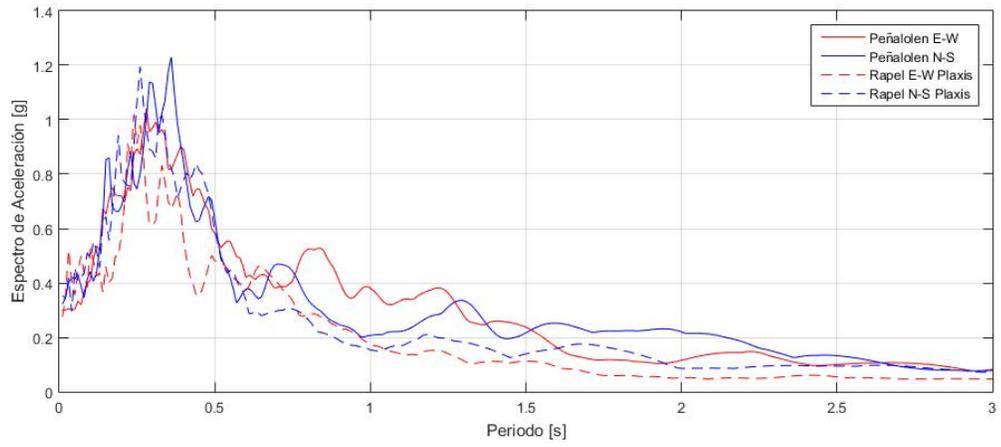
Figura 5.1: Estratigrafía para Estación Peñalolen RENADIC consistente con Arcillas del sector Oriente, tomado de Vergara (2015).



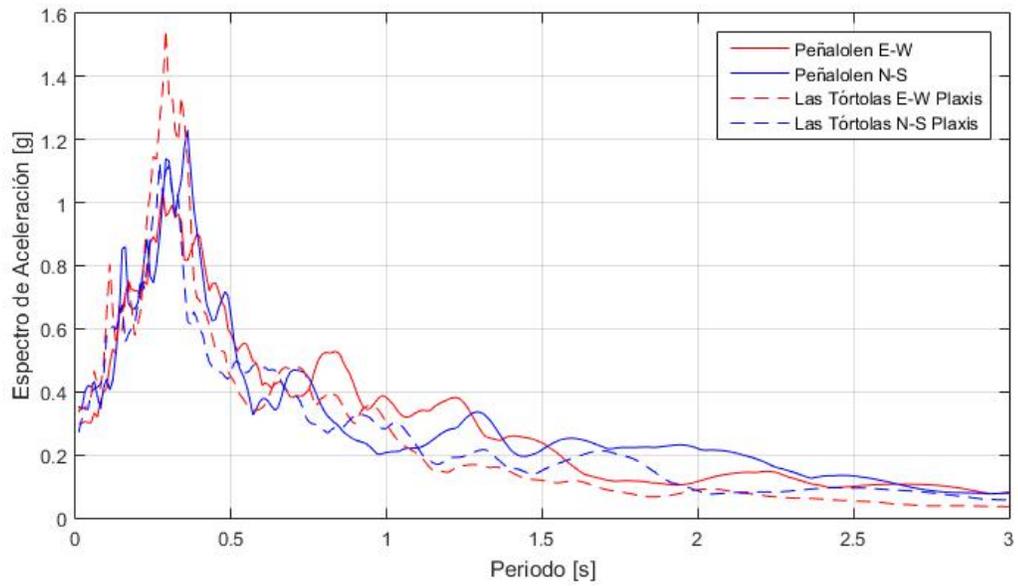
(a) Estación La Florida.

(b) Estación Santiago Centro.

Figura 5.2: Estratigrafía para estaciones RENADIC consistente con Gravas de Santiago, tomado de Vergara (2015).

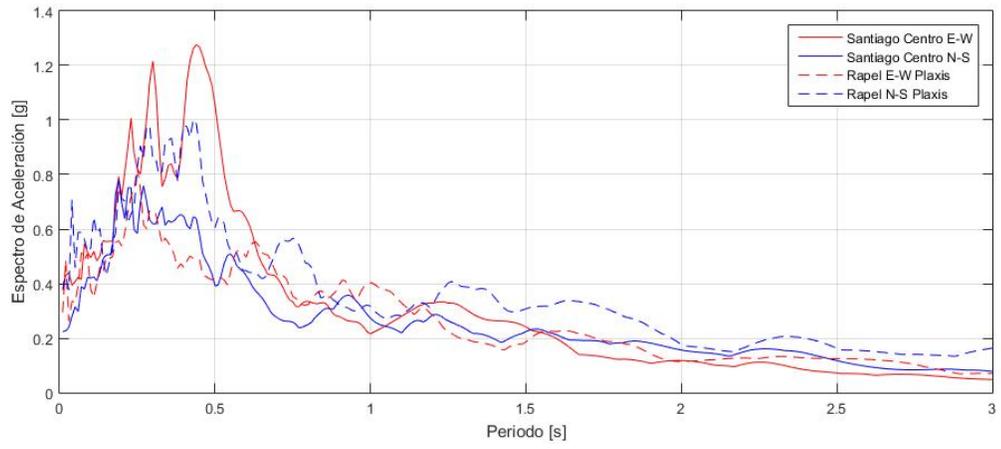


(a) Registro Rapel.

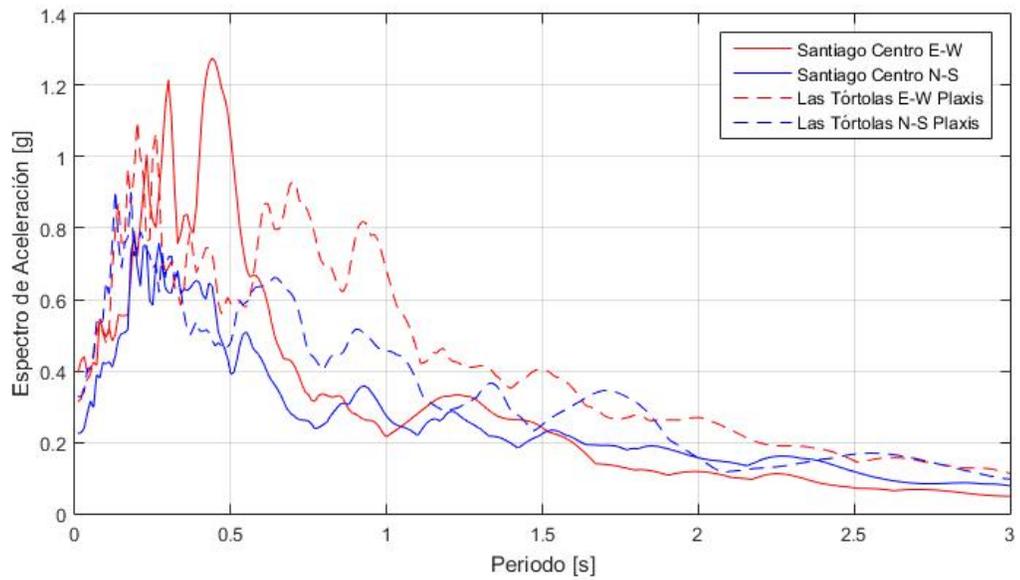


(b) Registro Las Tórtolas.

Figura 5.3: Comparación espectros de aceleración entre Estación Peñalolen y respuesta en superficie Modelo Plaxis Arcillas.

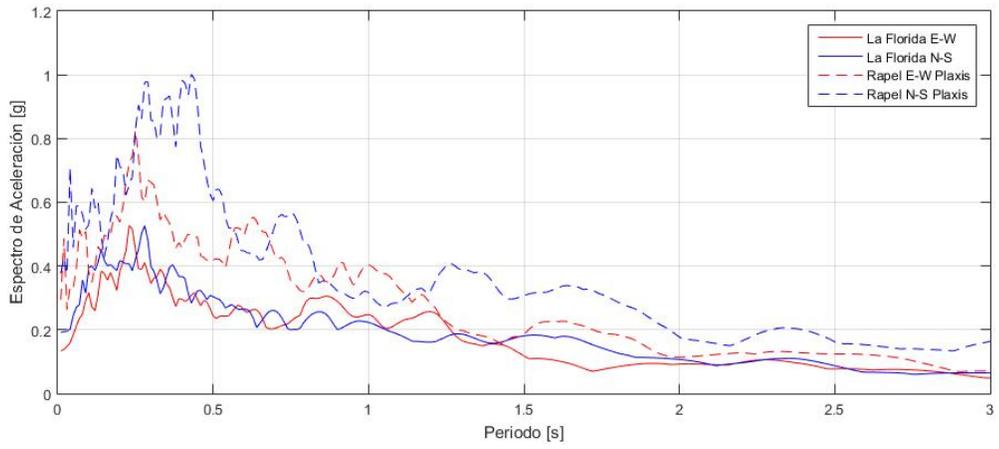


(a) Registro Rapel.

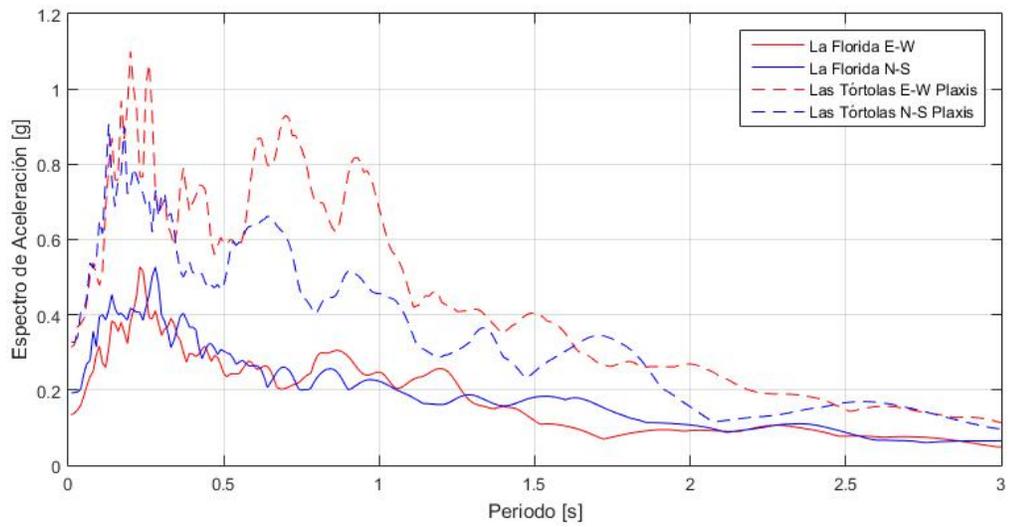


(b) Registro Las Tórtolas.

Figura 5.4: Comparación espectros de aceleración entre Estación Santiago Centro y respuesta en superficie Modelo Plaxis Grava.

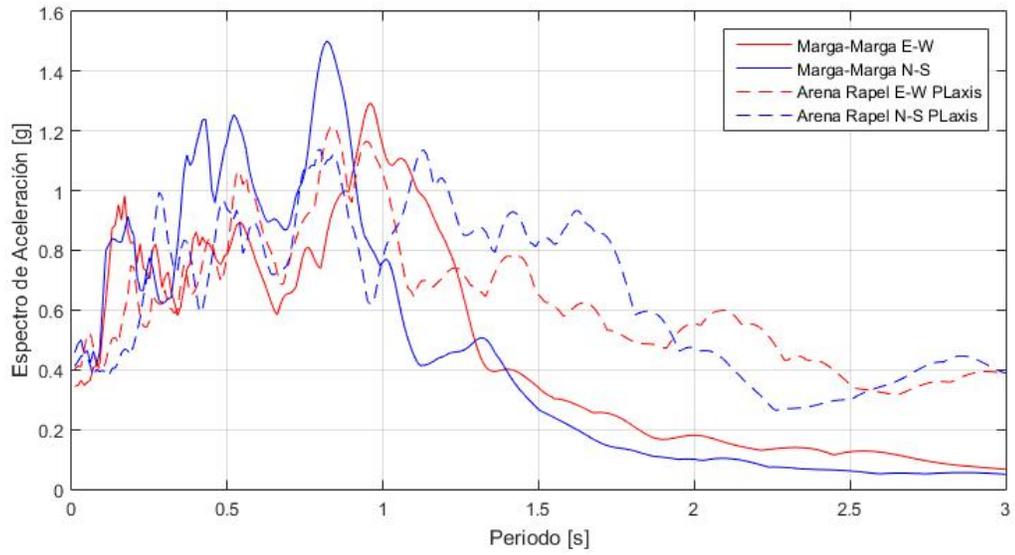


(a) Registro Rapel.

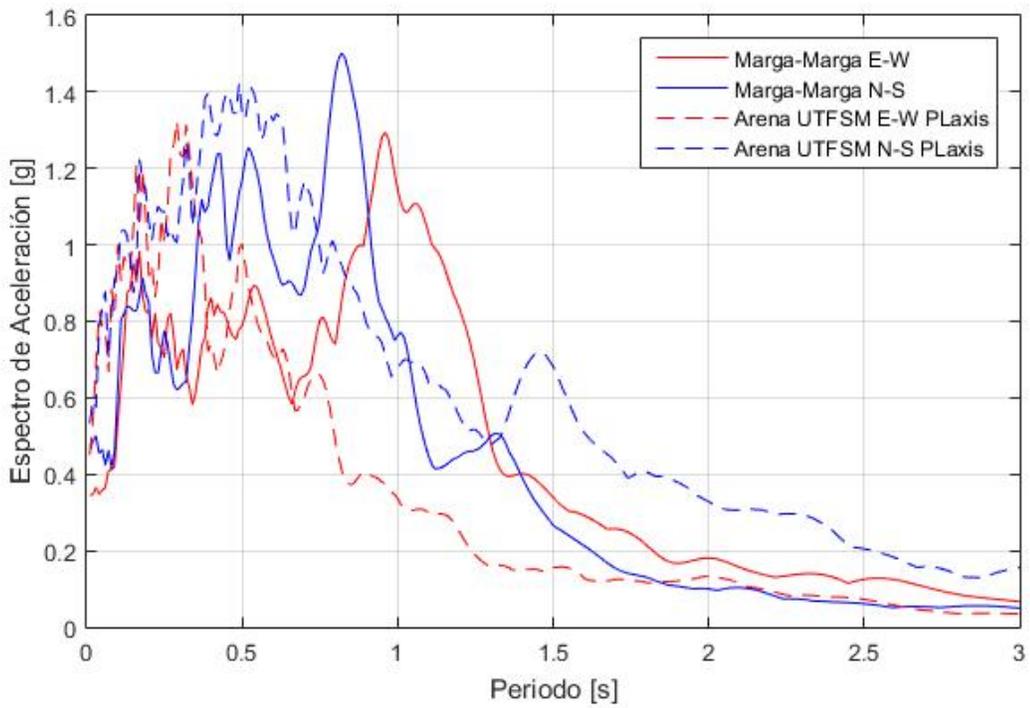


(b) Registro Las Tórtolas.

Figura 5.5: Comparación espectros de aceleración entre Estación La Florida y respuesta en superficie Modelo Plaxis Grava.



(a) Registro Rapel.



(b) Registro UTFSM.

Figura 5.6: Comparación espectros de aceleración entre Estación Viaducto Marga-Marga y respuesta en superficie Modelo Plaxis Arena.

Tabla 5.2: Aceleración Máxima registrada y Espectro de aceleración para modelo de Grava en Plaxis 3D y estaciones en campo libre, componentes EW y NS.

		Gravas de Santiago	
Señal Medida	Componente	PGA [g]	SA [g]
Santiago Centro	E-W	0.31	1.28
Estación Campo Libre	N-S	0.21	0.78
La Florida	E-W	0.17	0.53
Estación Campo Libre	N-S	0.24	0.53
Las Tórtolas	E-W	0.30	1.10
Modelo Plaxis 3D	N-S	0.30	0.91
Rapel	E-W	0.29	0.83
Modelo Plaxis 3D	N-S	0.33	1.01

Tabla 5.3: Aceleración Máxima registrada y Espectro de aceleración para modelo de Arcilla en Plaxis 3D y estaciones en campo libre, componentes EW y NS.

		Arcilla del sector Oriente	
Señal Medida	Componente	PGA [g]	SA [g]
Peñalolen	E-W	0.29	1.04
Estación Campo Libre	N-S	0.30	1.23
Las Tórtolas	E-W	0.29	1.55
Modelo Plaxis 3D	N-S	0.28	1.13
Rapel	E-W	0.29	1.02
Modelo Plaxis 3D	N-S	0.29	1.20

Tabla 5.4: Aceleración Máxima registrada y Espectro de aceleración para modelo de Arena en Plaxis 3D y estaciones en campo libre, componentes EW y NS.

		Arenas de Concón	
Señal Medida	Componente	PGA [g]	SA [g]
Viaducto Marga-Marga	E-W	0.34	1.29
Estación Campo Libre	N-S	0.35	1.50
Rapel	E-W	0.39	1.21
Modelo Plaxis 3D	N-S	0.41	1.14
UTFSM	E-W	0.40	1.32
Modelo Plaxis 3D	N-S	0.42	1.42

5.1.2. Respuesta de aceleración en coronamiento

A continuación en las Tablas 5.5 a 5.16, se presentan las aceleraciones PGA y PSA, medidas en el coronamiento del talud tanto positivo como negativo según la altura del talud y el registro sísmico utilizado.

Tabla 5.5: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Gravas, Registro Rapel N-S.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : RAPEL N-S		Punto de Control 1 ⁻ : RAPEL N-S	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Gravas 10 [m]	0.40	1.65	0.46	1.58
Gravas 8 [m]	0.43	1.20	0.43	1.48
Gravas 6 [m]	0.40	1.26	0.44	1.45
Gravas 4 [m]	0.35	1.20	0.39	1.38
Gravas 2 [m]	0.31	1.15	0.38	1.23

Tabla 5.6: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Gravas, Registro Rapel E-W.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : RAPEL E-W		Punto de Control 1 ⁻ : RAPEL E-W	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Gravas 10 [m]	0.36	1.60	0.47	1.49
Gravas 8 [m]	0.39	1.21	0.45	1.33
Gravas 6 [m]	0.37	1.15	0.42	1.23
Gravas 4 [m]	0.35	0.96	0.41	1.02
Gravas 2 [m]	0.30	0.81	0.40	0.94

Tabla 5.7: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Gravas, Registro Las Tórtolas E-W.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : LAS TÓRTOLAS E-W		Punto de Control 1 ⁻ : LAS TÓRTOLAS E-W	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Gravas 10 [m]	0.42	1.90	0.41	1.89
Gravas 8 [m]	0.41	1.37	0.37	1.21
Gravas 6 [m]	0.45	1.22	0.36	1.31
Gravas 4 [m]	0.32	1.32	0.35	1.33
Gravas 2 [m]	0.31	1.15	0.32	1.23

Tabla 5.8: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Gravas, Registro Las Tórtolas N-S.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : LAS TÓRTOLAS N-S		Punto de Control 1 ⁻ : LAS TÓRTOLAS N-S	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Gravas 10 [m]	0.38	0.88	0.45	1.49
Gravas 8 [m]	0.40	1.01	0.46	1.62
Gravas 6 [m]	0.41	0.97	0.44	1.53
Gravas 4 [m]	0.37	0.96	0.39	1.29
Gravas 2 [m]	0.33	0.95	0.32	1.04

Tabla 5.9: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arcillas, Registro Rapel N-S.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : RAPEL N-S		Punto de Control 1 ⁻ : RAPEL N-S	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Arcillas 12 [m]	0.50	2.23	0.67	2.03
Arcillas 10 [m]	0.52	1.95	0.54	1.99
Arcillas 8 [m]	0.74	1.61	0.64	1.87
Arcillas 6 [m]	0.60	1.69	0.59	1.73
Arcillas 4 [m]	0.39	1.49	0.38	1.55
Arcillas 2 [m]	0.32	1.17	0.34	1.42

Tabla 5.10: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arcillas, Registro Rapel E-W.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : RAPEL E-W		Punto de Control 1 ⁻ : RAPEL E-W	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Arcillas 12 [m]	0.61	1.84	0.52	1.86
Arcillas 10 [m]	0.60	1.74	0.54	1.95
Arcillas 8 [m]	0.79	1.61	0.64	1.60
Arcillas 6 [m]	0.72	1.42	0.59	1.77
Arcillas 4 [m]	0.36	1.24	0.38	1.47
Arcillas 2 [m]	0.29	1.13	0.28	1.17

Tabla 5.11: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arcillas, Registro Las Tórtolas N-S.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : LAS TÓRTOLAS N-S		Punto de Control 1 ⁻ : LAS TÓRTOLAS N-S	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Arcillas 12 [m]	0.49	2.25	0.51	2.02
Arcillas 10 [m]	0.64	2.26	0.54	2.01
Arcillas 8 [m]	0.90	2.02	0.63	1.78
Arcillas 6 [m]	0.53	1.62	0.57	1.64
Arcillas 4 [m]	0.42	1.53	0.38	1.58
Arcillas 2 [m]	0.33	1.34	0.32	1.23

Tabla 5.12: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arcillas, Registro Las Tórtolas E-W.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : LAS TÓRTOLAS E-W		Punto de Control 1 ⁻ : LAS TÓRTOLAS E-W	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Arcillas 12 [m]	0.63	2.49	0.48	2.86
Arcillas 10 [m]	0.65	2.35	0.55	2.37
Arcillas 8 [m]	0.70	2.00	0.82	2.00
Arcillas 6 [m]	0.53	1.60	0.76	1.90
Arcillas 4 [m]	0.40	1.46	0.36	1.82
Arcillas 2 [m]	0.28	1.36	0.33	1.67

Tabla 5.13: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arenas, Registro Rapel N-S.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : RAPEL N-S		Punto de Control 1 ⁻ : RAPEL N-S	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Arena 10 [m]	0.67	1.89	0.53	1.99
Arena 8 [m]	0.45	1.77	0.56	1.87
Arena 6 [m]	0.48	1.73	0.59	1.73
Arena 4 [m]	0.47	1.75	0.51	1.55
Arena 2 [m]	0.49	1.35	0.55	1.42

Tabla 5.14: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arenas, Registro Rapel E-W.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : RAPEL E-W		Punto de Control 1 ⁻ : RAPEL E-W	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Arena 10 [m]	0.50	1.42	0.50	1.59
Arena 8 [m]	0.51	1.54	0.67	1.53
Arena 6 [m]	0.50	1.72	0.76	1.77
Arena 4 [m]	0.49	1.55	0.52	1.31
Arena 2 [m]	0.50	1.38	0.52	1.90

Tabla 5.15: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arenas, Registro UTFSM N-S.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : UTFSM N-S		Punto de Control 1 ⁻ : UTFSM N-S	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Arena 10 [m]	1.22	2.37	0.65	2.27
Arena 8 [m]	0.79	2.07	0.71	2.08
Arena 6 [m]	0.66	2.05	0.69	2.24
Arena 4 [m]	0.73	2.21	0.61	1.98
Arena 2 [m]	0.65	2.38	0.63	1.90

Tabla 5.16: Respuestas de aceleración y espectral en Punto de Control 1 (Coronamiento) Positivo y Negativo en Arenas, Registro UTFSM E-W.

Suelo	Punto de Control 1 ⁺ : UTFSM E-W		Punto de Control 1 ⁻ : UTFSM E-W	
	PGA [g]	PSA [g]	PGA [g]	PSA [g]
Arena 10 [m]	0.67	1.92	0.60	2.26
Arena 8 [m]	0.77	2.04	0.56	2.14
Arena 6 [m]	0.69	2.08	0.66	2.23
Arena 4 [m]	0.54	1.53	0.42	1.44
Arena 2 [m]	0.45	1.70	0.52	1.77

Se puede observar en las Tabla 5.5 a 5.7, para las aceleraciones de respuesta generadas a través del sismo de Rapel y Las Tortolas en el Modelo de Gravas, como en general estas aumentan mientras aumenta la excavación. Sin embargo, en los taludes positivos, este llega a un peak en profundidades menores a la máxima de estudio de 10 [m], después de este peak baja

su aceleración en mayores profundidades. Por lo que la aceleración máxima en el coronamiento en una excavación de 10 [m] en ningún caso es la que presenta el mayor valor, si no, este se encuentra en los 8 [m] para el caso de los registros en Rapel y 6 [m] para el caso de las Tórtolas.

En relación con los espectros de aceleración, estos si cumplen en su mayoría con el mayor valor en la excavación máxima de 10 [m], con una excepción en el talud positivo del registro Las Tórtolas. Por lo que se puede observar una relación creciente con la profundidad más clara que en los PGA, con unas pocas excepciones en cada registro.

En el caso de los suelos arcillosos, estos se comportan de manera similar que las Gravas. Es más en las Arcillas, la totalidad de los modelos tanto en talud positivo como negativo, tienen su peak de aceleración en las excavaciones de 8 [m]. Luego de este peak las aceleraciones bajan nuevamente mientras se excava. Con una pequeña excepción en la Tabla 5.9, para el talud negativo de 10 [m], el cual experimenta la mayor aceleración.

En cuanto a los espectros, estos se comportan de la misma forma que las Gravas.

Las arenas, a diferencia de los otros suelos, se comportan de manera totalmente diferente. Estos no presentan una relación clara entre la altura del talud y las aceleraciones. Ya sea en los espectros como la aceleración máxima en la superficie.

Cabe destacar que para Gravas los taludes negativos son en su mayoría los que controlan, en cambio, para las Arcillas son los positivos. Siendo una excepción para ambos casos los modelos con el registro sísmico Las Tórtolas E-W, donde se intercambia el efecto.

5.1.3. Deformaciones Post-sísmicas de Taludes de Excavación

Como resultado de la modelación de taludes de excavación en Plaxis 3D se obtienen las deformaciones post-sísmicas del suelo tanto horizontales como en asentamientos. Las deformaciones se consideran relativas a los puntos definidos como campo libre.

Los valores concretos de deformación post-sísmica en el coronamiento del talud se encuentran en las Tablas 5.17 a 5.22, según registro sísmico, tipo de suelo, altura de talud y posición del talud. Adicionalmente en el Anexo C, se muestran las configuraciones deformadas post-sísmicas de taludes de excavación (Lado Positivo 1⁺) según el registro sísmico utilizado y la profundidad de la excavación del talud.

Tabla 5.17: Deformaciones horizontales post-sísmica en coronamiento de taludes, Modelo en Grava de Santiago.

Altura [m]	Δu_x [mm]		Δu_x [mm]		Δu_x [mm]		Δu_x [mm]	
	Rapel N-S Grava		Rapel E-W Grava		Las Tórtolas N-S Grava		Las Tórtolas E-W Grava	
	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻
12	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-26.32	22.46	-17.03	11.95	-16.69	12.37	-17.91	22.01
8	-29.93	16.08	-19.21	8.41	-13.86	10.96	-14.21	21.18
6	-17.53	10.15	-13.52	5.30	-10.90	6.48	-16.47	19.72
4	-13.58	0.81	-9.34	-0.79	-8.74	-0.93	-3.48	6.50
2	-6.12	-1.93	-3.51	-1.94	-5.59	-4.87	-1.80	-1.30

Tabla 5.18: Deformaciones horizontales post-sísmica en coronamiento de taludes, Modelo en Arcillas del sector Oriente de Santiago.

Altura [m]	Δu_x [mm] Rapel N-S Arcilla		Δu_x [mm] Rapel E-W Arcilla		Δu_x [mm] Las Tórtolas N-S Arcilla		Δu_x [mm] Las Tórtolas E-W Arcilla	
	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻
12	-43.85	63.22	-48.90	56.21	-74.20	92.30	-74.08	137.34
10	-34.94	65.78	-91.36	118.87	-164.02	209.15	-114.98	207.14
8	-632.80	649.35	-311.00	394.90	-580.57	644.12	-525.40	742.72
6	-194.54	243.90	-300.91	327.39	-466.54	508.62	-375.78	546.47
4	-8.20	28.03	-40.09	35.87	-26.82	57.53	-20.76	57.67
2	-2.47	8.51	-10.08	1.39	0.16	14.42	-0.86	14.25

Tabla 5.19: Deformaciones horizontales post-sísmica en coronamiento de taludes, Modelo en Arenas de Concón.

Altura [m]	Δu_x [mm] Rapel N-S Arena		Δu_x [mm] Rapel E-W Arena		Δu_x [mm] UTFSM N-S Arena		Δu_x [mm] UTFSM E-W Arena	
	1 ⁺	1 ⁻						
12	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-882.22	675.15	-965.51	892.31	-800.41	640.80	-344.24	376.59
8	-526.34	524.61	-629.72	511.24	-270.80	292.33	-261.81	299.60
6	-465.55	328.95	-407.11	440.92	-436.09	286.05	-188.12	210.10
4	-271.26	103.50	-183.10	101.61	-317.35	184.17	-143.85	162.17
2	-230.10	98.80	-158.36	-48.00	-156.49	12.02	-92.84	67.19

Tabla 5.20: Asentamientos post-sísmicos en coronamiento de taludes, Modelo en Gravas de Santiago.

Altura [m]	Δu_z [mm] Rapel N-S Grava		Δu_z [mm] Rapel E-W Grava		Δu_z [mm] Las Tórtolas N-S Grava		Δu_z [mm] Las Tórtolas E-W Grava	
	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻
12	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-15.38	-14.19	-10.92	-9.31	-9.67	-8.96	-12.22	-14.73
8	-17.66	-14.89	-12.13	-9.48	-9.66	-8.48	-12.06	-15.05
6	-12.87	-11.07	-9.81	-7.95	-8.42	-7.63	-10.11	-12.14
4	-9.23	-8.51	-6.38	-5.60	-5.95	-5.22	-6.86	-8.19
2	-5.37	-6.71	-4.43	-4.35	-4.89	-4.23	-5.33	-6.63

Tabla 5.21: Asentamientos post-sísmicos en coronamiento de taludes, Modelo en Arcillas del sector Oriente de Santiago.

Altura [m]	Δu_z [mm] Rapel N-S Arcilla		Δu_z [mm] Rapel E-W Arcilla		Δu_z [mm] Las Tórtolas N-S Arcilla		Δu_z [mm] Las Tórtolas E-W Arcilla	
	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻	1 ⁺	1 ⁻
12	-23.40	-21.58	-28.39	-28.57	-46.68	-37.60	-46.44	-62.40
10	-20.79	-19.01	-41.86	-44.36	-72.51	-75.36	-60.41	-80.11
8	-143.22	-139.70	-65.96	-73.37	-112.22	-120.37	-103.96	-132.52
6	-43.62	-39.96	-72.21	-75.46	-108.25	-107.82	-92.56	-114.85
4	-6.38	-6.56	-9.60	-8.76	-10.24	-11.29	-9.74	-8.63
2	-3.49	-4.02	-3.35	-1.88	-3.15	-3.94	-3.68	-2.10

Tabla 5.22: Asentamientos post-sísmicos en coronamiento de taludes, Modelo en Arenas de Concón.

Altura [m]	Δu_z [mm] Rapel N-S Arena		Δu_z [mm] Rapel E-W Arena		Δu_z [mm] UTFSM N-S Arena		Δu_z [mm] UTFSM E-W Arena	
	1 ⁺	1 ⁻						
12	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-590.37	-559.82	892.31	-717.35	-666.56	-452.67	-331.20	-291.00
8	-572.89	-370.90	-670.81	-670.81	-312.76	-274.29	-311.81	-275.69
6	-277.66	-268.97	-332.00	-355.94	-479.85	-313.18	-240.96	-188.66
4	-336.10	-165.51	-151.34	-155.32	-358.72	-212.10	-189.99	-131.99
2	-295.91	-89.11	-80.06	-85.29	-218.14	-103.27	-122.47	-75.18

Con respecto a las configuraciones post-sísmicas de taludes de las Figuras C.1 a C.24, se observa como en general según los puntos de control definidos, las deformaciones en el coronamiento del talud son las mayores de la estructura y las correspondientes al pie del talud, las menor. Adicionalmente a medida que los puntos de control detrás del muro se alejan del coronamiento, sus asentamientos y desplazamientos horizontales decrecen. Con un par de excepciones en taludes con alturas de 2 [m].

En relación con las Tablas 5.17 a 5.22, se destaca como las deformaciones en Arenas son bastantes grandes superando a las Arcillas, las que a su vez, cuenta con valores mayores que los suelos con Gravas. Aunque esto no sucede en todos los casos, ya que para los desplazamientos y asentamientos en arenas, en profundidades de 8 [m], las Arcillas se imponen.

Es importante destacar un efecto que se repite tanto en Gravas como Arcillas en la mayoría de modelos que sucede de igual forma que en las aceleraciones máximas del coronamiento. Cuando se aumenta la profundidad de la excavación se evidencia un aumento de las deformaciones hasta taludes con alturas de 8 [m], luego de esto las deformaciones empiezan a bajar nuevamente. A diferencia de los otros materiales, en las arenas no esta presente este suceso, si no que, las deformaciones son siempre crecientes con la profundidad. Otro suceso concordante con las respuestas de aceleración, ocurre en Arcillas (Tabla 5.18), para las alturas de taludes menores a 6 [m]. Para estos casos, la magnitud del decrecimiento de deformación es muy grande, pasando de ordenes de centenas de milímetros a unidades.

Para las configuraciones negativas de taludes se puede observar como estas tienen resultados absolutos menores en el caso de las Gravas y Arenas, y mayores para Arcillas. Tanto las configuraciones positivas y negativas de taludes presentan deformaciones hacia afuera del talud, con pocas excepciones en casos puntuales. En particular, este caso sucede en las configuraciones negativa de taludes en Gravas (Tabla 5.17), mientras se disminuye la altura del talud se llega a un punto donde las deformaciones se acercan a 0, si decrece más esa altura, el sentido de la deformada cambiará y resultará en una contracción hacia dentro del talud.

Adicionalmente se puede ver como en los modelos de Gravas controlan en su mayoría los taludes positivos y en las Arcillas los negativos, de igual forma que las respuestas de aceleración el coronamiento.

5.2. Resultados Análisis Estabilidad de Taludes

Se muestran a continuación la Tabla 5.23, donde se presentan los factores de seguridad resultantes del análisis de estabilidad por medio del Método de Reducción de Resistencia al Corte (SSR) para mallado grueso correspondiente a los modelos dinámicos con registro Rapel N-S y un mallado más fino con elementos más pequeños.

Tabla 5.23: Factores de seguridad mediante método de Reducción Resistencia al Cortante, Modelos en Grava de Santiago.

Altura de Talud [m]	Modelo en Grava	
	Malla fina	Malla gruesa
	FS [-]	FS [-]
10	1.28	1.69
8	1.27	1.72
6	1.30	1.99
4	1.39	2.05
2	1.77	3.68

Se puede ver como los Factores de seguridad resultantes del análisis no corresponden con los valores expuestos en la Tabla 2.1 para los modelos realizados con malla gruesa. Siendo los valores más precisos, los realizados con elementos más pequeños. Adicionalmente estos valores, en su mayoría son decrecientes junto con el aumento de altura del talud.

5.3. Verificación Criterio de entibación

Se presentan las Figuras 5.24 y 5.25, con los resultados de distorsiones angulares máximas de los modelos dinámicos en Grava y Arcilla. En ellas se observa como la totalidad de distorsiones cumplen con los límites para daño potencial de estructuras, expuestos en la Tabla 4.14. Por lo que se verifica el cumplimiento de la distancia admisible para estructuras vecinas al talud de excavación. Confirmando deformaciones mínimas para que no se generen posibles daños.

Tabla 5.24: Distorsiones angulares máximas según distancia horizontal a la zona estable para Modelos dinámicos en Gravas.

Altura de Talud	Distancia horizontal [m]	Distorsión angular máxima β_{mas} según criterio de entibación			
		Rapel N-S	Rapel E-W	Las Tórtolas N-S	Las Tórtolas E-W
Gravas 10 [m]	10.25	0.003 %	0.007 %	0.001 %	0.007 %
Gravas 8 [m]	8.5	0.012 %	0.005 %	0.006 %	0.009 %
Gravas 6 [m]	6.75	0.011 %	0.000 %	0.020 %	0.004 %
Gravas 4 [m]	5	0.001 %	0.002 %	0.004 %	0.000 %
Gravas 2 [m]	2	0.005 %	0.008 %	0.011 %	0.006 %

Tabla 5.25: Distorsiones angulares máximas según distancia horizontal a la zona estable para Modelos dinámicos en Arcilla.

Altura de Talud	Distancia horizontal [m]	Distorsión angular máxima β_{mas} según criterio de entibación			
		Rapel N-S	Rapel E-W	Las Tórtolas N-S	Las Tórtolas E-W
Arcillas 12 [m]	20	0.027 %	0.010 %	0.036 %	0.045 %
Arcillas 10 [m]	17.25	0.021 %	0.016 %	0.028 %	0.030 %
Arcillas 8 [m]	14.25	0.004 %	0.004 %	0.029 %	0.011 %
Arcillas 6 [m]	10.25	0.005 %	0.004 %	0.007 %	0.020 %
Arcillas 4 [m]	5.25	0.005 %	0.004 %	0.004 %	0.003 %
Arcillas 2 [m]	1.75	0.004 %	0.007 %	0.004 %	0.007 %

Capítulo 6

Discusión

6.1. Análisis Modelos Equilibrio limite

En el contexto del diseño de taludes visto anteriormente en el Capítulo 3 y en el Anexo A, se presentaron configuraciones que tienen como objetivo alcanzar el factor de seguridad de diseño impuesto por el Proyecto Modificación Norma NCh 3206. Esto sujeto a diversas variables impuestas con el objetivo de obtener de resultado el ángulo de inclinación del talud β de diseño. Por lo que se analizarán las diferencias provocadas enfocándose en como varia tal ángulo de la inclinación, según las variables consideradas.

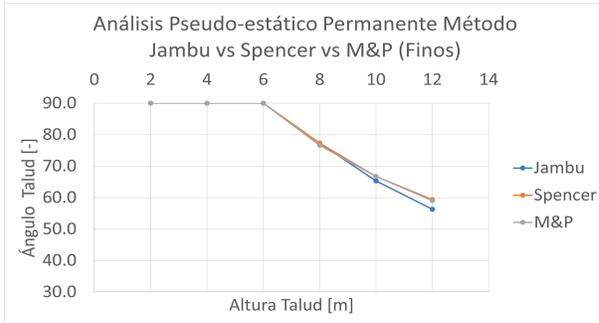
Cabe mencionar la función del ángulo de diseño. Este valor a diferencia del factor de seguridad de diseño, el cual debe mantener un valor superior para cumplir con las especificaciones de la norma, se comporta como un limite superior para el ángulo de inclinación con el que se quiera construir. Esto es debido al efecto que produce β en el factor de seguridad, un aumento del ángulo provoca la disminución del factor de seguridad y viceversa. Azeze (2022) concluye esto en su trabajo y está en línea con Seid y Behrouz (2017). Por lo que, si se quiere mantener un factor de seguridad por encima del diseño, se debe igualar o disminuir el ángulo de inclinación de diseño β .

El hecho de que se tenga un ángulo β de diseño mayor a otro, se relaciona con un mejor comportamiento del suelo de estudio. Donde el talud tendrá un rango de ángulos mayor para utilizar y se podrá tener una configuración más empinada llegando a un punto máximo que permita ángulos hasta 90° . Lo que significa que cualquier configuración será segura. Aunque esta afirmación dependerá de la comparación que se esté haciendo y de los factores de seguridad de diseño que se estén comparando.

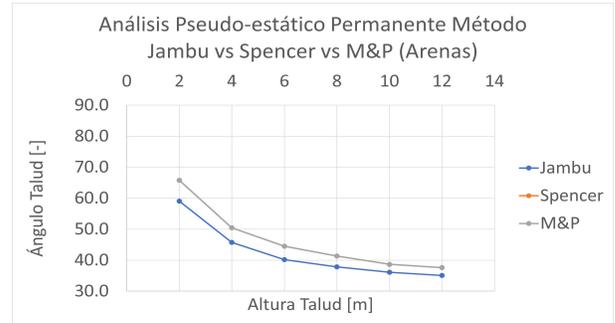
A continuación se presenta el análisis comparativo entre las diversas variables presentadas en el Punto 3.1.2 y el ángulo β de diseño correspondiente, presentado en el Anexo A. Cabe destacar que se omitirá gráficamente el método de equilibrio límite de M&P a partir del Punto 6.1.1, al ser similar en resultados al método de Spencer. Además las comparaciones con el análisis Pseudo-estático con coeficiente sísmico $k_v=0$, solo se mostrarán en el Punto 6.1.3, se omitirá en el resto de comparaciones. Esto es debido al estar sus resultados entre los valores resultantes de los análisis con coeficientes sísmico negativo y positivo, por lo que no controla en ningún caso.

6.1.1. Comparación métodos de equilibrio limite

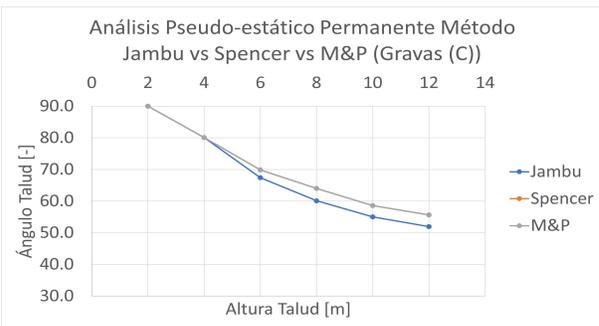
En el caso en que se estén comparando los efectos que producen los distintos tipos de cálculo de estabilidad a través de métodos de equilibrio limite, se presentan las siguientes figuras comparativas entre los métodos de Jambu, Morgentern & Price y Spencer:



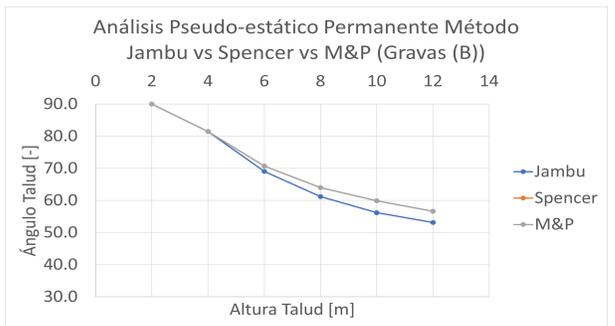
(a) Finos.



(b) Arenas.

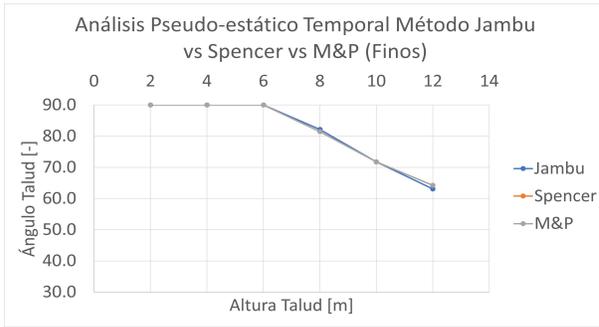


(c) Gravas Tipo C.

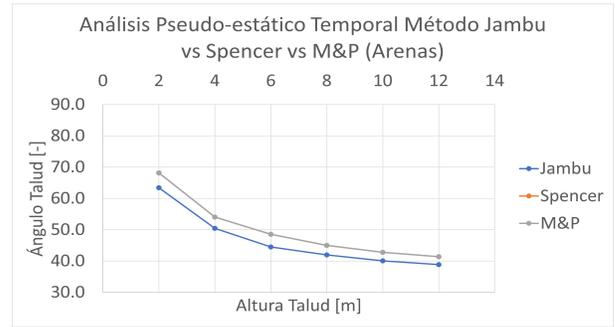


(d) Gravas Tipo B.

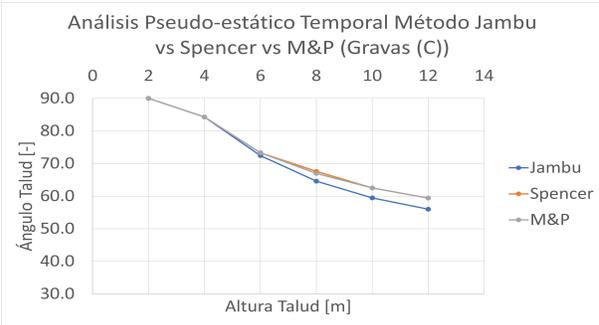
Figura 6.1: Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Pseudo-estático Permanente.



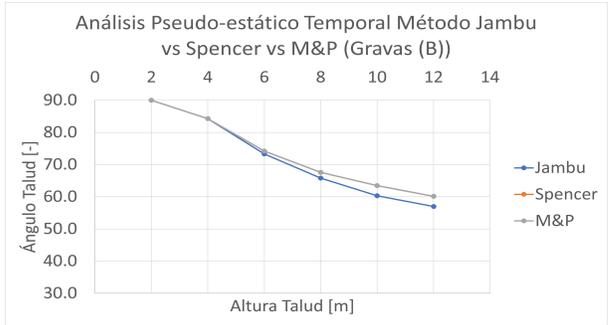
(a) Finos.



(b) Arenas.

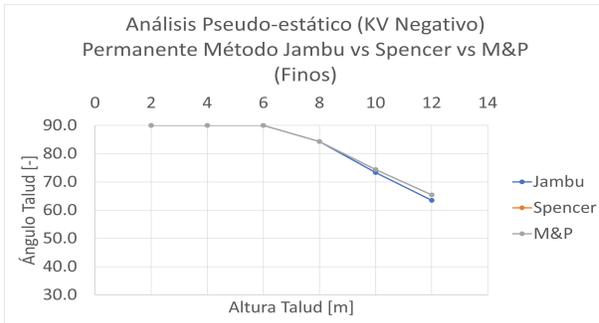


(c) Gravas Tipo C.

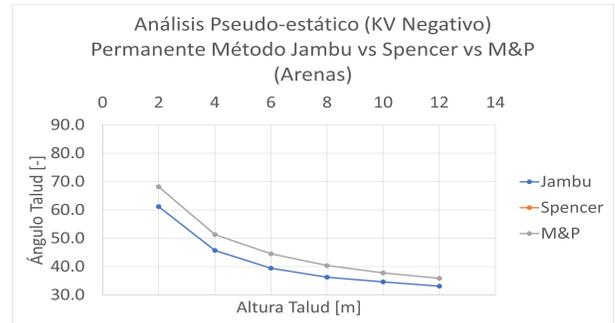


(d) Gravas Tipo B.

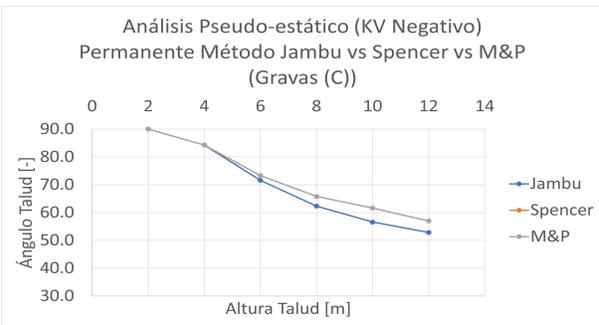
Figura 6.2: Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Pseudo-estático Temporal.



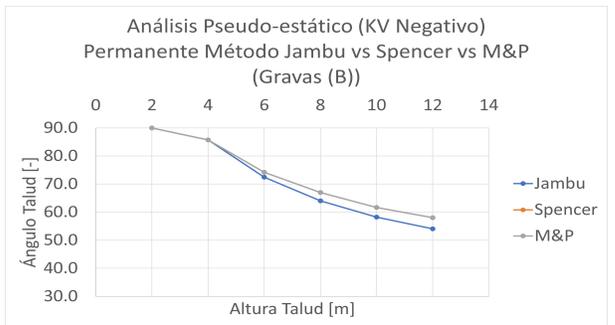
(a) Finos.



(b) Arenas.

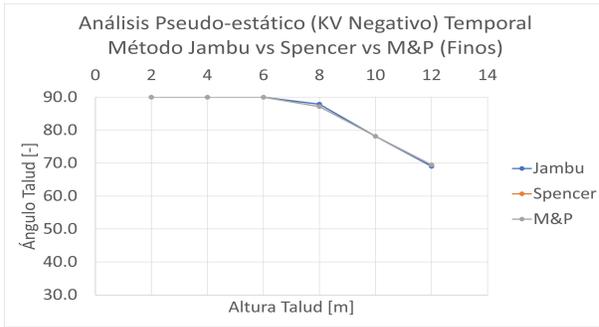


(c) Gravas Tipo C.

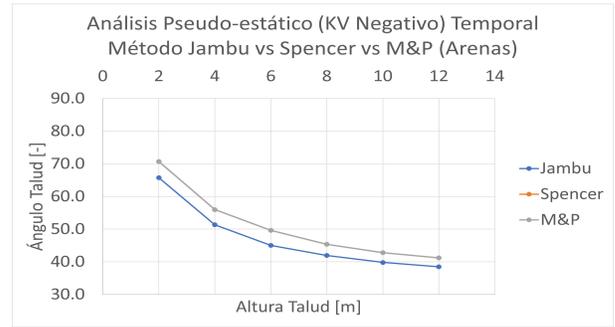


(d) Gravas Tipo B.

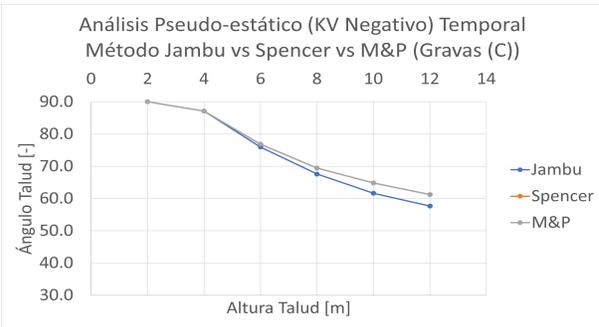
Figura 6.3: Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Pseudo-estático Permanente (k_v negativo).



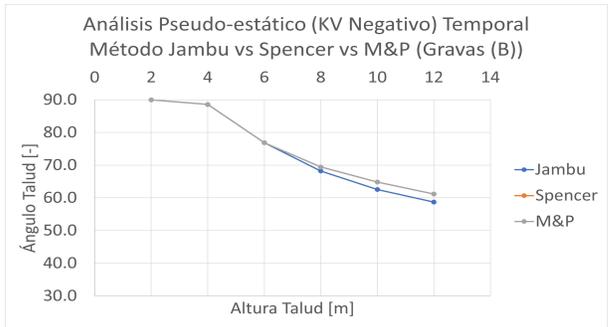
(a) Finos.



(b) Arenas.

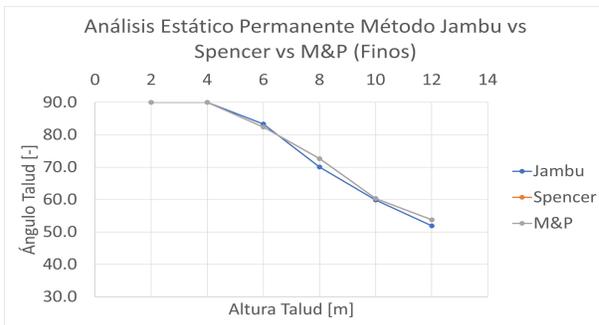


(c) Gravas Tipo C.

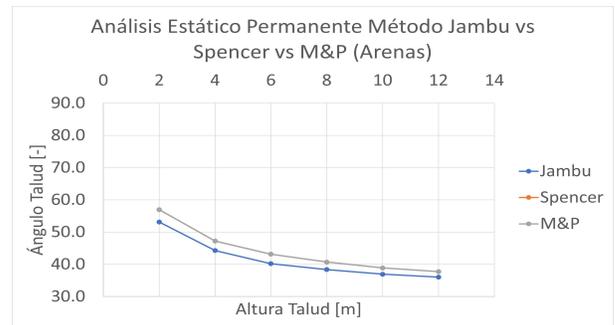


(d) Gravas Tipo B.

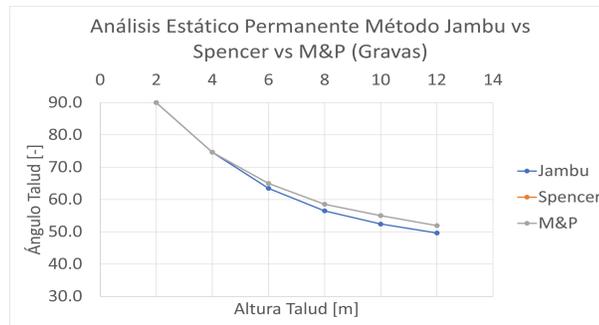
Figura 6.4: Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Pseudo-estático Temporal (k_v negativo).



(a) Finos.

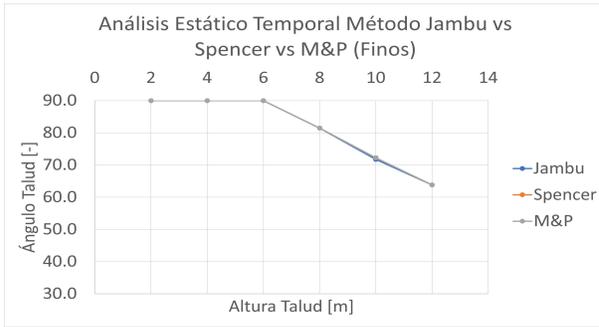


(b) Arenas.

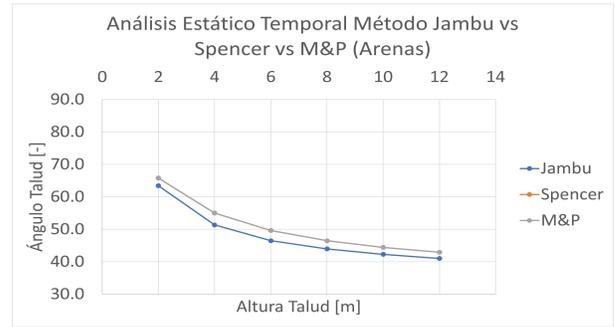


(c) Gravas.

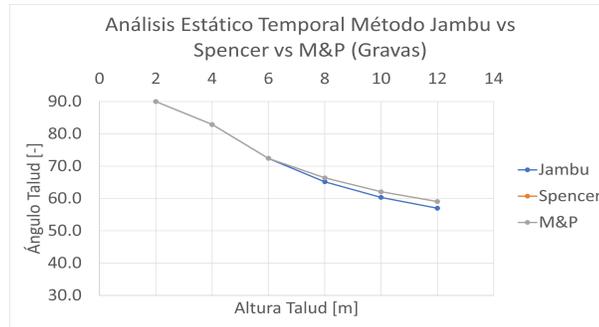
Figura 6.5: Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Estático Permanente.



(a) Finos.



(b) Arenas.



(c) Gravas.

Figura 6.6: Comparación Métodos de Equilibrio Limite: Análisis Estático Temporal.

Se destaca lo siguiente:

- Se puede apreciar en la mayoría de las figuras presentadas como el ángulo de inclinación es menor en el Método de Jambu que en Spencer y M&P. A excepción del caso de los suelos Finos (Figuras 6.1.a, 6.2.a, 6.3.a, 6.4.a, 6.5.a, 6.6.a), donde en estos casos los ángulos entre métodos son casi similares, con algunas de sus curvas casi entrelazándose entre métodos.
- En relación con los casos de Spencer y M&P, estos se muestran en todos los casos como sus valores son prácticamente idénticos, solo con un par de casos aislados vistos en las Figuras 6.1.a, 6.2.c.

En relación con las diferencias que se aprecian entre el Método de Jambu y Spencer, el hecho de que el método de Spencer tenga mayores ángulos de inclinación de diseño que Jambu, se relaciona directamente como está definido cada método de cálculo. Primeramente, se destaca que en cada gráfico comparativo, los 3 métodos, llegan al mismo factor de seguridad de diseño en cada caso, ya sea en un análisis con condición permanente o estático o análisis pseudo-estático (Tabla 2.1). Por lo que si el ángulo límite permitido es menor para un caso o el otro, tiene que ver como se comporta el factor de seguridad de diseño de ese caso. Como ya se mencionó a mayor ángulo β menor factor de seguridad. Entonces si se considera un ángulo igual en el caso de Jambu y Spencer, por ejemplo, al aumentar el valor de β en el caso de Jambu, su factor de seguridad disminuirá. Por lo que si el caso de Spencer es más competente que el caso de Jambu tiene que ver netamente con el factor de seguridad menor que produce Jambu en comparación con Spencer.

El Método de Jambu en contraste con el de Spencer y M&P, solo considera equilibrio en base a fuerzas horizontales, junto con la omisión de las fuerzas cortantes entre dovelas (Figura 2.6). Esto se traduce en que el factor de λ , que relaciona las fuerzas cortantes y normales entre dovelas (Ecuación 2.24) sea 0. Debido a esto el método de Jambu es muy sensible al efecto de las fuerzas entre dovelas (GeoStudio international Iltid, 2004-2018)

Se presenta la Figura 6.7 de la variación del factor de seguridad según el factor λ :

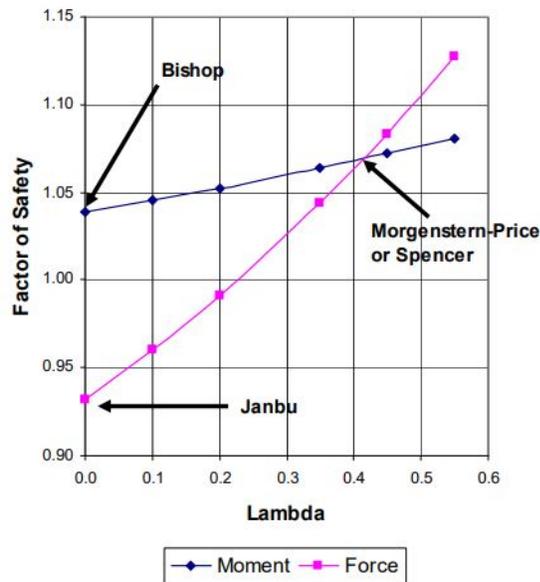


Figura 6.7: Factor de seguridad vs factor λ , tomada de Stability Modeling with SLOPE/W (2012).

En la figura se puede apreciar dos líneas de equilibrio tanto de momento como fuerzas. Donde en el método de Spencer o en su defecto M&P, se consigue un factor de seguridad llegando a un equilibrio tanto en la condición de momento como de fuerzas. Esta condición se presenta con un valor superior al de Jambu, el cual, se encuentra en el inicio de la curva de equilibrio de fuerza con un valor de $\lambda=0$. Lo que indica un menor valor de factor de seguridad por definición. Esto se corrobora con los resultados de Fredlund y Krahn (1977) y Azeze (2022). Fredlund y Krahn (1977) obtienen valores menores de factor de seguridad en el método de Jambu para taludes con el mismo material drenado con una relación 2:1 de altura sobre distancia horizontal. Azeze (2022) compara taludes con varios tipos de suelos en un mismo diseño, de relación altura/distancia horizontal de 6:1 aproximadamente y para casos drenados. A partir de estas configuraciones obtiene resultados donde Jambu es menor que Spencer y M&P, lo que va en línea con Seid y Behrouz (2017). Firincioglu y Ercanoglu (2020) confirma que debido a la ausencia de fuerzas cortantes y equilibrio completo de momento y de fuerzas se generan estos resultados.

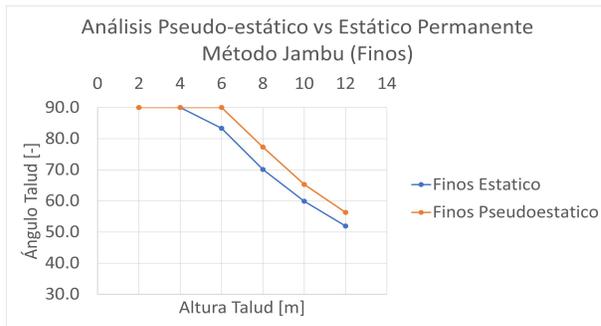
En relación con las similitudes de los casos de Spencer y Morgenstern & Price, estos al satisfacer las mismas ecuaciones de momento y fuerza generan factores de seguridad prácticamente idénticos, con variaciones mínimas. La única diferencia entre ambos métodos es la definición de las fuerzas entre dovelas (Ecuación 2.24), donde es posible escoger una función para representar sus inclinaciones. Se ha definido para los casos de Morgenstern & Price el uso de la función medio-seno para las fuerzas entre dovelas, pero aún con esa función los valores no varían prácticamente. Azeze (2022), realiza taludes con la función medio-seno e igualmente en sus resultados obtiene valores idénticos entre Spencer y M&P. Alva Hurtado (1994) menciona que si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el factor de seguridad es muy pequeña, usualmente $\pm 5\%$ de la respuesta correcta.

Se confirma entonces que, para los suelos analizados, el método de Spencer y M&P tienen

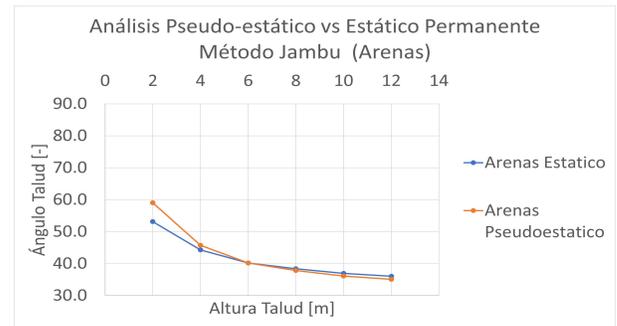
una mejor competencia que el método de Jambu. Es decir, dentro de los métodos aceptados por el proyecto de norma, Jambu será un método conservador para utilizar en el diseño.

6.1.2. Comparación Análisis estático y Pseudo-estático

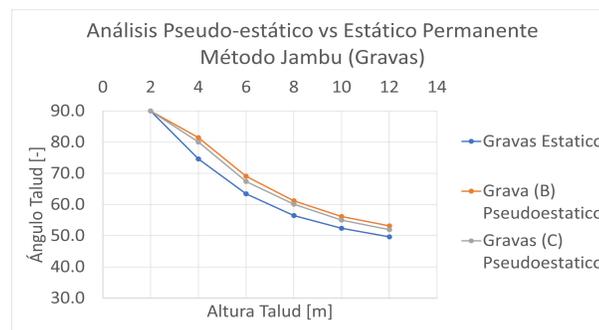
En el caso en que se estén comparando las diferencias que se producen entre el análisis estático y Pseudo-estático en el ángulo de inclinación, se presentan las siguientes Figuras 6.8 y 6.11.



(a) Finos.

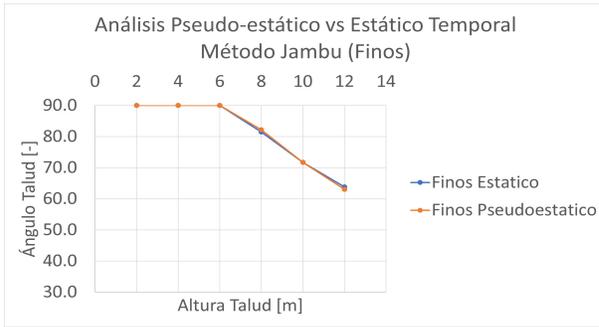


(b) Arenas.

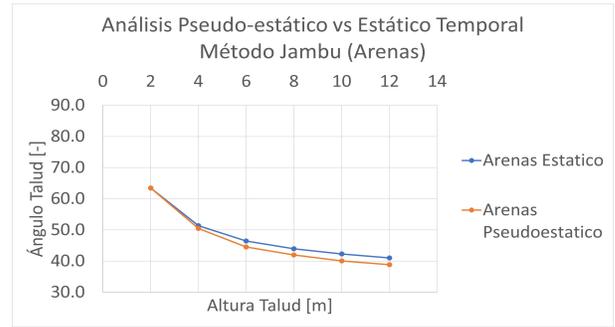


(c) Gravas.

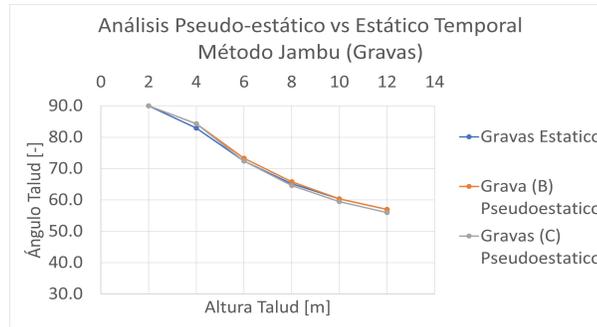
Figura 6.8: Comparación Análisis de estabilidad Estático vs Pseudo-estático: Análisis condición Permanente con Método de Jambu.



(a) Finos.

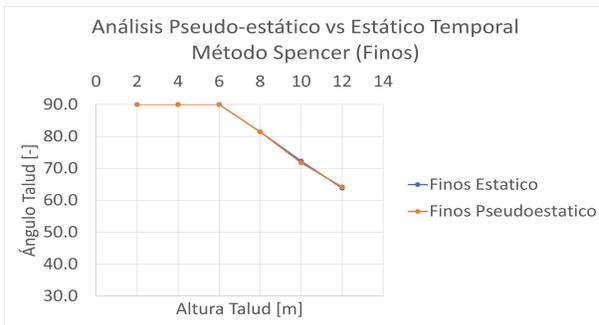


(b) Arenas.

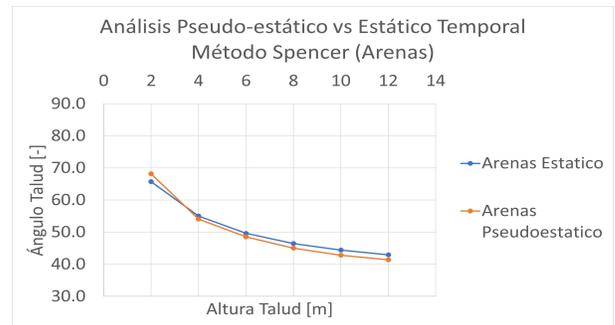


(c) Gravos.

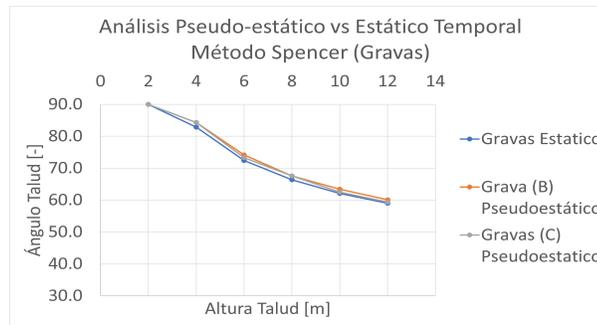
Figura 6.9: Comparación Análisis de estabilidad Estático vs Pseudo-estático: Análisis condición Temporal con Método de Jambu.



(a) Finos.

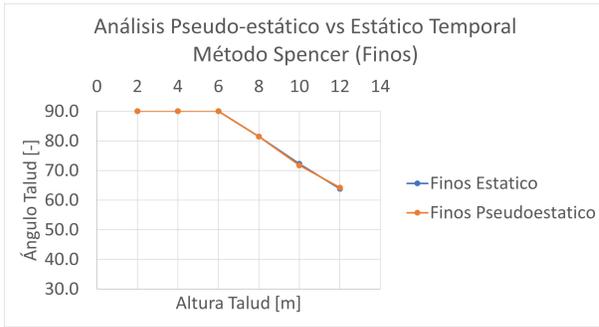


(b) Arenas.

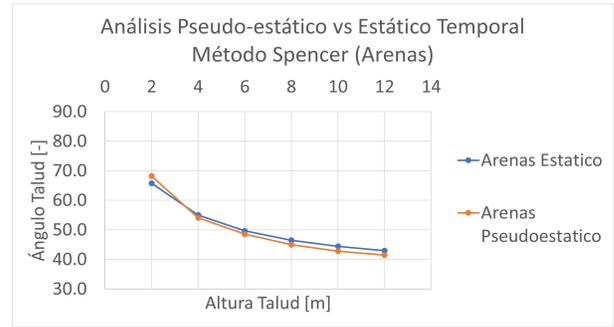


(c) Gravos.

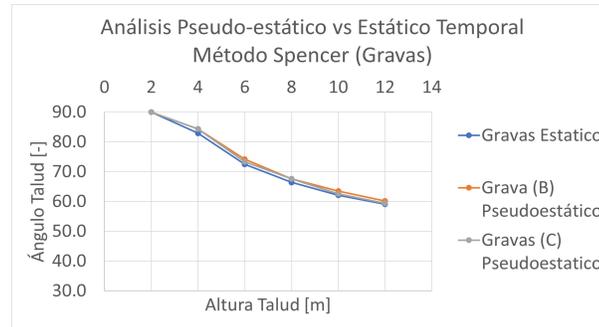
Figura 6.10: Comparación Análisis de estabilidad Estático vs Pseudo-estático: Análisis condición Permanente con Método de SPENCER.



(a) Finos.



(b) Arenas.



(c) Gravas.

Figura 6.11: Comparación Análisis de estabilidad Estático vs Pseudo-estático: Análisis condición Temporal con Método de Spencer.

Se destaca lo siguiente:

- Se puede observar en las Figuras 6.8 y 6.10, para los casos de análisis con condición permanente, el ángulo β de diseño es menor en el caso estático que en el pseudo estático. Mientras que en los análisis con condición temporal (Figuras 6.9 y 6.11), esta diferencia se hace menos notoria y se comportan casi en similitud ambos análisis estáticos y pseudo estático.
- Un caso excepcional es la Arena, que en el análisis estático con condición Permanente, se tiene menores ángulos de inclinación para configuraciones con altura baja. Esto sucede hasta llegar a un punto de intersección entre curvas, donde el análisis Pseudo-estático es el que tiene menores valores. Este cambio se produce a las 6 metros de altura en el Método de Jambu y para el método de Spencer a los 10 metros. En cambio, si se considera el caso temporal (Figuras 6.9.b y 6.11.b), la situación cambia. Resultando en que el caso Pseudo-estático con el método de Jambu es siempre menor que el estático en todas las alturas presentadas. Para Spencer este suceso comienza a los 4 metros de altura.

A diferencia del punto anterior, en esta comparación no se mantienen los mismos factores de seguridad entre casos de estudio, en cambio, cada caso tiene diferentes factores de seguridad de diseño. Para el análisis estático permanente de 1.5, para el estático temporal 1,3 y para el Pseudo-estático tanto permanente como temporal 1.1. (Figura 2.1).

Esto repercute en la interpretación que se puede dar del ángulo de inclinación. En que el análisis con menor ángulo de inclinación de diseño es el que tiene un factor de seguridad mayor. A priori esta afirmación parece correcta, pero el caso de las arenas en las Figuras 6.9.b y 6.11.b, no lo deja del todo claro. Debido a que se tiene la curva Pseudo-estática tanto a la derecha como a la izquierda de la estática.

A partir de lo anterior se puede extraer que para un talud de arenas diseñado estáticamente se tendrán casos con peores resultados sísmicos que en un talud diseñado específicamente con el sismo. Por lo que el análisis Pseudo-estático será mas o menos conservador que el estático dependiendo de la altura del talud que se quiera construir.

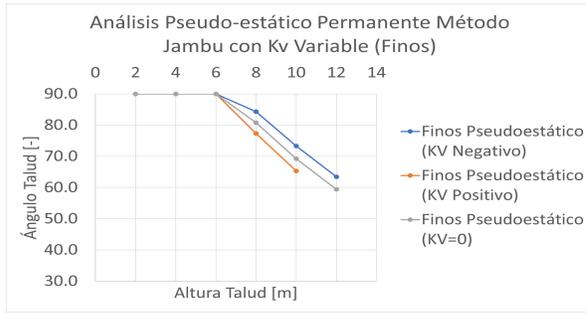
Este efecto ocurre en arenas principalmente, acentuándose en análisis temporales. Por lo que los parámetros geotécnicos juegan un rol importante en esta situación.

Se extrae del análisis anterior como las exigencias para factores de seguridad estáticos y sísmicos parecen estar definidas de forma equilibrada no quedando un análisis controlando por sobre el otro y obligando a utilizar ambos análisis.

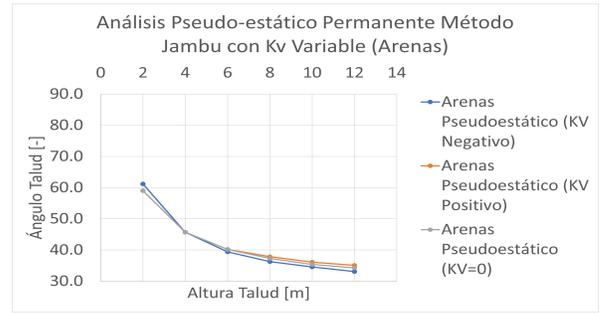
Adicionalmente, en relación con la condición Temporal, la brecha entre ángulos de los análisis estáticos y Pseudo-estáticos es menor que con una condición Permanente. Esto es debido al factor de seguridad de diseño pedido, el cual es 1.3 en un caso con análisis temporal y 1.5 para el caso de análisis permanente.

6.1.3. Comparación k_v Variable

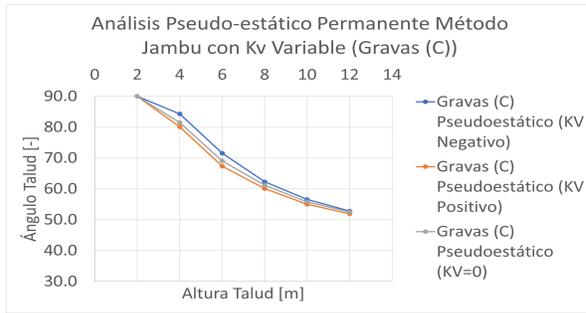
En el caso en que se estén comparando las diferencias que se producen entre el el uso de un coeficiente sísmico vertical positivo, uno negativo o uno igual a 0, se presentan las siguientes Figuras 6.12 a 6.15.



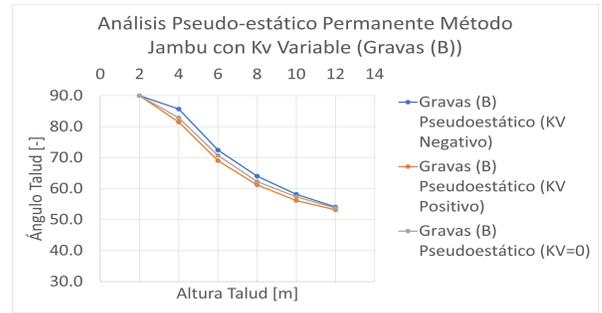
(a) Finos.



(b) Arenas.

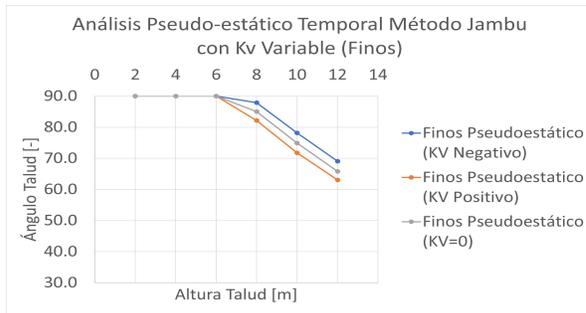


(c) Gravass Tipo C.

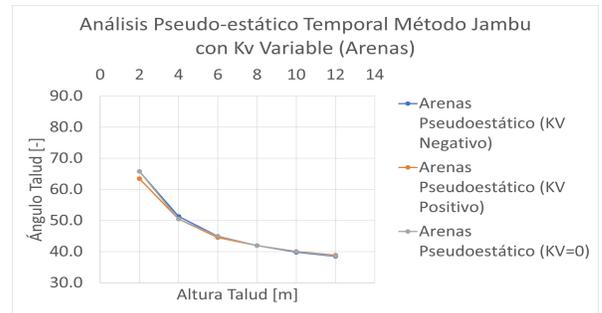


(d) Gravass Tipo B.

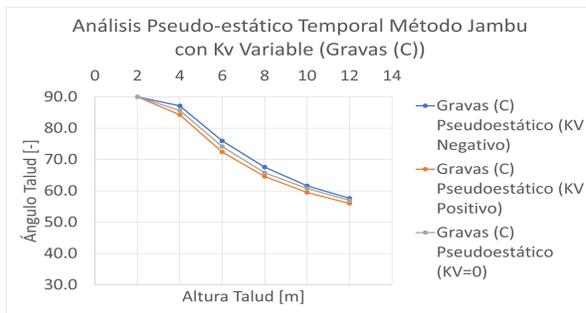
Figura 6.12: Comparación Análisis de estabilidad Pseudo-estático, Coeficiente sísmico k_v Positivo vs Negativo vs Cero: Análisis condición Permanente con Método de Jambu.



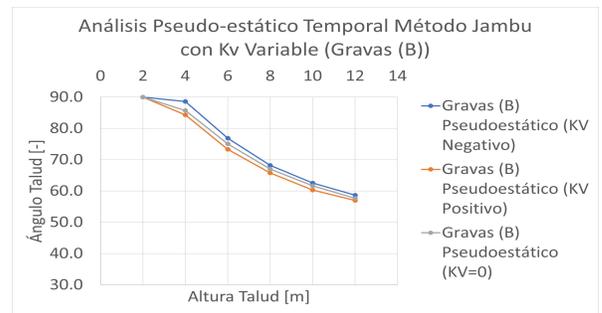
(a) Finos.



(b) Arenas.

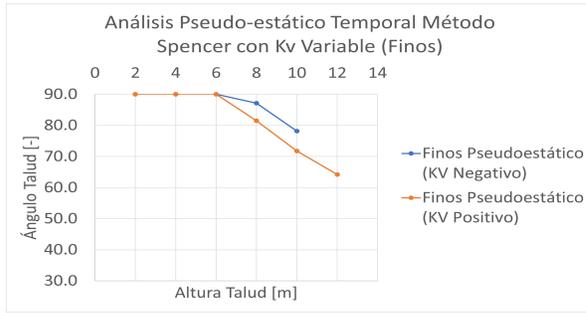


(c) Gravass Tipo C.

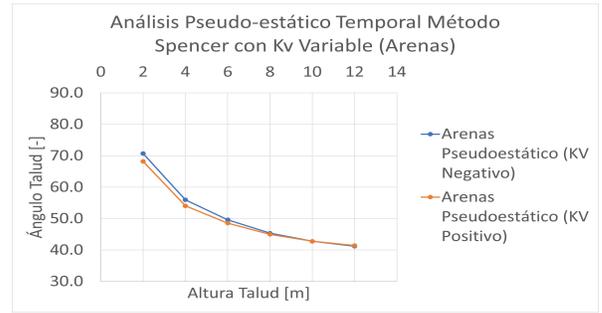


(d) Gravass Tipo B.

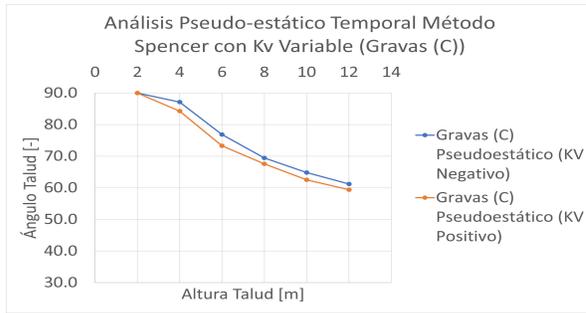
Figura 6.13: Comparación Análisis de estabilidad Pseudo-estático, Coeficiente sísmico k_v Positivo vs Negativo vs 0: Análisis condición Temporal con Método de Jambu.



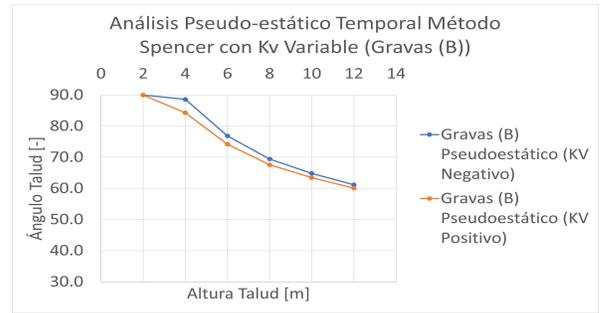
(a) Finos.



(b) Arenas.

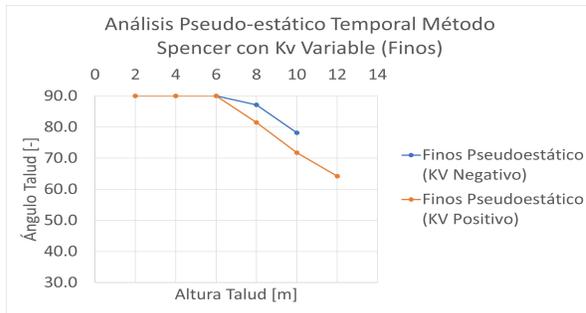


(c) Gravass Tipo C.

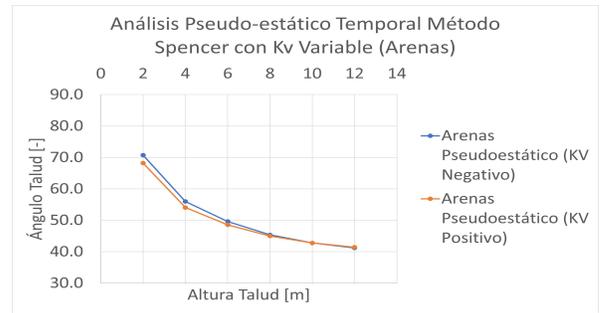


(d) Gravass Tipo B.

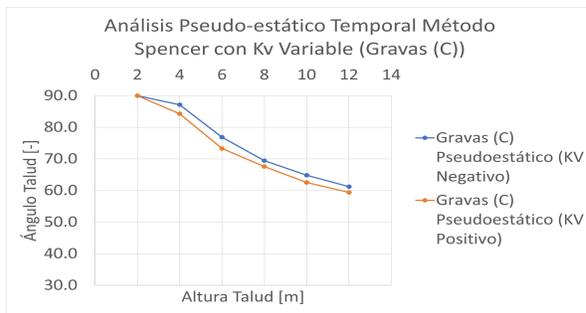
Figura 6.14: Comparación Análisis de estabilidad Pseudo-estático, Coeficiente sísmico k_v Positivo vs Negativo: Análisis condición Permanente con Método de Spencer.



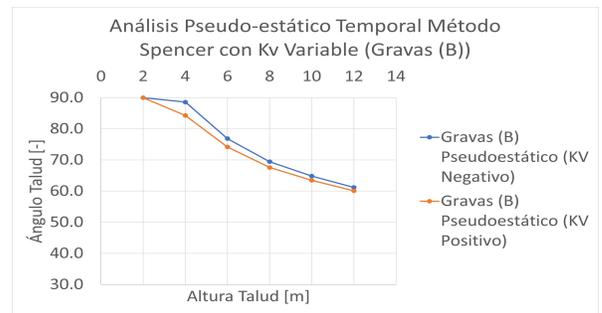
(a) Finos.



(b) Arenas.



(c) Gravass Tipo C.



(d) Gravass Tipo B.

Figura 6.15: Comparación Análisis de estabilidad Pseudo-estático, Coeficiente sísmico k_v Positivo vs Negativo: Análisis condición Temporal con Método de Spencer.

Se destaca lo siguiente:

- Se puede observar en la mayoría de las figuras como el uso de k_v negativo permite ángulos de inclinación más altos a diferencia del k_v positivo. La única excepción surge en el caso del análisis con arenas, donde las curvas se cruzan y el coeficiente sísmico positivo es el que permite ángulos más altos. Esto sucede a la altura de los 4 metros en caso Permanente con Método de Jambu, 10 metros caso Temporal con Método de Jambu, 8 metros caso Permanente con Método de Spencer y 12 metros en caso temporal con Método de Spencer. Por lo que este cambio sucede a mayor altura en análisis con método de Spencer y condición temporales.
- A su vez, en las figuras que se presenta el coeficiente sísmico vertical igual a 0, este tiene un comportamiento a medio camino entre el coeficiente positivo y negativo. Donde se cumple que el ángulo de inclinación es mayor que el coeficiente sísmico positivo y menor que el negativo. A excepción en los casos donde se cruzan las curvas y se invierten los resultados permitiendo que la curva con $k_v=0$ tenga mayores ángulos que en el caso del coeficiente sísmico positivo y menores que el negativo.
- Además, existen diferencias en el comportamiento de las curvas entre tipos de suelos. En la curva de gravas con k_v negativo se puede apreciar un decrecimiento convergente hacia la curva de k_v positivo, generándose un comportamiento parecido a las arenas pero a mayor altura que estas últimas. En cambio, en los suelos finos se observa un comportamiento más divergente en la que no se puede aclarar una futura intersección entre curvas.

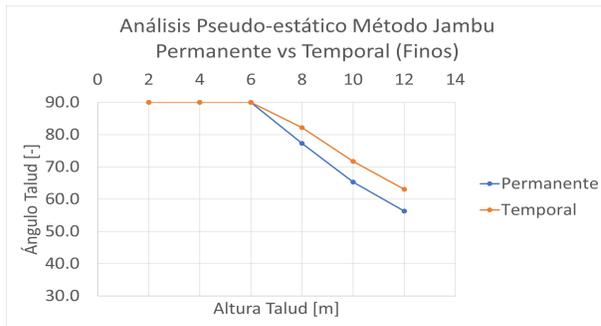
El efecto que genera el valor de un coeficiente sísmico vertical negativo se comprende a partir de su definición en el cálculo de estabilidad. Este factor a diferencia del positivo aplica en el sentido del peso del talud, según la Figura 2.5. En la Ecuación 2.14, se observa como el parámetro, en el caso de Jambu, se hace presente tanto sobre la fracción como debajo. Entonces este parámetro funcionará como un amortiguador del efecto Pseudo-estático sobre el factor de seguridad, el cual, afectará menos o más dependiendo de si su efecto sobre la resistencia al corte es superior a la fuerza actuante. A partir de esto, en los suelos finos, el coeficiente negativo aumentará el factor de seguridad en comparación con el coeficiente positivo, debido a que se permite un ángulo de inclinación mayor (Al menos hasta las alturas estudiadas). En cambio, para los suelos arenosos y gravosos el efecto al factor de seguridad dependerá de la altura, disminuyendo a partir de alturas mayores. Esta disminución generará un valor de factor de seguridad menor que en que en el caso k_v positivo. Por lo que el ángulo de inclinación crítico variará y será menor en comparación con el caso pseudo estático con k_v positivo (Figuras 6.12.b, 6.13.b, 6.14.b y 6.15.b).

Con respecto al coeficiente sísmico vertical igual a 0, este cumple siempre con el hecho de estar entre las las curvas de los otros dos coeficientes sísmicos. El caso más extremo es llegar a igualar en algún punto a otra curva, pero nunca rebasarla ya sea superior o inferiormente. Esto se explica por el mismo valor numérico del coeficiente, que es igual a 0, el cual esta entre valores numéricos positivos y negativos. Por lo que la curva de $k_v=0$ no controla en ningún caso.

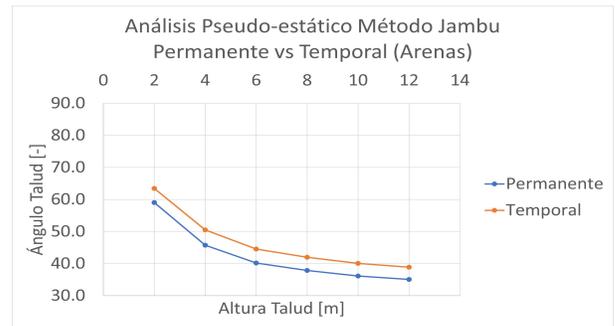
Se extrae del análisis anterior que en general ningún coeficiente sísmico controla sobre el otro para todas las alturas, por lo que es acertado el análisis de ambos coeficientes que propone el proyecto de norma.

6.1.4. Comparación permanente-temporal

En el caso en que se estén comparando las diferencias que se producen entre el uso de una condición permanente y una temporal, se presentan las siguientes Figuras 6.16 a 6.21.



(a) Finos.



(b) Arenas.

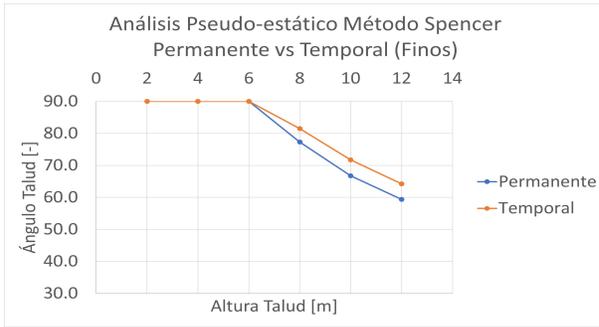


(c) Gravas Tipo C.



(d) Gravas Tipo B.

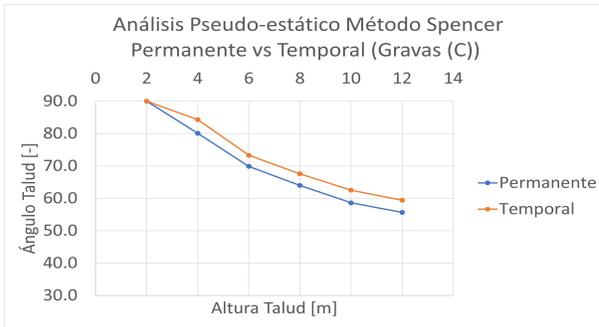
Figura 6.16: Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Pseudo-estático con Método de Jambu.



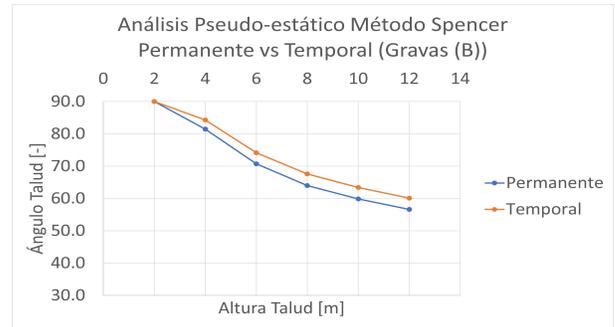
(a) Finos.



(b) Arenas.

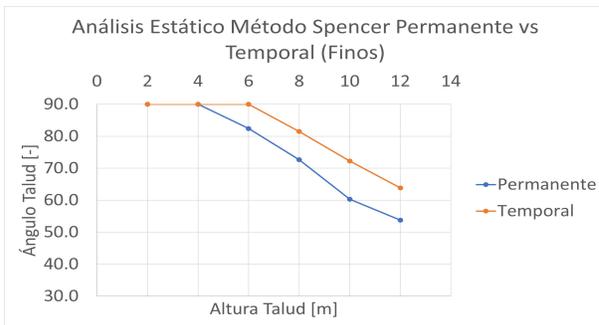


(c) Gravas Tipo C.

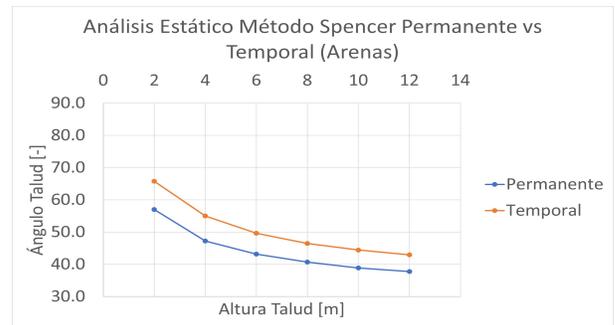


(d) Gravas Tipo B.

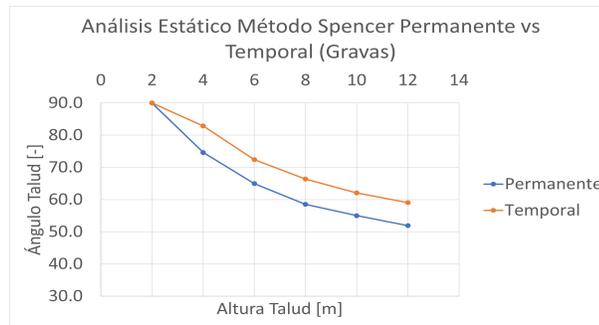
Figura 6.17: Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Pseudo-estático con Método de Spencer.



(a) Finos.

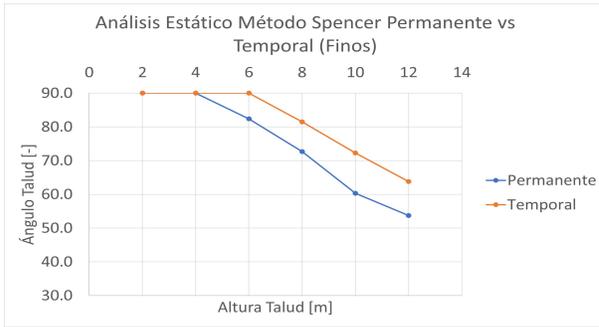


(b) Arenas.

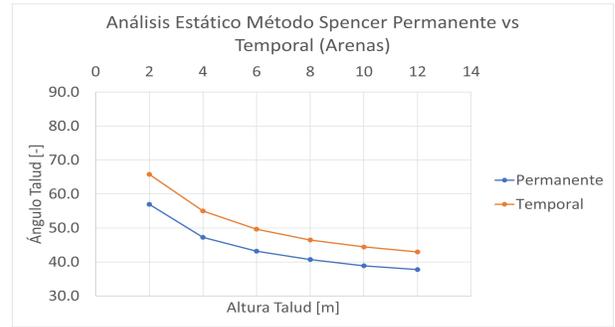


(c) Gravas.

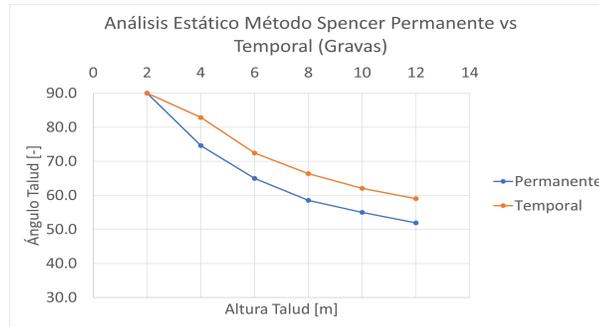
Figura 6.18: Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Estático con Método de Jambu.



(a) Finos.

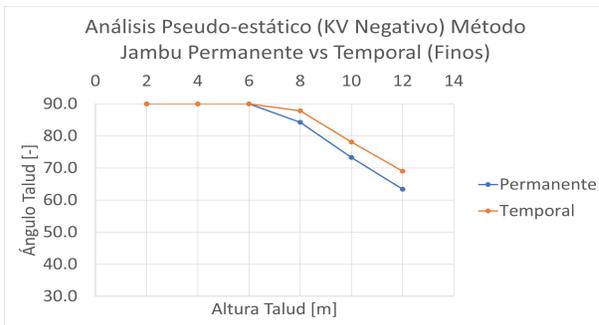


(b) Arenas.

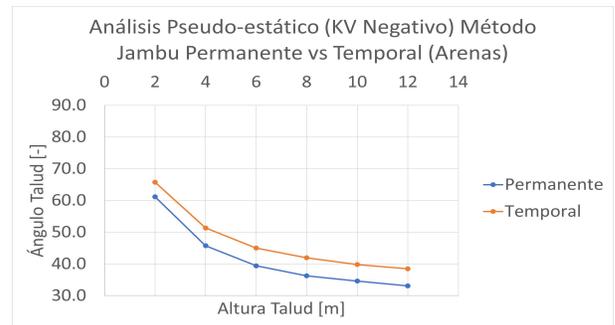


(c) Gravas.

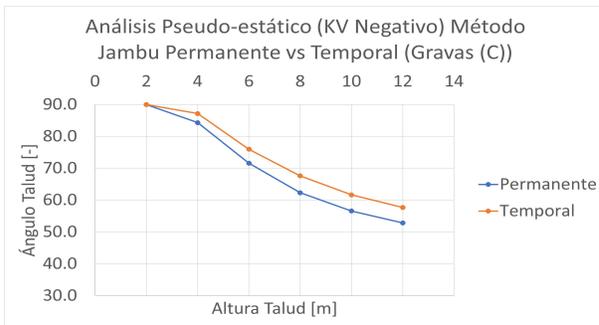
Figura 6.19: Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Estático con Método de Spencer.



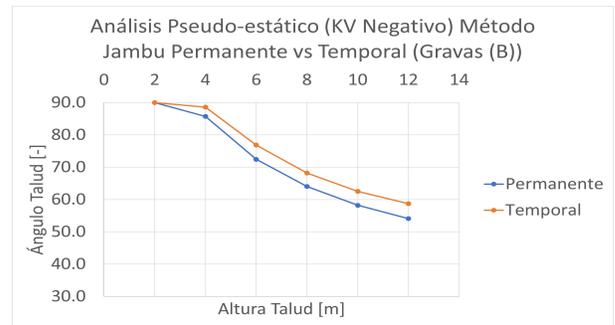
(a) Finos.



(b) Arenas.

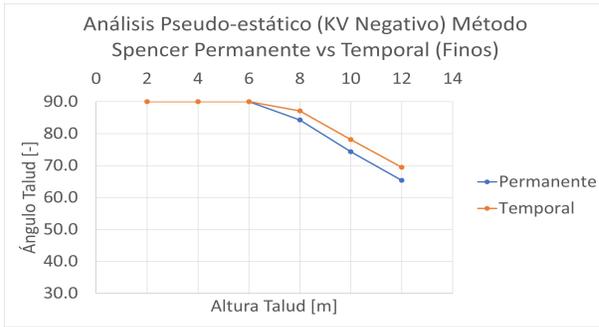


(c) Gravas Tipo C.

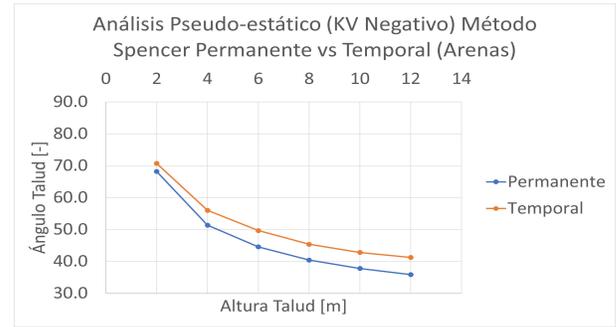


(d) Gravas Tipo B.

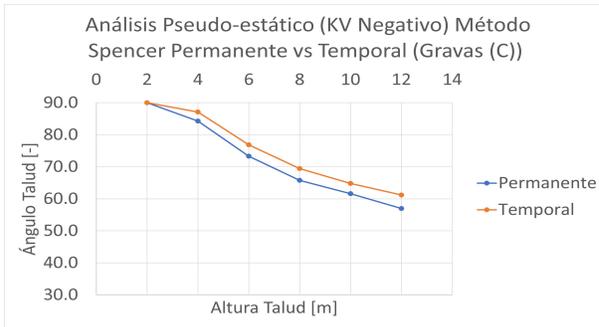
Figura 6.20: Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Pseudo-estático (k_v Negativo) con Método de Jambu.



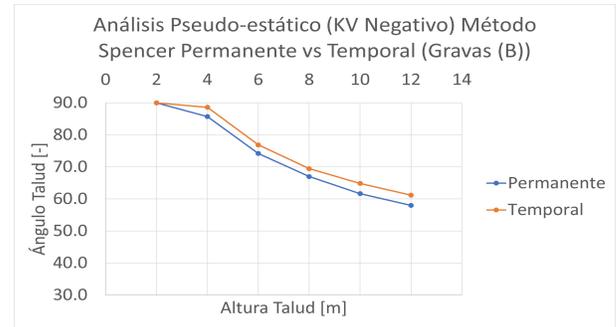
(a) Finos.



(b) Arenas.



(c) Gravas Tipo C.



(d) Gravas Tipo B.

Figura 6.21: Comparación Análisis de estabilidad Condición Permanente vs Temporal: Análisis Pseudo-estático (k_v Negativo) con Método de Spencer.

Se destaca lo siguiente:

En general se puede observar en la totalidad de figuras, como la condición temporal en todos los análisis permite el uso de ángulos de inclinación mayores para alcanzar el factor de seguridad de diseño.

Ante todo, se debe aclarar que la diferencia entre condiciones no se debe a las mismas razones en cada caso. En relación con los análisis estáticos, el concepto de condición permanente y temporal se hace presente en los factores de seguridad de diseño. Según la Figura 2.1, los análisis estáticos permanente deben cumplir un factor de seguridad igual a 1.5, en cambio los temporales de 1.3. Entonces para cumplir esto, los ángulos de inclinación deben ser mayores en el caso permanente. Lo que coincide con la definición de taludes temporales y permanentes, donde estos últimos, se espera que duren un tiempo mayor que los temporales, los cuales, solo se mantienen por 2 años abiertos. Por lo que se pueden permitir menores valores.

En el caso del análisis Pseudo-estático, como se pide un $FS=1.1$ para ambos casos (Tabla 2.1), el efecto de la condición permanente y temporal no se relaciona con cual factor de seguridad es más conservador o no, si no que, con los coeficientes sísmicos de diseño a utilizar en el análisis. Según la Tabla 2.5 e 2.6, los parámetros sísmicos de diseño son mayores para la condición permanente que la temporal tanto para los coeficientes sísmicos verticales como los horizontales.

Choudhury y otros (2007) presentan la tabla 6.22, donde se comparan los efectos de los coeficientes sísmicos en taludes según su ángulo de inclinación y el factor de seguridad ob-

tenido, con un ángulo de fricción $\phi=40^\circ$. En esta comparación se puede ver como a mayor coeficiente sísmico, con un ángulo de inclinación fijo, disminuye el factor de seguridad. Por lo que para conseguir un factor de seguridad igual en el caso de que se tenga un k_h mayor, se debe disminuir el ángulo de inclinación.

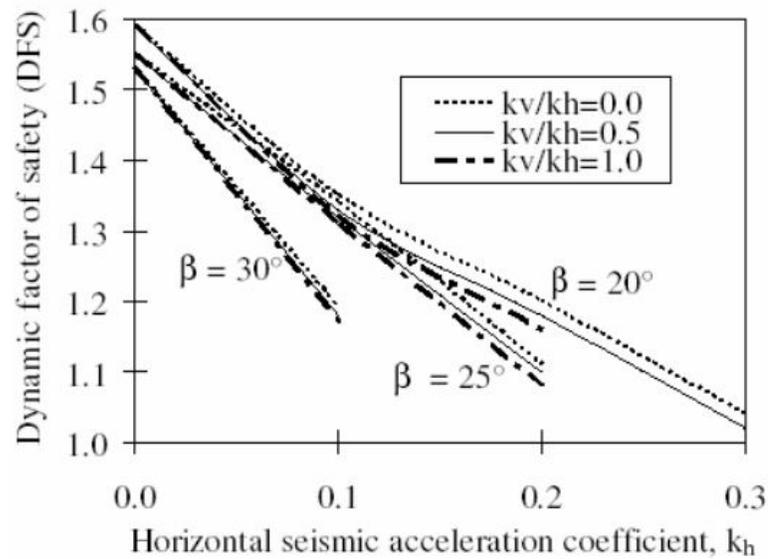
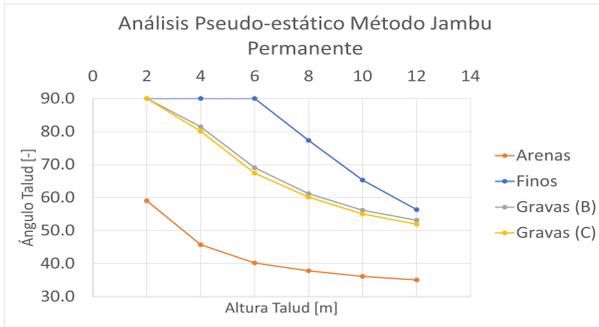


Figura 6.22: Variación del factor de seguridad según k_h , tomada de Choudhury y otros (2007).

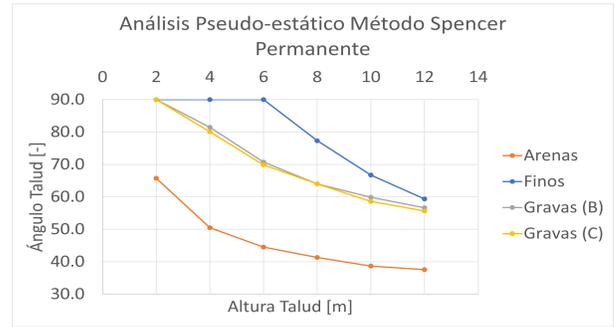
Esto mismo sucede en las condiciones temporales y permanentes pseudo estáticas, donde el caso permanente tiene mayores coeficientes que el temporal y sus ángulos de inclinación de diseño son menores.

6.1.5. Comparación Tipo de suelos

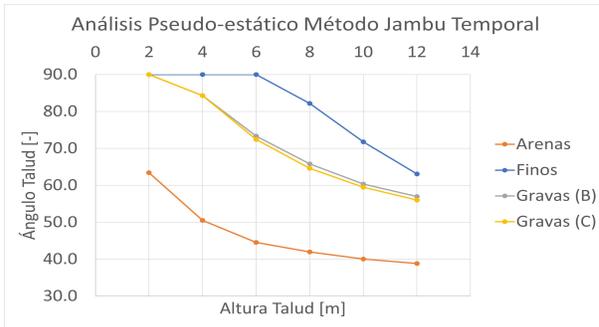
En el caso en que se estén comparando las diferencias que se producen entre cada tipo de suelo utilizado, se presentan las siguientes Figuras 6.23 a 6.25:



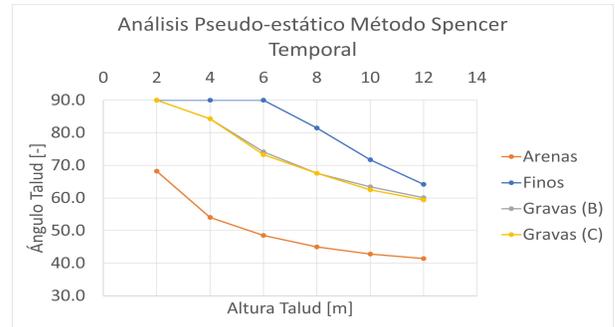
(a) Metodo Jambu Permanente.



(b) Metodo Spencer Permanente.

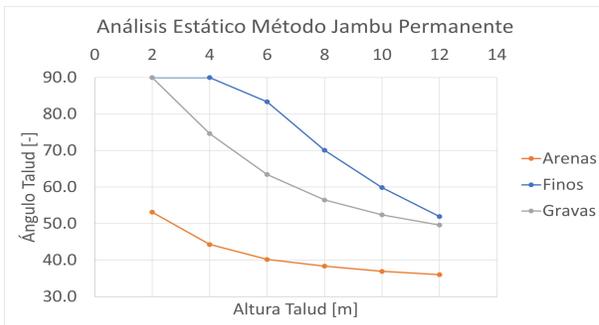


(c) Metodo Jambu Temporal

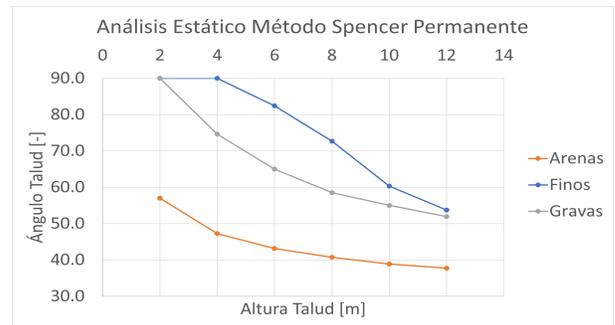


(d) Metodo Spencer Temporal.

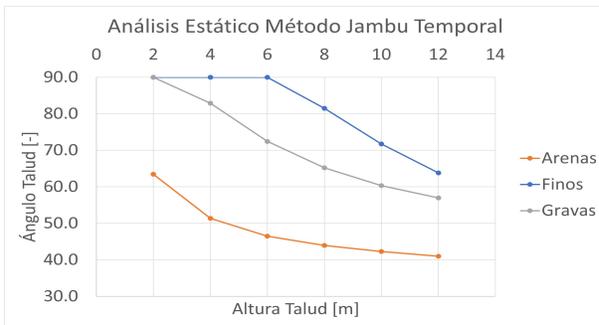
Figura 6.23: Comparación Análisis de estabilidad Tipos de Suelos: Análisis Pseudo-estático.



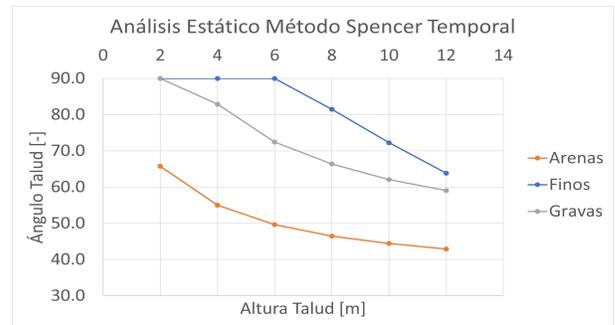
(a) Metodo Jambu Permanente.



(b) Metodo Spencer Permanente.

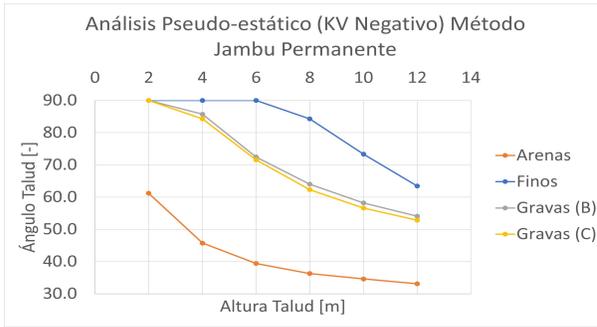


(c) Metodo Jambu Temporal

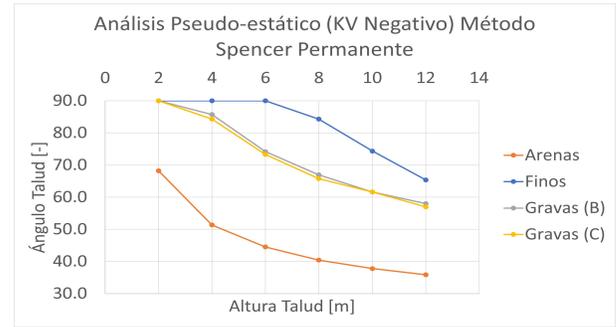


(d) Metodo Spencer Temporal.

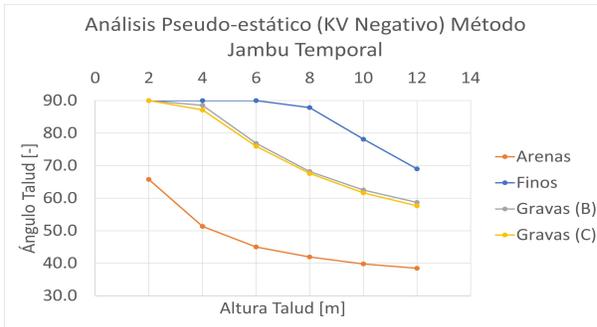
Figura 6.24: Comparación Análisis de estabilidad Tipos de Suelos: Análisis Estático.



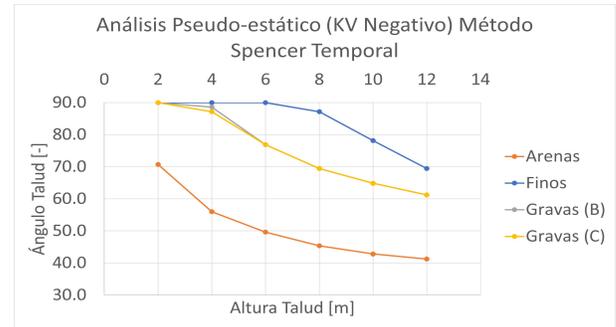
(a) Metodo Jambu Permanente.



(b) Metodo Spencer Permanente.



(c) Metodo Jambu Temporal



(d) Metodo Spencer Temporal.

Figura 6.25: Comparación Análisis de estabilidad Tipos de Suelos: Análisis Pseudo-estático (k_v Negativo).

Se destaca lo siguiente:

- Se puede ver como en todos los casos se repite el mismo patrón de posición de curvas. Los suelos finos son los que permiten los ángulos de inclinación más altos para el diseño, casos como en el análisis Pseudo-estático Permanente con el Método de Jambu a altura menores a 6 metros prácticamente todos los taludes son seguros, debido a su ángulo límite de 90° . Luego vienen los suelos gravosos, donde el suelo tipo B se comporta mejor que los C. Y finalmente los suelos Arenosos son los que peor comportamiento tienen, los cuales, solo permiten ángulos por debajo de 70° aproximadamente para ser estables.
- Se puede observar como las gravas y arenas tienen un decrecimiento más gradual, a diferencia de los finos que tienen decrecimientos más pronunciados y son mucho más sensibles a la altura. (Presumiblemente por efectos del ángulo de fricción interna)
- En general los rangos de ángulos de inclinación de diseño aproximados de 2 a 12 metros son: De $[90^\circ-50^\circ]$ para los suelos finos y gravas y $[70^\circ-30^\circ]$ para arenas.

En relación con los parámetros geotécnicos de los suelos, se puede apreciar el efecto de la cohesión en la variación del ángulo de inclinación, donde las arcillas tienen el mejor comportamiento, luego las gravas y finalmente las arenas, correspondiéndose con la cohesión respectiva de cada suelo (Tabla 3.3). Azeze (2022) menciona en sus resultados que tanto la cohesión como el ángulo de fricción ϕ afectan directamente al factor de seguridad, aumentándolo. Por lo que, si este factor es alto, se debe necesitar un ángulo de inclinación de diseño alto en

comparación con los demás suelos, para así llegar al factor de seguridad de diseño en cada caso. Aunque el efecto De la cohesión se presenta en mayor medida que el del ángulo de fricción. Un ejemplo de esto es el ángulo de fricción de los suelos finos el más bajo de los 3.

Considerando de las Figuras 6.23 y 6.25 anteriores, solo los suelos tipo C (Arcillas, Arenas, Gravas Tipo C), se observa cómo hay una gran diferencia de ángulos entre suelos del mismo tipo. Aunque los suelos Arcillosos y Gravas tipo C, se encuentren en la misma zona estos varían alrededor de 25° en su punto de máxima separación (6 [m]) en la Figura 6.23.a), casi un 30 % del β de las Arcillas. En relación con las Arenas, la única diferencia en comparación con los suelos Finos, a parte de los parámetros de suelo, corresponde a la zona en que se encuentra. Esta zona según la Tabla 2.5, establece coeficientes sísmicos mayores para la zona 3 ($k_h=0.2$, $k_v=0.133$, Condición permanente), que en la zona 2 ($k_h=0.165$, $k_v=0.11$, Condición permanente), alrededor de un 30 % más grande. Choudhury y otros (2007), en la Figura 6.22 relaciona un aumento de 0.1 a 0.2 k_h (El 100 % de aumento) para un factor de seguridad fijo de 1.2 y una disminución de 5° del ángulo de inclinación (30° a 25°). Por lo que la diferencia existente entre el ángulo de inclinación crítico con suelos con la misma clasificación sísmica (C), se debe principalmente a la diferencia de parámetros geotécnicos existentes entre ellos y en un menor efecto a la zonificación sísmica. Se puede apreciar mejor este fenómeno en las Figuras 6.24, donde en casos estáticos donde no se toman en cuenta los parámetros sísmicos, esta diferencia se mantiene.

En relación con la diferencia existente entre suelos de diferente clasificación sísmica, se tiene que las gravas Tipo B se comportan mejor que las Gravas Tipo C. En este caso ambos casos tienen los mismo parámetros, a excepción de los coeficientes sísmicos, donde Grava tipo B tiene menores valores asociados. Debido a esto la grava C tiene ángulos de inclinación crítico menores que el Tipo B.

En cuanto a los suelos arenosos y finos, estos tienen la misma clasificación sísmica, pero en relación con el suelo Grava tipo B se comportan totalmente diferentes. Los finos se comportan mejor que la grava y las arenas peor. Como ya fue mencionado antes, el efecto de los coeficientes sísmicos en los ángulos de inclinación críticos no es tan grande como los parámetros geotécnicos.

Por lo que la clasificación sísmica de los suelos no es el único parámetro para decidir que talud se comportará mejor que otro. Es más, los parámetros geotécnicos reflejan mejor que suelos se comportará mejor en relación con la estabilidad.

6.1.6. Análisis general

Después de haber realizado comparaciones particulares, en general para todas las figuras anteriores se presenta una relación entre el decrecimiento del ángulo de inclinación de diseño en relación con la altura.

Azeze (2022) concluye que un incremento en la altura del talud, disminuirá el factor de seguridad. Esto se condice con lo mostrado en las Tablas anteriores, donde el aumento de la altura obliga a al talud a disminuir su ángulo de inclinación para resistir la disminución del factor de seguridad y así llegar al valor de diseño en cada caso.

Generalmente también sucede que a medida que la altura baja, la diferencia que existe entre ángulos de inclinación se va acotando. Con excepción del caso de las arenas, que no deja claro esa relación, es más, en algunos casos aumenta la diferencia.

6.2. Análisis de resultados Plaxis 3D

6.2.1. Factores de Seguridad: Equilibrio limite y SSR

Como ya se mencionó en el Punto 5.2, la discrepancia entre resultados del análisis de estabilidad en SLOPE/W con el calculo realizado por el Programa Plaxis 3D en modelos dinámicos es notable, por lo que las posibles causas se tratarán en este apartado.

Se presenta la Tabla 6.1 con las diferencias porcentuales entre el valor de factor de seguridad de diseño y el calculado en el programa Plaxis 3D. En ella se muestra el modelo en Grava con malla gruesa, con un tamaño máximo de elementos finitos de 20.52 [m] y el modelo con malla fina, con un tamaño máximo de 1.88 [m].

Tabla 6.1: Diferencias porcentuales entre factores de seguridad de diseño y resultantes de programa Plaxis 3D, Modelo en Grava con configuración estándar.

	FS Norma	Malla fina	
Suelo	FS [-]	FS [-]	% Diferencia
Gravas 10 [m]	1.3	1.28	2 %
Gravas 8 [m]	1.3	1.27	2 %
Gravas 6 [m]	1.3	1.30	0 %
Gravas 4 [m]	1.3	1.39	7 %
Gravas 2 [m]	1.3	1.77	36 %

Tabla 6.2: Diferencias porcentuales entre factores de seguridad de diseño y resultantes de programa Plaxis 3D, Modelo en Grava con Registro Rapel N-S integrado.

	FS Norma	Malla gruesa	
Suelo	FS [-]	FS [-]	% Diferencia
Gravas 10 [m]	1.3	1.69	30 %
Gravas 8 [m]	1.3	1.72	32 %
Gravas 6 [m]	1.3	1.99	53 %
Gravas 4 [m]	1.3	2.05	58 %
Gravas 2 [m]	1.3	3.68	183 %

Burman y otros (2015), trabajaron con las diferencias entre métodos de equilibrio limite (apoyado por el software SLOPE/W) y de elementos finitos con el Método de Reducción resistencia al Cortante (SSR). Burman y otros (2015), presenta la Figura 6.26 con factores de seguridad calculados con métodos de Spencer o Morgenstern & Price y de elementos

finitos en diferentes configuraciones. En específico el problema 1 (Figura 6.26) corresponde a un talud con una capa de suelo.

Table 7: Summary of the results of all problems

Problems	Methods					
	Ordinary Slice Method	Bishop's Method	Spencer's Method	Morgenstern and Price Method	Finite Element Method	
Problem 1	1.237	1.316	1.315	1.315	1.3	
Problem 2	1.128	1.293	1.275	1.275	1.23	
Problem 3	1.172	1.182	1.202	1.181	1.19	
Problem 4	With rapid draw down	1.597	1.956	1.961	1.960	1.55
	Without rapid draw down	2.365	2.519	2.517	2.517	2.42

Figura 6.26: Resumen de variación de métodos de equilibrio limite y SSR, tomada de Burman y otros (2015).

En ella se puede observar como la diferencia entre el Método de Spencer y SSR es menos de un 2%, que dista bastante de los porcentajes mostrados en la Tabla 6.2 que llegan hasta un 200%. En cambio para la Tabla 6.1, con el mallado fino, esta dentro del rango. Con la excepción de los taludes con profundidades menores a 4 [m]

Suárez (2012) menciona que la variación entre el factor de seguridad realizado con el método de Jambu y Spencer puede llegar a un 30%. Aún así no se llega a la diferencia de más de 100% que resultan en la Tabla 6.2.

Por lo que se extrae que las diferencias del tamaño del mallado afectan al calculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes en el método de reducción de resistencia al corte. Este al ser un método basado en elementos finitos, se relaciona directamente con el tamaño de los elementos utilizados. Adicionalmente la disminución del factor de seguridad según aumenta la altura del talud, responde a un menor modelo de elementos finitos. Esto es debido a que las excavaciones reducen el tamaño del modelo, junto con los elementos en él, provocando menores factores de seguridad.

El caso de los taludes de 2 [m], su aumento del factor de seguridad se explica según el ángulo de diseño crítico definido en el Capitulo 3. Como se tiene un rango de ángulos de inclinación que llega al limite en 90° por definición, taludes que cumplen con la estabilidad pero teóricamente deberían cumplir con un ángulo mucho mayor a 90° de diseño no se ven reflejados. Por lo que se espera que este valor este relacionado con un factor de seguridad.

6.2.2. Análisis de resultados dinámicos

6.2.2.1. Respuestas de aceleración en campo libre

Haciendo énfasis en la Tabla 5.1, se puede notar como la totalidad de aceleraciones máximas en superficie se acercan al valor propuesto por la norma NCh433. Aunque el PGA entre registros sísmicos sea prácticamente el mismo, sus espectros respectivos no comparten los mismos resultados.

Comparando ambos espectros de Rapel, N-S y E-W, para los suelos en Grava y Arcilla,

se observa características particulares. En el caso de la Grava, la respuesta presenta múltiples peaks de aceleración bastante parecidos entre si para diversos periodos. En cambio para las Arcillas, existe un periodo predominante. Según Cerda (2020), esto se relaciona con el comportamiento de los suelos y la coherencia con que se ajustan las propiedades del suelos con los registros estudiados. Mientras la Arcilla se muestra como un suelo cohesivo, y amplifica más a partir del peak que se genera, la Grava se comporta más como un suelo rígido, lo que explica que no haya solo un peak presente en la respuesta de los modelos dinámicos.

Con respecto a las similitudes entre los espectros en estaciones en campo libre y las respuestas superficiales en los modelos de Plaxis, se puede destacar coherencia entre los resultados de la estación Peñalolen y Las Tórtolas en modelos de Arcilla. Los espectros de aceleración en la componente E-W aunque no comparten el mismo valor exacto, comparten el periodo predominante y la forma del espectro. En el caso del registro Rapel E-W, la amplificación resulta ser más baja que en Las Tórtolas, provocando que prácticamente coincida los valores de sus peaks de SA, sin embargo, su periodos predominantes no concuerdan. Para el registro Rapel N-S se presentan peaks concordantes con los periodos mostrados en la Figura 4.7, pero no concordantes con Peñalolen. Estas diferencias se relacionan con la localización de las estaciones de los registros sísmicos obtenidos. Rapel, se encuentran cerca de la costa en zona sísmica 3 y Las Tórtolas cerca de Santiago en zona sísmica 2. Según Aravena (2020) es esperable que una zona distinta al suelo de estudio provoque un diferente contenido de frecuencia, en cambio para la misma zona se generan resultados coherentes y más similares entre la estación de campo libre y los modelos sísmicos. Este efecto se presenta en el registro E-W de Las Tórtolas, donde el periodo predominante en el registro sísmico de Las Tórtolas encaja mejor con los periodos de suelos arcillosos.

En el caso de la Gravas, el registro sísmico de las Tórtolas se ajusta más a las estaciones de La Florida. Tanto en forma de la curva como periodos predominantes. Esto es debido a que comparten la misma zonificación 2 y tipo de suelo se tiene una respuesta más concordante. Aunque con clara diferencia en los espectros de aceleración y PGA. En relación con esto último si se llegara a la aceleración de diseño para ambas componentes de La Florida, se presentaría un espectro para la componente E-W más grande que para N-S. Situación que ocurre en registro sísmico de Las Tórtolas pero no en Rapel. Lo último se debe a la zonificación de Rapel, que se encuentra en Zona 3, lo que la hace menos concordante con La Florida, formando peaks en otros periodos.

En cambio para las Arenas, se observa que las respuestas de aceleración no son concordante del todo para la comparación, ya que la estratigrafía utilizada de la estación Marga-Marga no esta en la misma unidad geomorfológica que Concón. A pesar de esto la ubicación de los peaks de espectros de aceleración son similares debido a la Zona sísmica 3 de los registros sísmicos Rapel y UFSM utilizados.

6.2.2.2. Respuesta de aceleración en coronamiento

Estudiar el efecto de amplificación que se produce a partir de la estratigrafía del suelo y como este se desarrolla hacia el coronamiento del talud es importante para relacionar efectos que se presentan posteriormente en la deformación del talud.

Una de las relaciones más claras que se pueden encontrar en las respuestas de aceleración, es como varía el impacto de la amplificación de la aceleración máxima sobre el coronamiento según el material del que este compuesto el talud. Ordenados de forma decreciente el suelo que más aumenta la respuesta es la Arcilla, continúa la Arena y por último, la Grava se presenta como el material con los PGA más bajos. Esto tiene directa relación con las rigideces que presenta cada material. Según las velocidades de onda de corte respectivas de cada suelo, las dos depositaciones de la Grava se caracterizan por tener valores altos de V_s , lo que genera una rigidez bastante alta, en comparación con la Arcilla y con la Arena, los cuales tienen valores menores de velocidad y su vez de rigidez. Aún así, la Arena que tiene un valor de velocidad de onda de corte comparable con la Arcilla y una aceleración superficial en la superficie de 0.4 [g] muestra menores amplificaciones registradas. Por lo que el parámetro de la profundidad del modelo de Arena, la cual es 50 [m], tiene una incidencia importante en el efecto de amplificación.

Se nota también la existencia de una directa correlación entre la altura excavada y el espectro de aceleración. La gran cantidad de modelos ya sea según el registro sísmico o tipo de suelo, cumplen con un crecimiento del espectro con la profundidad. De forma similar se comporta el PGA en taludes en el sentido negativo (1^-) al menos en Gravas. Cerda (2020) relaciona esto en muros de Soil Nailing con el aumento del volumen excavado, el cual provoca un aumento de masa de la cuña sísmica y aumenta la amplificación espectral. Este suceso es coherente también para el caso de los taludes, los cuales, también aumentan su cuña de falla al aumentar su altura. Cerda (2020) cita a Jara y otros. (2015), el cual menciona que “el fenómeno de amplificación de la aceleración es atribuible al cambio de geometría, la excavación reduce la rigidez del suelo y además perturba la llegada de las ondas de corte, provocando que los fenómenos de impedancia y resonancia amplifiquen la respuesta en los contornos de la excavación”.

Aunque al excavar en profundidad se tenga menos rigidez, un resultado que se da tanto en modelos de Arcilla como de Grava principalmente en los taludes positivos, es el hecho de que los taludes con mayores profundidades excavadas, ya sea 10 o 12 metros, no se corresponden con tener un coronamiento con la mayor amplificación de aceleración máxima (Tabla 5.5 a 5.12). Este efecto se produce en su mayoría a los 8 [m], con mayor efecto en las Arcillas. Esto se puede explicar mediante los ensayos de Su, Li-Jun y otros (2021). Ellos trabajan con los efectos sísmicos de taludes con diferentes densidades en un ensayo de mesa vibratorio. En los taludes estudiados se miden las respuestas de aceleraciones de varios PGA impuestos en la base de la mesa, tanto en la superficie del talud como por debajo del coronamiento a diferentes profundidades (Figura 6.27).

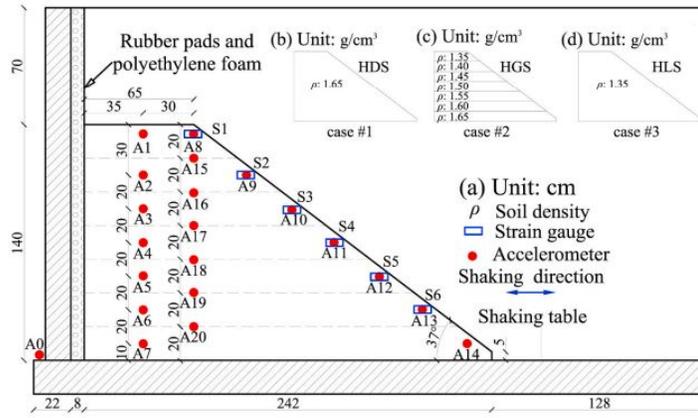


Figura 6.27: Dimensiones de Talud, posiciones de acelerómetros y configuraciones a tomar para ensayo de mesa vibratoria, tomada de Su, Li-Jun y otros (2021).

Su, Li-Jun y otros (2021), en su estudio, observan el efecto que tiene la altura de un talud en el valor de PGA. Donde presentan la Figura 6.28, con diferentes casos de autores a esta comparación:

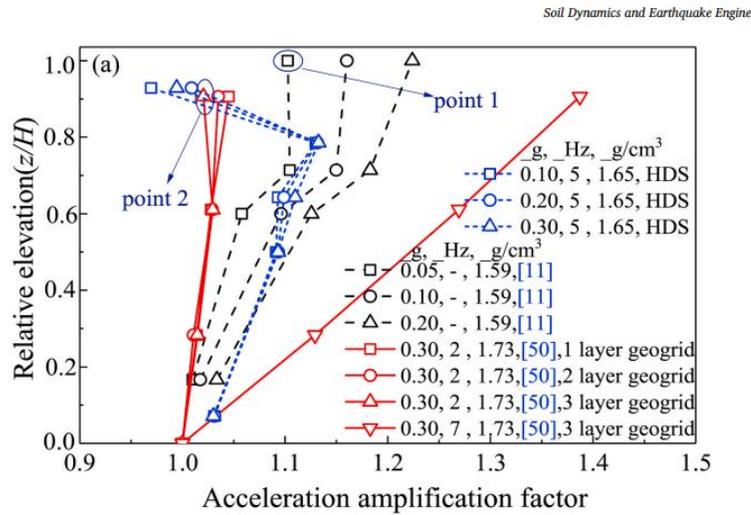


Figura 6.28: Factor de amplificación de aceleración máxima según altura relativa del talud, tomada de Su, Li-Jun y otros (2021).

Se extrae de la figura anterior, que la mayor respuesta de aceleración se provoca en la elevación relativa de 0.8 para el talud de estudio (Curva azul). Por lo que si un talud tiene una altura de 10 metros el peak de respuesta se encontrará a los 8 metros. Su y otros (2021) concluye a partir de esto que las partes superiores y medias de un talud controlan, no así el coronamiento. Esta situación sucede tal como se mencionó, en un talud en específico, pero concuerdan con los resultados para los taludes modelados en profundidad. Se presenta la Figura 6.29 y 6.30 de la evolución del PGA normalizado por la aceleración efectiva de diseño según la altura relativa, en modelos de Grava y Arcilla.

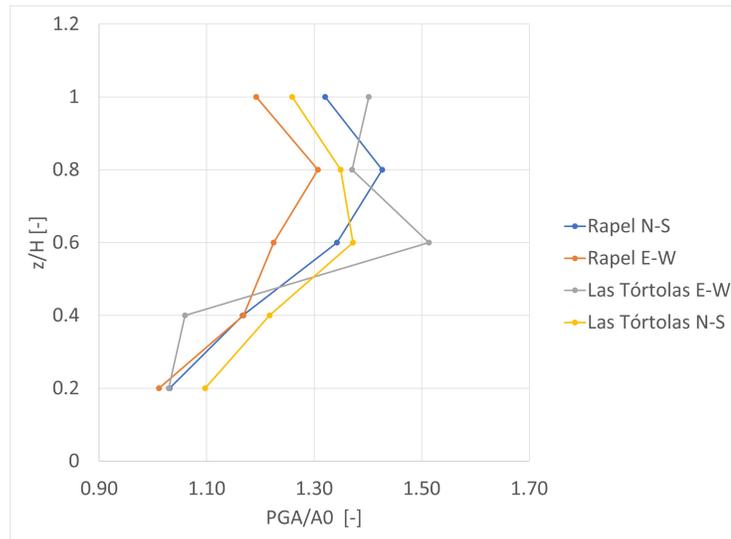


Figura 6.29: PGA/A_0 según la altura relativa del talud, Modelos en Grava.

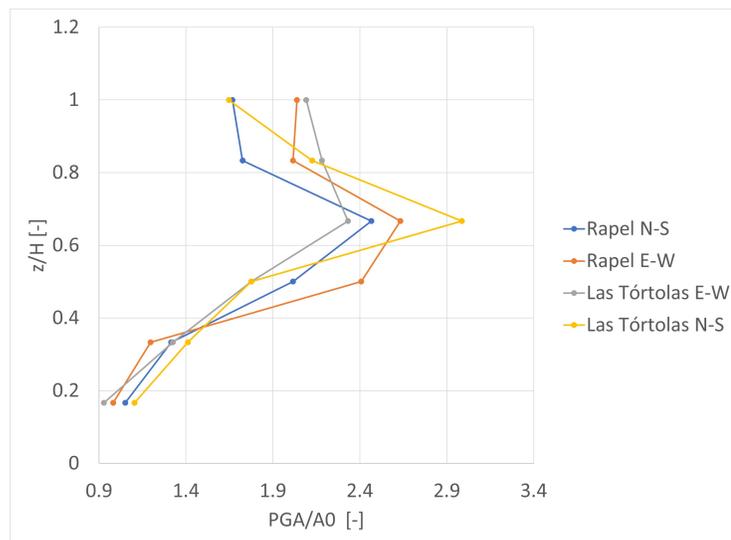


Figura 6.30: PGA/A_0 según la altura relativa del talud, Modelos en Arcilla.

Observando la Figura 6.29 y 6.30, y considerando cada configuración de talud con diferente profundidad como parte de un mismo talud, se puede extrapolar que el índice 0.8 de elevación relativa corresponde a un talud excavado de 8 metros y se sigue la relación mostrada en la Figura 6.28 .

A pesar de esto, aunque los taludes diseñados tengan varias relaciones que se cumplen según la variación de altura, no significa que necesariamente se tendrán un efecto similar en todos los casos. Un ejemplo es la relación entre PGA y SA, la cual no se encuentra ninguna conexión entre el aumento o disminución de la altura en sus valores. Cerda (2020) compara las aceleraciones en el coronamiento para profundidades diferentes con muros de Soil Nailing, donde sugiere una relación directa entre el SA/PGA, PGA y SA y la altura de la excavación. Estos efectos, similares en algunos casos de los taludes modelados, no se pueden extrapolar a la totalidad de configuraciones. Una de las razones para esto, es la inclinación utilizada en

los diseños, la cual, varía en todos los casos, generando una geometría distinta en cada talud. Al igual que afecta el sentido de llegada del sismo produciendo diferentes efectos en taludes enfrentados.

6.2.2.3. Deformaciones post-sísmicas en taludes de excavación

Primeramente se debe aludir el hecho de que el Proyecto Modificación Norma prNCh 3206, no cuenta explícitamente con requerimientos de diseño para el calculo de deformaciones post-sísmicas en taludes, solo se hace menciones sísmicas en los análisis de estabilidad de taludes. Por lo que se tomará como un rango máximo esperable de deformaciones, 40 [mm], que corresponden a la máxima deformación en estructuras de socalzados y entibaciones en zonas sin estructuras cercanas.

En base a lo anterior se puede establecer como los modelos realizados con Grava, cumplen a cabalidad el limite de deformación, con el talud de altura 10 [m] y un registro sísmico según Rapel N-S, el que mayor deformación tiene, 29 [mm]. Contrario es el caso de las Arenas y Arcillas, donde estas superan en la mayoría de casos los 40 [mm], es más, las deformaciones máximas que presentan pueden llegar a superar a la misma distancia horizontal del talud, lo que claramente responde a un fallo del talud.

En relación con los factores que producen una mayor respuesta en las Arenas y Arcillas, se puede observar en la Tabla 4.3, como la Arena de Concón H1 y la Arcilla del sector Oriente de Santiago presentan menores rigideces que la 2º depositación de la Grava de Santiago. Cerda (2020) relaciona la tasa de deformación con el parámetro E_{ur} , modulo de deformación elástico. Él menciona que “debido a que el proceso de excavación produce el desconfinamiento del terreno y una pérdida del esfuerzo horizontal Geoestático, la tasa de deformación depende de este parámetro”. Entonces como el valor de E_{ur} es más del doble en Gravas que en Arcillas y Arenas, se corresponde con la respuesta más baja de deformación.

En cuanto a la Arena, se puede notar como en general tiene las deformaciones más grandes en comparación con los otros suelos. Con un par de excepciones en puntos peak de la Arcilla que superan a la Arena. Este comportamiento es esperable según lo mencionado por el parámetro de E_{ur} . Adicionalmente en las deformaciones post-sísmicas obtenidas se puede ver el efecto de la zonificación sísmica. La cual a diferencia de la Grava y la Arcilla es zona 3, con una mayor aceleración efectiva de diseño. Aunque esta aceleración, no haga mucho efecto en el espectro de respuesta y en la amplificación dinámica, sí lo hace en las deformaciones.

El hecho de que se haya puesto énfasis en como y porque varían las aceleraciones máximas en el coronamiento, se explica al observar las Tablas 5.17 a 5.18, donde las deformaciones en muchos casos siguen la forma en que se amplia el PGA en altura. Aunque no todos los modelos se comportan de la misma manera, se puede notar como los taludes con mayores deformaciones con respecto al registro sísmico, siguen esta relación. Por lo que estos controlan y a partir de esto también se puede esperar que las alturas de 8 [m] controlen las deformaciones según la altura.

Se debe hacer hincapié en que se están utilizando taludes con las inclinaciones de diseño, lo que corresponden a configuraciones que cumplen el limite del factor de seguridad de di-

seño, por lo que por temas de seguridad no se deben utilizar precisamente estos valores si no que inclinaciones menores para una mejor respuesta a las deformaciones. El efecto de un menor ángulo β , se puede observar en los modelo de Arcilla. En la Figura 6.9.a, se ve como para taludes con profundidades menores a 6 [m] se mantiene el ángulo de diseño de 90° . Por como se analizaron los ángulos en el Punto 6.1, se puede establecer una relación con la altura y el ángulo, donde a menor altura de talud el ángulo de diseño aumenta. Se definió inicialmente un rango limite hasta los 90° , por lo que teóricamente el ángulo de diseño para alturas menores a 6 metros debería ser mayor que 90° . Entonces en realidad al mantener la inclinación de 90° se esta ocupando un ángulo menor al de diseño, por lo que el talud es más estable y resiste mejor los parámetros dinámicos y deformaciones. Es más, en la Tabla 5.18, para un talud en lado positivo con registro sísmico Rapel N-S en Arcilla, los valores para alturas de 2 [m] son hasta menores que para el modelo en Grava con la misma configuración. Por lo que el parámetro de la cohesión, que permite contar con ángulos de diseño más altos en menores profundidades para las Arcillas se hace presente y permite mejores respuestas que para Gravas.

En cuanto a la forma de la deformación, Su y otros (2021), presenta una representación visual (Figura 6.31) de como fallará el talud. Fundamentado en el fallo presentado para un talud HLS (Figura 6.27) en la mesa vibratoria.

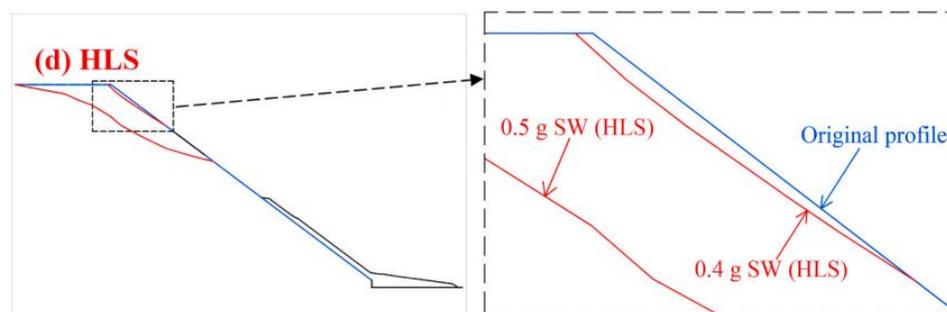


Figura 6.31: Falla para el talud HLS, según la aceleración máxima impuesta al talud, modificado de Su y otros (2021) .

Según el Punto 5.1.3, para los modelos dinámicas, la forma de la deformada es similar a la experimentada por Su y otros (2021).

Finalmente se puede extraer de los resultados post-sísmicos el mal comportamiento del proyecto de norma de diseño para suelos de Arcilla y Arenas en relación la deformación máxima de 40 [mm]. Por lo que se requiere ajustar el ángulo de inclinación de diseño.

Cabe destacar que las deformaciones post-sísmicas obtenidas corresponden a diseño de taludes con método de equilibrio de Jambu. Como los métodos de Spencer y Morgenstern & Price difieren en la inclinación de diseño, resultarán en valores de deformaciones diferentes que las de Jambu.

Capítulo 7

Conclusiones

Se realizó en el presente trabajo, el análisis de diseños de taludes de excavación sin refuerzo, basados en el Proyecto Modificación Norma prNCh3206 “Geotecnia- Excavaciones, entibaciones y socalzados”, para verificar el rendimiento del diseño. Donde en primera instancia se diseñaron taludes según los requerimientos de diseño, en diversas variables tales como la altura del talud, método de equilibrio utilizado, tipo de análisis (sísmico o estático), condición permanente o temporal, zonificación sísmica, coeficiente vertical y clasificación sísmica de Suelo. Mediante una metodología de prueba y error en el programa comercial de estabilidad de taludes Geostudio, más específicamente el software integrado SLOPE/W, se buscó la configuración de diseño que satisface el valor del factor de seguridad de diseño impuesto por la norma. El resultado a obtener de esta configuración fue el ángulo de inclinación de diseño, el cual corresponde al valor límite de inclinación en la que se puede realizar un talud de excavación. A partir de estos diseños realizados, se escogieron los más conservadores, y se crearon modelos dinámicos en base a registros sísmicos de terremotos importantes de Chile. Estos registros se escalaron para obtener la aceleración efectiva del terreno de diseño estipulada por la norma NCh433. En un último paso, se generaron, a partir del programa Plaxis 3D, las deformaciones post-sísmicas dependientes de los diseños de taludes. Adicionalmente se verificó el cumplimiento del criterio para entibaciones cerca de taludes de excavación.

Con respecto a los diseños de taludes según varias variables se puede concluir:

El ángulo de diseño obtenido corresponde a un límite superior para la construcción de taludes de excavación, es decir, para cumplir la estabilidad de taludes mediante el factor de seguridad, se necesita una inclinación menor que el valor de diseño. Si se supera este valor inicialmente no fallará el talud, debido a que los factores de seguridad de diseño están definidos mayor a un valor de 1. Pero no se cumplirán los niveles de seguridad exigidos por el proyecto de norma.

La altura del talud concibe una relación inversa junto con el ángulo de inclinación por lo que, a mayores profundidades excavadas de taludes se debe disminuir la inclinación del talud. Se extrae de esto que el talud ocupará mayor distancia horizontal a medida que se excave.

El método de equilibrio limite más conservador para realizar la estabilidad de taludes corresponde al método de Jambu, al menos en los taludes estudiados, por lo que se necesita ángulos de inclinación más bajos para alcanzar la estabilidad. Esto se debe a como está definido el método, simplificando varios parámetros de ecuaciones de equilibrio. Adicionalmente,

con el uso del método de Spencer y Morgenstern & Price se llegan a resultados virtualmente idénticos. El método más completo es el de Morgenstern & Price, aun así, Spencer es más simple de utilizar y de interpretar. El uso de un método u otro dependerá del criterio ingenieril que se tenga, por lo que su uso dependerá de si el usuario quiere ser más conservador o preciso en el resultado. A pesar de esto último, Se recomienda el uso del método de Spencer debido a su implementación sencilla, sus resultados más precisos y la poca carga computacional en comparación con Morgenstern & Price.

Con respecto al diseño por análisis de estabilidad estática y pseudo-estática, es generalizado para Arcillas y Gravas, como el análisis estático controla en todos los casos. Esta relación no ocurre con los diseños en Arena, los cuales, a profundidad cambian a un control por análisis pseudo-estático. A partir de lo explicitado por la norma, se deben realizar ambos análisis para asegurar los niveles de seguridad exigidos. Se recomienda empezar el cálculo de estabilidad centrándose en casos estáticos para suelos con parámetros de suelos similares a Arcilla y Gravas del estudio (Cohesión y peso específico alto), para similares a Arenas (cohesión y peso específico bajo), realizar preliminarmente el pseudo-estático. En definitiva, la definición de los factores de seguridad estáticos y sísmicos exigidos por la norma parecen estar equilibrados y no existe un claro control de uno sobre el otro.

Específicamente en el análisis pseudo-estático de taludes, el efecto de utilizar un coeficiente sísmico vertical de diseño varía según el sentido de aplicación. Para un sentido en la dirección contraria a la gravedad (positivo) se tendrán resultados más conservadores que para los coeficientes sísmicos en la dirección de la gravedad (negativo). Nuevamente para las Arenas este resultado es variable según la altura. Para Gravas se espera que, a una altura de talud mayor de lo ensayado en este trabajo, sea el coeficiente negativo el que controle. Esto es debido a su comportamiento convergente en profundidad. Según el proyecto de norma se debe escoger para el cálculo de estabilidad, el coeficiente que dé resultados más conservadores. Por esto, se sugiere utilizar el coeficiente sísmico positivo para suelos con parámetros similares a Arcillas y para Gravas similar a Arcillas, al menos para las alturas estudiadas. Para las Arenas, utilizar ambos coeficientes. Adicionalmente se estudia el comportamiento de un coeficiente sísmico nulo, el cual, no supera en ningún momento, tanto superior e inferiormente, los valores de los otros dos coeficientes. Por lo que no se considera necesaria su implementación en el análisis. En definitiva, al no estar claro el control de una dirección por sobre la otra, parece acertado lo exigido por la norma de realizar los análisis considerando ambos casos.

Para diferentes condiciones de tiempo en el análisis, la condición permanente requiere menores ángulos de inclinación para el diseño que para taludes temporales. Esto se relaciona con la definición de ambas condiciones, donde un talud permanente debe mantenerse por un gran periodo de tiempo en uso. En cambio, un talud temporal se define como uno abierto por menos de 2 años.

En relación con los tipos de suelos usados para el diseño, se establece una discordancia entre la clasificación sísmica de los suelos. Donde la Arcilla, al igual que la Arena, se clasifican como Tipo C, pero tienen comportamientos diferentes. La Arena mediante los diseños es el suelo que debe cumplir con la inclinación más baja, en cambio la Arcilla permite inclinaciones de hasta 90° en 3 profundidades diferentes. Aunque esta diferencia pueda deberse al efecto de la zonificación y los coeficientes sísmicos mayores para el talud de Arena, al realizar el

análisis estático esta diferencia persiste, por lo que el efecto de la zonificación es mínimo. La discordancia se intensifica al agregar a la Grava en la comparación. Este suelo definido como suelo tipo B, el cual por definición debería tener resultados más competentes que los suelos tipo C, exige inclinaciones intermedias entre la Arcilla y la Arena. Por lo que se concluye que, en relación con la estabilidad de taludes, la clasificación sísmica no refleja directamente el comportamiento del suelo hacia eventos sísmicos. Si no que, dependerá de los parámetros geotécnicos de los suelos. Donde los que tengan los parámetros más competentes se comportarán mejor.

En cuanto a los parámetros geotécnicos más favorables a la estabilidad, se concluye que la cohesión genera los cambios más notables en el diseño. Esto se explica por la relación decreciente de suelos según la cohesión, con la Arcilla presentando la mayor y la Arena la menor. Para la validez de los resultados obtenidos por el software Geostudio, se realizó a partir de las configuraciones del diseño de taludes, un análisis de estabilidad mediante el software Plaxis 3D con el método de reducción de resistencia al cortante (SSR). Se probaron dos configuraciones de modelos de elementos finitos, en las cuales se observaron diferentes resultados. Para las configuraciones idénticas a Geostudio se obtuvieron resultados muy cercanos al factor de seguridad de diseño, en cambio para los otros modelos, los resultados estaban bastante alejados del valor buscado. Esto se debe a al tamaño del mallado utilizado. Por lo que un mallado de elementos finitos más refinado dará valores más correspondientes a la realidad. Adicionalmente a partir de los buenos resultados que se consiguieron en Plaxis 3D con las configuraciones de diseño de Geostudio, se aconseja el uso del método de elementos finitos SSR, para el diseño o una posible comparación de resultados en el cálculo de estabilidad.

En relación con los resultados de los modelos dinámicos, se observa una relación creciente de la respuesta de aceleración en el coronamiento con la altura del talud. Aunque esta llega a un máximo cerca de alturas de 8 [m]. Para alturas mayores, la aceleración máxima en el coronamiento baja en comparación con los 8 [m]. Este efecto se condice con los observados en taludes particulares, donde las mayores respuestas se presentan en las partes superiores o intermedias del talud, y posteriormente comienzan a decrecer mientras se aumente la altura.

Para las deformaciones post-sísmicas, se confirma el buen desempeño de los modelos en Grava, estando dentro del rango máximo de deformaciones de 40 [mm]. En cambio, para los modelos en Arena y Arcilla, se supera este parámetro de diseño. Exceptuando las deformaciones de taludes con alturas menores a 6 [m] para Arcillas, donde se obtienen valores aceptables y dentro del rango de diseño de deformaciones. Esto debido a la cohesión del suelo que permite mejores comportamientos sísmicos en alturas bajas.

En base a lo anterior, para suelos que no cumplen con el límite máximo, se obliga a disminuir las inclinaciones para respuestas más aceptables y en el rango que estipula la norma. Aunque el valor del ángulo de diseño para taludes es bastante empinado según los resultados derivados de la norma, este cumple con la estabilidad. Por lo que, si se quisiera diseñar con este valor, este debería comportarse competente a las deformaciones, lo que no se ve reflejado en este trabajo. Se recomienda revisar los criterios en los que se basaron los requerimientos sísmicos de diseño de la norma (coeficientes sísmicos, factores de seguridad, métodos de equilibrio límite, etc.), para llegar a valores más acordes a una respuesta sísmica real.

A diferencia de la estabilidad de taludes, en relación con las deformaciones si se tiene un orden coherente con la clasificación sísmica. Donde el suelo con clasificación sísmica B es más competente y experimenta deformaciones más bajas que los suelos Finos y Arenas con clasificación sísmica C.

Cabe destacar que los resultados dinámicos, se obtuvieron con las configuraciones obtenidas a través del método de equilibrio límite Jambu. Por lo que para suelos en Grava y Arenas, que tienen ángulos de inclinación de diseño diferentes según el método de Spencer, se tendrán deformaciones distintas a las presentadas en este trabajo.

En relación con lo anterior, el Proyecto Modificación Norma al permitir el uso de ambos métodos de equilibrio sin ninguna restricción, totalmente a criterio, permite que los resultados obtenidos no sean dependientes del otro. Es decir, cada método tiene sus propios resultados según el factor de seguridad que satisfacen. Por lo que se concluye y se propone que para un análisis más completo de los requerimientos de diseño sísmico se deben analizar ambos métodos según modelos dinámicos.

Se comparó los resultados del análisis de estabilidad de taludes mediante métodos de elementos finitos, específicamente el método de reducción de resistencia al cortante (SSR) y los factores de seguridad de diseño del proyecto de norma. De esto se concluye como el tamaño de los elementos en el modelo es fundamental para tener resultados más precisos. Específicamente cuando se utilizan malla finas con elementos pequeños, los factores de seguridad resultarán más pequeños y precisos a diferencia de mallas gruesas, que se alejan mucho del valor requerido. En cuanto al proyecto de norma, este no especifica que tipo de mallado se debe utilizar. Por lo que se sugiere presentar valores de referencia. Ya que un mallado limitado a grandes tamaños de elementos, sobreestima el resultado real de factor de seguridad. Lo que provoca que se lleguen a malas conclusiones y sea inseguro.

Se verificó el correcto desempeño del criterio de entibaciones para estructuras cercanas del proyecto de norma. A partir de modelos dinámicos para una edificación con una carga similar a 12 [kPa], se confirma como el criterio de diseño presenta buenos resultados. Estos resultados se alejan de lo sucedido con las deformaciones del talud, mostrando respuestas dentro de los límites de distorsiones angulares para los taludes con deformaciones más grandes. Por lo que se concluye que las estructuras cercanas estarán seguras y el criterio de entibación está bien definido por el proyecto de norma.

En este trabajo se enfocó solamente en las deformaciones post-sísmicas del coronamiento, por temas de comparaciones concordantes entre modelos de suelos, registros y profundidades. Por lo que se propone verificar las deformaciones en la superficie del talud para taludes con la misma inclinación para una comparación coherente. Esto debido a que, a partir de trabajos de autores, los efectos máximos de amplificación dinámica se encuentran cerca de una relación de 0.8 de altura relativa del talud. Por lo que es posible deformaciones más grandes en esas alturas.

Por último, se estudiaron una cantidad reducida de suelos y clasificaciones sísmicas para los análisis sísmicos de taludes según los requerimientos de diseño. Específicamente, suelos Tipo B y C con dos zonas sísmicas diferentes para el caso C y una para el caso B. Lo que

equivale a 3 posibles combinaciones de un total de 15 según las tablas de diseño de coeficiente sísmico horizontal. Por lo que se aconseja realizar más casos para definir nuevos comportamientos de seguridad.

Adicionalmente se tomaron bastantes supuestos en este trabajo, como considerar un talud completo de un mismo material, o la no existencia de un nivel freático o el efecto del agua en el peso específico saturado del suelo. Estas condiciones podrían llegar a completar una visión más certera en relación con los niveles de seguridad y de las inclinaciones de diseño que debe exigir la norma.

Finalmente, se propone completar este trabajo con un estudio más amplio de los casos faltantes de la norma, además de considerar efectos del agua sobre un talud, para explorar los efectos de cada combinación posible de análisis sísmico.

Capítulo 8

Bibliografía

(2004). A New Era in Slope Stability Analysis : Shear Strength Reduction Finite Element Technique.

Abramson, L. W. (2002). Slope stability and stabilization methods. Wiley.

Ahmed, Sayed. (2015). State-of-the-Art Report: Deformations Associated with Deep Excavation and Their Effects on Nearby Structures.

Alva Hurtado, J. E. (1994). “Notas sobre Análisis de estabilidad de taludes”. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.

Aravena, M. (2020). “Análisis del comportamiento sísmico de entibaciones en suelos finos del sector Oriente de Santiago”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

Azeze, Azemeraw. (2022). Comparison of General Limit Equilibrium Methods for Slope Stability Analysis. 2. 271-290.

B.S. Firinciozlu and M. Ercanoglu, Insights and perspectives into the limit equilibrium method from 2D and 3D analyses, Engineering Geology (2020)

Barrios, D. (2019). “Análisis de deformaciones de depósitos de relaves con muros de material de empréstito sometidos a sismos chilenos”. Memoria para optar al título de Ingeniera Civil. Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

Barrientos, S. (2010). Terremoto ($m=8.8$) del 27 de febrero de 2010 en Chile. Revista de la Asociación Geológica Argentina 67(3): 412 – 420.

Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2010). Registros del Terremoto del Maule $M_w=8.8$, 27 de Febrero de 2010. Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

Boroschek, R., Yáñez, F., Bejarano, I., Molnar, S., & Torres, A. (2012). Caracterización geotécnica estaciones de acelerógrafos de la Universidad de Chile. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil - IDIEM.

Budhu, M. (2011). Soil mechanics and foundations (3rd ed.). Wiley.

Burman, A. & Acharya, S. & Sahay, Rajeev & Maity, Damodar. (2015). A comparative study of slope stability analysis using traditional limit equilibrium method and finite element method. Asian Journal of Civil Engineering. 16. 467-492.

Cerda, S. (2020). "Implicancias del diseño y la secuencia constructiva en el comportamiento de muros Soil Nailing como sistema de contención de excavaciones". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

Centro Sismológico Nacional. (n.d.). Wwww.sismologia.cl. Recuperado el 14 de Febrero 2023, from <https://www.sismologia.cl/index.html>

Chopra, A. K., Roberto, L., & Consuelo Gómez Soberón. (2014). Dinámica de estructuras.

Choudhury, Deepankar & Basu, Somdatta & Bray, Jonathan. (2007). Behaviour of Slopes under Static and Seismic Conditions by Limit Equilibrium Method. Geotechnical Special Publication.

Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons Inc.

Freddlund D.G. , Krahn J.(1977). "Comparison of slope stability methods of analysis", Canadian geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 429-439.

GeoStudio. (n.d.). Wwww.geoslope.com. <https://www.geoslope.com/products/geostudio>

GeoStudio international ltd. (2012). Stability Modeling with SLOPE/W.

Instituto Nacional de Normalización (INN). (2009). NCh433 Of.1996 Modificada en 2009 - Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN). (2010). NCh3206 Of.2010: Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socalzados - Requisitos. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN). (2020). prNCh 3206 Of.2010 'Geotecnia- Excavaciones, entibaciones y socalzados- Requisitos'

Jara, M., Villalobos, F., Corral, G., & Taiba, O. (2015). Análisis numérico de la respuesta sísmica de excavaciones sostenidas con muro Berlinés en Arena. Concepción: Obras y Proyectos 17, 69-77.

Kempton, J. J., & Stewart, J. P. (2006). Prediction Equations for Significant Duration of Earthquake Ground Motions considering Site and Near-Source Effects. Earthquake Spectra, 22(4), 985–1013.

Kort, I., Musante, H., & Fahrenkrog, C. (1979). In-situ mechanical properties measurements of gravelly soil used in an interaction and foundation model for the Santiago Metro. Lima: In proceeding, 6th Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering,.

Kuhlmeyer, R., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, Division 99 (SMS), 421- 427

L. Cabañas, B. Benito and M. Herraiz, 'An approach to the measurement of the potential structural damage of earthquake ground motions', *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 26, 79-92 (1997).

Ministerio de Obras Publicas (2020). Manual de Carreteras. Instrucciones y criterios de diseño. (Vol. N°3). Santiago, Chile.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). Decreto Supremo N°61. Santiago, Chile.

Palomino, F., Alegría, B., & Poblete, M. (2019). Terremoto de 1985, sus efectos y las incógnitas sísmicas en la zona central de Chile., *Monografías, Ensayos de Geología*. Santiago, Chile: Facultad de Ciencias, Escuela de Geología, Universidad Mayor.

Petersen, M. (2019). Estudio de Mecánica de Suelos, Edificio Eluchans. Viña del Mar.

PLAXIS. (s.f.). PLAXIS 2022 General Information Manual.

PLAXIS. (s.f.). PLAXIS 2022 Material Models Manual 3D.

PLAXIS. (s.f.). PLAXIS 2012 Tutorial Manual 3D.

PLAXIS. (s.f.). PLAXIS 2022 Reference Manual 3D.

PLAXIS 3D: Geotechnical Engineering Software | Bentley Systems. (16 de Mayo de 2022). [Www.bentley.com. https://www.bentley.com/software/plaxis-3d/](https://www.bentley.com/software/plaxis-3d/)

Salas, F. (2018). Monitoring and dynamic analysis of a discontinuous pile-supported deep excavation in Santiago Gravel. Master of Science in Engineering Thesis. Santiago, Chile: Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile.

Sanhueza, Carola & CIFUENTES, L. (2013). Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la construcción*. 12. 17-29.

Seid Hamid Mousavi and Behrouz Gordan. (2017). "Comparison of Different Limit Equilibrium Methods Based on Static and Dynamic Safety Factors" *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* (22.07): 2613- 2623.

Serafini, F. (2017). "Aportes para una nueva zonificación Geotécnica de Viña del Mar: Estimación de la profundidad del basamento rocoso en la cuenca del Marga Marga a partir de

mediciones espectrales H/V". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Valparaiso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María, Departamento de Obras Civiles.

Su, Li-Jun & Cheng, Li & Zhang, Chonglei. (2021). Large-scale shaking table tests on the seismic responses of soil slopes with various natural densities. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 140.

Suárez, J. (2012). *Deslizamientos - Análisis Geotécnico*. Capítulo 4: Análisis de Estabilidad. Bucaramanga, Colombia.

Trigo, T. (2007). "Influencia de la amplificación local de las ondas sísmicas y la interacción suelo-fundación en el puente Marga-Marga". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

Valenzuela, G. (1978). Suelo de fundación del gran Santiago. Santiago: Instituto de Investigaciones Geológicas, Boletín N°33.

Vergara, L. (2015). Relación entre las propiedades Geológicas y Geotécnicas de la cuenca de Santiago y los daños observados en el terremoto del 27 de febrero del 2010."Tesis para optar al grado de Magister. Santiago, Chile: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

Zhu, Guolong & Sousa, Rita & Kishida, Tadahiro & Byon, Young-Ji & Simões, Ana. (2019). How do tunnels affect the surface infrastructure during an earthquake?.

ANEXOS

ANEXO A. Modelos de Taludes

En el presente Anexo se muestran los valores del ángulo β para las diferentes variables, según lo definido en el Capítulo 3:

Tabla A.1: Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático con Método de Equilibrio de JAMBU.

Análisis Pseudo-estático Metodo de Equilibrio de JAMBU								
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	KH [-]	KV [-]	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	59.0
				Temporal	0.133	0.1	1.1	63.4
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	90.0
				Temporal	0.1	0.075	1.1	90.0
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
4	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	45.7
				Temporal	0.133	0.1	1.1	50.5
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	80.1
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	84.3
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	81.5
				Temporal	0.1	0.075	1.1	84.3
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
6	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	40.2
				Temporal	0.133	0.1	1.1	44.5
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	67.4
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	72.4
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	69.0
				Temporal	0.1	0.075	1.1	73.3
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
8	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	37.8
				Temporal	0.133	0.1	1.1	42.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	60.1
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	64.6
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	61.2
				Temporal	0.1	0.075	1.1	65.8
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	77.3
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	82.2
10	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	36.1
				Temporal	0.133	0.1	1.1	40.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	55.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	59.5
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	56.2
				Temporal	0.1	0.075	1.1	60.3
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	65.3
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	71.7
12	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	35.1
				Temporal	0.133	0.1	1.1	38.8
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	51.9
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	56.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	53.1
				Temporal	0.1	0.075	1.1	57.0
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	56.3
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	63.1

Tabla A.2: Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático con Método de Equilibrio de Spencer.

Análisis Pseudo-estático Metodo de Equilibrio de Spencer								
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	KH [-]	KV [-]	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	65.8
				Temporal	0.133	0.1	1.1	68.2
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	90.0
				Temporal	0.1	0.075	1.1	90.0
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
4	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	50.5
				Temporal	0.133	0.1	1.1	54.1
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	80.1
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	84.3
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	81.5
				Temporal	0.1	0.075	1.1	84.3
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
6	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	44.5
				Temporal	0.133	0.1	1.1	48.5
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	69.9
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	73.3
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	70.7
				Temporal	0.1	0.075	1.1	74.2
	Finos	C	3	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
8	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	41.3
				Temporal	0.133	0.1	1.1	45.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	64.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	67.6
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	64.0
				Temporal	0.1	0.075	1.1	67.6
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	77.3
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	81.5
10	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	38.7
				Temporal	0.133	0.1	1.1	42.8
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	58.6
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	62.5
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	59.9
				Temporal	0.1	0.075	1.1	63.4
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	66.7
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	71.7
12	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	37.6
				Temporal	0.133	0.1	1.1	41.4
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	55.7
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	59.4
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	56.6
				Temporal	0.1	0.075	1.1	60.1
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	59.4
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	64.2

Tabla A.3: Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático con Método de Equilibrio de Morgenstern&Price.

Análisis Pseudo-estático Metodo de Equilibrio de Morgenstern&Price								
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	KH [-]	KV [-]	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	65.8
				Temporal	0.133	0.1	1.1	68.2
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	90.0
				Temporal	0.1	0.075	1.1	90.0
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
4	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	50.5
				Temporal	0.133	0.1	1.1	54.1
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	80.1
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	84.3
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	81.5
				Temporal	0.1	0.075	1.1	84.3
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
6	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	44.5
				Temporal	0.133	0.1	1.1	48.5
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	69.9
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	73.3
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	70.7
				Temporal	0.1	0.075	1.1	74.2
	Finos	C	3	Permanente	0.165	0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	90.0
8	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	41.3
				Temporal	0.133	0.1	1.1	45.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	64.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	67.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	64.0
				Temporal	0.1	0.075	1.1	67.6
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	76.6
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	81.5
10	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	38.7
				Temporal	0.133	0.1	1.1	42.8
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	58.6
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	62.5
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	59.9
				Temporal	0.1	0.075	1.1	63.4
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	66.7
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	71.7
12	Arena	C	3	Permanente	0.2	0.133	1.1	37.6
				Temporal	0.133	0.1	1.1	41.4
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	55.7
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	59.4
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0.10	1.1	56.6
				Temporal	0.1	0.075	1.1	60.1
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0.11	1.1	59.0
				Temporal	0.11	0.0825	1.1	64.2

Tabla A.4: Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático (KV Negativo) con Método de Equilibrio de JAMBU.

Análisis Pseudo-estático Metodo de Equilibrio de JAMBU (KV Negativo)								
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	KH [-]	KV [-]	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	61.2
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	65.8
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	90.0
Temporal	0.1	-0.075	1.1	90.0				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0	
4	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	45.7
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	51.3
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	84.3
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	87.1
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	85.7
Temporal	0.1	-0.075	1.1	88.6				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0	
6	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	39.4
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	45.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	71.6
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	76.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	72.4
Temporal	0.1	-0.075	1.1	76.9				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0	
8	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	36.3
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	42.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	62.3
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	67.6
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	64.0
Temporal	0.1	-0.075	1.1	68.2				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	84.3	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	87.9	
10	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	34.6
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	39.8
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	56.6
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	61.6
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	58.2
Temporal	0.1	-0.075	1.1	62.5				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	73.3	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	78.1	
12	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	33.3
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	38.5
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	52.8
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	57.7
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	54.1
Temporal	0.1	-0.075	1.1	58.7				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	63.4	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	69.0	

Tabla A.5: Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático (KV Negativo) con Método de Equilibrio de Spencer.

Análisis Pseudo-estático Método de Equilibrio de Spencer (KV Negativo)								
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	KH [-]	KV [-]	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	68.2
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	70.7
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	90.0
				Temporal	0.1	-0.075	1.1	90.0
	Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0
4	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	51.3
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	56.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	84.3
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	87.1
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	85.7
				Temporal	0.1	-0.075	1.1	88.6
	Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0
6	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	44.5
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	49.6
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	73.3
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	76.9
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	74.2
				Temporal	0.1	-0.075	1.1	76.9
	Finos	C	3	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0
8	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	40.4
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	45.4
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	65.8
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	69.4
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	67.0
				Temporal	0.1	-0.075	1.1	69.4
	Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	84.3
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	87.1
10	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	37.8
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	42.8
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	61.6
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	64.8
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	61.6
				Temporal	0.1	-0.075	1.1	64.8
	Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	74.4
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	78.1
12	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	35.9
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	41.2
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	57.0
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	61.2
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	58.0
				Temporal	0.1	-0.075	1.1	61.2
	Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	65.4
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	69.4

Tabla A.6: Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático (KV Negativo) con Método de Equilibrio de Morgenstern&Price.

Análisis Pseudo-estático Método de Equilibrio de Morgenstern&Price (KV Negativo)								
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	KH [-]	KV [-]	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	68.2
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	70.7
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	90.0
Temporal	0.1	-0.075	1.1	90.0				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0	
4	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	51.3
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	56.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	84.3
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	87.1
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	85.7
Temporal	0.1	-0.075	1.1	88.6				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0	
6	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	44.5
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	49.6
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	73.3
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	76.9
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	74.2
Temporal	0.1	-0.075	1.1	76.9				
Finos	C	3	Permanente	0.165	-0.11	1.1	90.0	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	90.0	
8	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	40.4
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	45.4
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	65.8
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	69.4
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	67.0
Temporal	0.1	-0.075	1.1	69.4				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	84.3	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	87.1	
10	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	37.8
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	42.8
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	61.6
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	64.8
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	61.6
Temporal	0.1	-0.075	1.1	64.8				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	74.4	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	78.1	
12	Arena	C	3	Permanente	0.2	-0.133	1.1	35.9
				Temporal	0.133	-0.1	1.1	41.2
	Grava	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	57.0
				Temporal	0.11	-0.0825	1.1	61.2
	Grava	B	2	Permanente	0.15	-0.10	1.1	58.0
Temporal	0.1	-0.075	1.1	61.2				
Finos	C	2	Permanente	0.165	-0.11	1.1	65.4	
			Temporal	0.11	-0.0825	1.1	69.4	

Tabla A.7: Ángulo de talud según altura para Análisis Pseudo-estático (KV=0) con Método de Equilibrio de JAMBU.

Análisis Pseudo-estático Método de Equilibrio de JAMBU (KV=0)								
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	KH [-]	KV [-]	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	0.2	0	1.1	59.0
				Temporal	0.133	0	1.1	65.8
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0	1.1	90.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0	1.1	90.0
				Temporal	0.1	0	1.1	90.0
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0	1.1	90.0
4	Arena	C	3	Permanente	0.2	0	1.1	45.7
				Temporal	0.133	0	1.1	50.5
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	81.5
				Temporal	0.11	0	1.1	85.7
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0	1.1	82.9
				Temporal	0.1	0	1.1	85.7
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0	1.1	90.0
6	Arena	C	3	Permanente	0.2	0	1.1	40.2
				Temporal	0.133	0	1.1	45.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	69.0
				Temporal	0.11	0	1.1	74.2
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0	1.1	70.7
				Temporal	0.1	0	1.1	75.1
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	90.0
				Temporal	0.11	0	1.1	90.0
8	Arena	C	3	Permanente	0.2	0	1.1	37.3
				Temporal	0.133	0	1.1	42.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	61.2
				Temporal	0.11	0	1.1	65.8
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0	1.1	62.3
				Temporal	0.1	0	1.1	67.0
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	80.8
				Temporal	0.11	0	1.1	85.0
10	Arena	C	3	Permanente	0.2	0	1.1	35.3
				Temporal	0.133	0	1.1	40.0
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	55.8
				Temporal	0.11	0	1.1	60.8
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0	1.1	57.4
				Temporal	0.1	0	1.1	61.6
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	69.2
				Temporal	0.11	0	1.1	74.9
12	Arena	C	3	Permanente	0.2	0	1.1	34.3
				Temporal	0.133	0	1.1	38.7
	Grava	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	52.5
				Temporal	0.11	0	1.1	57.0
	Grava	B	2	Permanente	0.15	0	1.1	53.7
				Temporal	0.1	0	1.1	57.7
	Finos	C	2	Permanente	0.165	0	1.1	59.4
				Temporal	0.11	0	1.1	65.8

Tabla A.8: Ángulo de talud según altura para Análisis Estático con Método de Equilibrio de Jambu.

Análisis Estático Método de Equilibrio de JAMBU						
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	1.5	53.1
				Temporal	1.3	63.4
	Grava	C	2	Permanente	1.5	90.0
				Temporal	1.3	90.0
	Grava	B	2	Permanente	1.5	90.0
				Temporal	1.3	90.0
Finos	C	2	Permanente	1.5	90.0	
			Temporal	1.3	90.0	
4	Arena	C	3	Permanente	1.5	44.3
				Temporal	1.3	51.3
	Grava	C	2	Permanente	1.5	74.6
				Temporal	1.3	82.9
	Grava	B	2	Permanente	1.5	74.6
				Temporal	1.3	82.9
Finos	C	2	Permanente	1.5	90.0	
			Temporal	1.3	90.0	
6	Arena	C	3	Permanente	1.5	40.2
				Temporal	1.3	46.5
	Grava	C	2	Permanente	1.5	63.4
				Temporal	1.3	72.4
	Grava	B	2	Permanente	1.5	63.4
				Temporal	1.3	72.4
Finos	C	2	Permanente	1.5	83.3	
			Temporal	1.3	90.0	
8	Arena	C	3	Permanente	1.5	38.4
				Temporal	1.3	43.9
	Grava	C	2	Permanente	1.5	56.5
				Temporal	1.3	65.2
	Grava	B	2	Permanente	1.5	56.5
				Temporal	1.3	65.2
Finos	C	2	Permanente	1.5	70.1	
			Temporal	1.3	81.5	
10	Arena	C	2	Permanente	1.5	36.9
				Temporal	1.3	42.3
	Grava	C	3	Permanente	1.5	52.4
				Temporal	1.3	60.3
	Grava	B	3	Permanente	1.5	52.4
				Temporal	1.3	60.3
Finos	C	2	Permanente	1.5	59.9	
			Temporal	1.3	71.7	
12	Arena	C	2	Permanente	1.5	36.0
				Temporal	1.3	41.0
	Grava	C	3	Permanente	1.5	49.6
				Temporal	1.3	57.0
	Grava	B	3	Permanente	1.5	49.6
				Temporal	1.3	57.0
Finos	C	2	Permanente	1.5	51.9	
			Temporal	1.3	63.8	

Tabla A.9: Ángulo de talud según altura para Análisis Estático con Método de Equilibrio de Spencer.

Análisis Estático Método de Equilibrio de Spencer						
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	1.5	57.0
				Temporal	1.3	65.8
	Grava	C	2	Permanente	1.5	90.0
				Temporal	1.3	90.0
	Grava	B	2	Permanente	1.5	90.0
				Temporal	1.3	90.0
Finos	C	2	Permanente	1.5	90.0	
			Temporal	1.3	90.0	
4	Arena	C	3	Permanente	1.5	47.2
				Temporal	1.3	55.0
	Grava	C	2	Permanente	1.5	74.6
				Temporal	1.3	82.9
	Grava	B	2	Permanente	1.5	74.6
				Temporal	1.3	82.9
Finos	C	2	Permanente	1.5	90.0	
			Temporal	1.3	90.0	
6	Arena	C	3	Permanente	1.5	43.2
				Temporal	1.3	49.6
	Grava	C	2	Permanente	1.5	65.0
				Temporal	1.3	72.4
	Grava	B	2	Permanente	1.5	65.0
				Temporal	1.3	72.4
Finos	C	2	Permanente	1.5	82.4	
			Temporal	1.3	90.0	
8	Arena	C	3	Permanente	1.5	40.7
				Temporal	1.3	46.5
	Grava	C	2	Permanente	1.5	58.5
				Temporal	1.3	66.4
	Grava	B	2	Permanente	1.5	58.5
				Temporal	1.3	66.4
Finos	C	2	Permanente	1.5	72.6	
			Temporal	1.3	81.5	
10	Arena	C	2	Permanente	1.5	38.9
				Temporal	1.3	44.4
	Grava	C	3	Permanente	1.5	55.0
				Temporal	1.3	62.1
	Grava	B	3	Permanente	1.5	55.0
				Temporal	1.3	62.1
Finos	C	2	Permanente	1.5	60.3	
			Temporal	1.3	72.3	
12	Arena	C	2	Permanente	1.5	37.7
				Temporal	1.3	42.9
	Grava	C	3	Permanente	1.5	51.9
				Temporal	1.3	59.0
	Grava	B	3	Permanente	1.5	51.9
				Temporal	1.3	59.0
Finos	C	2	Permanente	1.5	53.7	
			Temporal	1.3	63.8	

Tabla A.10: Ángulo de talud según altura para Análisis Estático con Método de Equilibrio de Morgenstern&Price.

Análisis Estático Método de Equilibrio de Morgenstern&Price						
Altura [m]	Tipo de suelo	Clasificación	Zonificación	Condición	FS [-]	β [-]
2	Arena	C	3	Permanente	1.5	57.0
				Temporal	1.3	65.8
	Grava	C	2	Permanente	1.5	90.0
				Temporal	1.3	90.0
	Grava	B	2	Permanente	1.5	90.0
Temporal				1.3	90.0	
Finos	C	2	Permanente	1.5	90.0	
			Temporal	1.3	90.0	
4	Arena	C	3	Permanente	1.5	47.2
				Temporal	1.3	55.0
	Grava	C	2	Permanente	1.5	74.6
				Temporal	1.3	82.9
	Grava	B	2	Permanente	1.5	74.6
Temporal				1.3	82.9	
Finos	C	2	Permanente	1.5	90.0	
			Temporal	1.3	90.0	
6	Arena	C	3	Permanente	1.5	43.2
				Temporal	1.3	49.6
	Grava	C	2	Permanente	1.5	65.0
				Temporal	1.3	72.4
	Grava	B	2	Permanente	1.5	65.0
Temporal				1.3	72.4	
Finos	C	2	Permanente	1.5	82.4	
			Temporal	1.3	90.0	
8	Arena	C	3	Permanente	1.5	40.7
				Temporal	1.3	46.5
	Grava	C	2	Permanente	1.5	58.5
				Temporal	1.3	66.4
	Grava	B	2	Permanente	1.5	58.5
Temporal				1.3	66.4	
Finos	C	2	Permanente	1.5	72.6	
			Temporal	1.3	81.5	
10	Arena	C	2	Permanente	1.5	38.9
				Temporal	1.3	44.4
	Grava	C	3	Permanente	1.5	55.0
				Temporal	1.3	62.1
	Grava	B	3	Permanente	1.5	55.0
Temporal				1.3	62.1	
Finos	C	2	Permanente	1.5	60.3	
			Temporal	1.3	72.3	
12	Arena	C	2	Permanente	1.5	37.7
				Temporal	1.3	42.9
	Grava	C	3	Permanente	1.5	51.9
				Temporal	1.3	59.0
	Grava	B	3	Permanente	1.5	51.9
Temporal				1.3	59.0	
Finos	C	2	Permanente	1.5	53.7	
			Temporal	1.3	63.8	

ANEXO B. Distancias admisibles para criterio de entibación.

Este anexo muestra las distancias admisibles para edificaciones en taludes de excavación temporales. Cabe mencionar que para la Figura B.1, el valor mínimo de factor de seguridad corresponde a 2.47, por lo que su distancia mínima se considerará como la longitud horizontal de la cuña de falla.

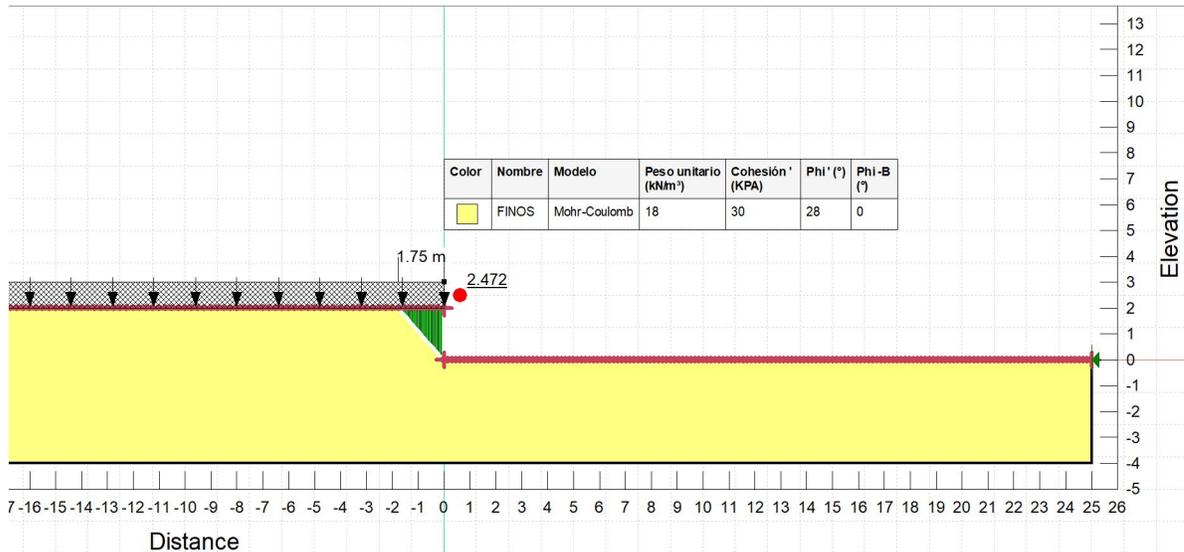


Figura B.1: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 2 metros (Análisis Estático Temporal)

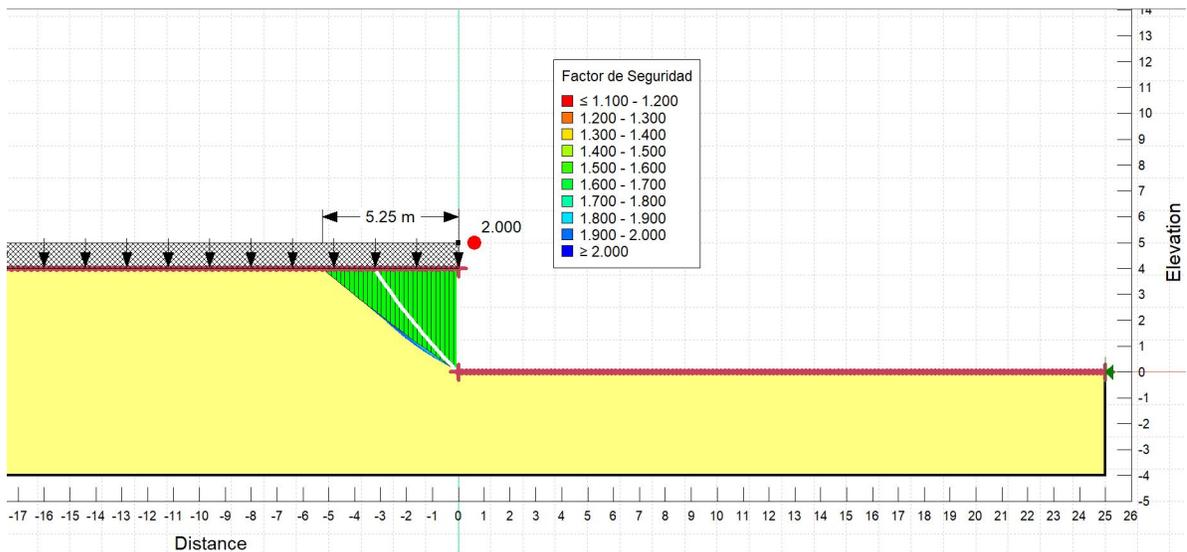


Figura B.2: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 4 metros (Análisis Estático Temporal)

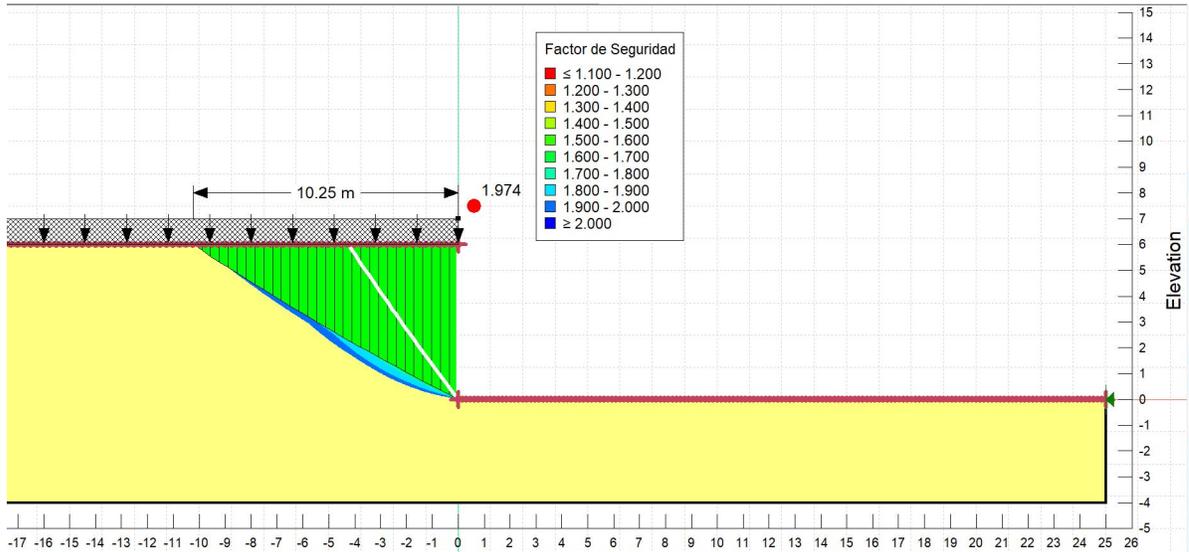


Figura B.3: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 6 metros (Análisis Estático Temporal)

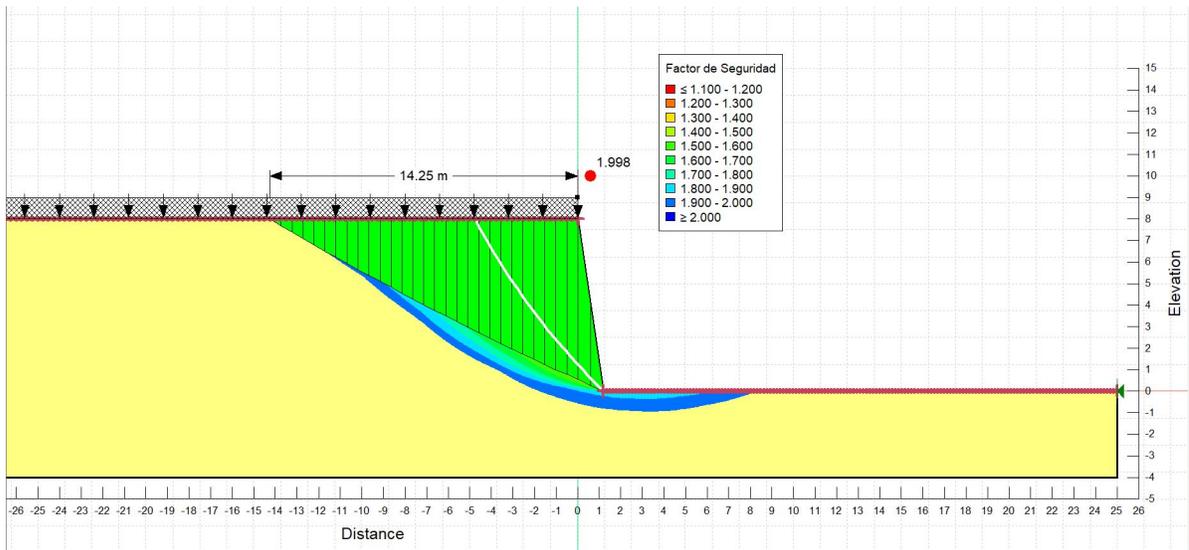


Figura B.4: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 8 metros (Análisis Estático Temporal)

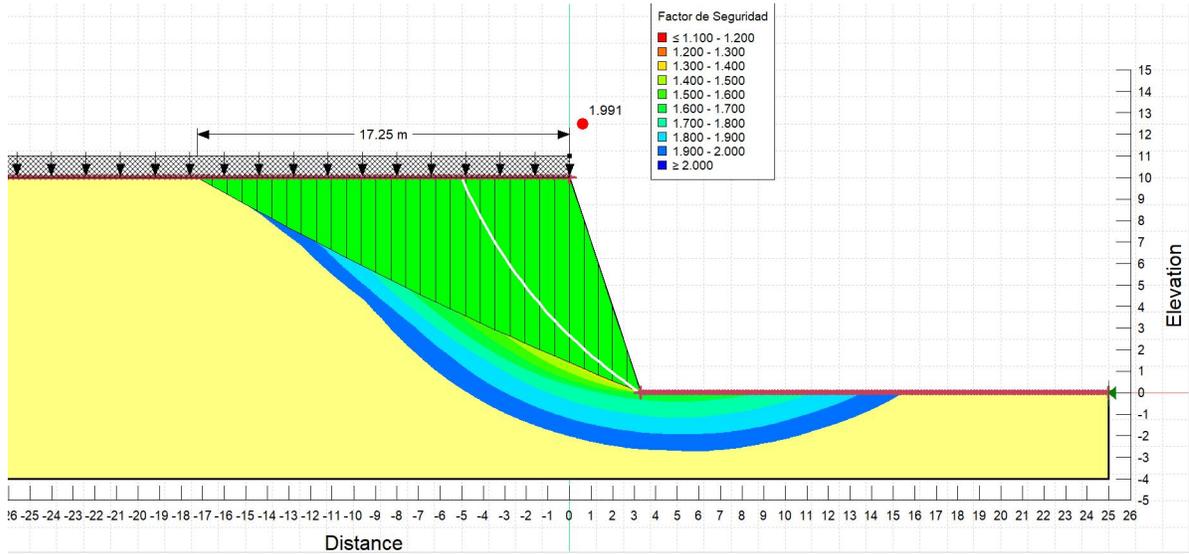


Figura B.5: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 10 metros (Análisis Estático Temporal)

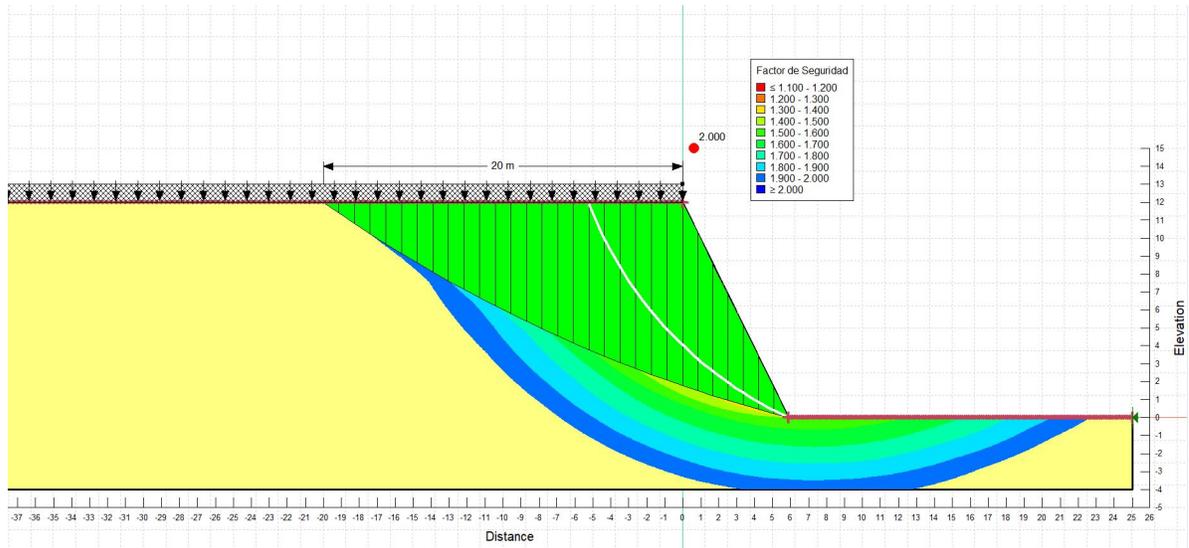


Figura B.6: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de suelos Finos de Altura 12 metros (Análisis Estático Temporal)

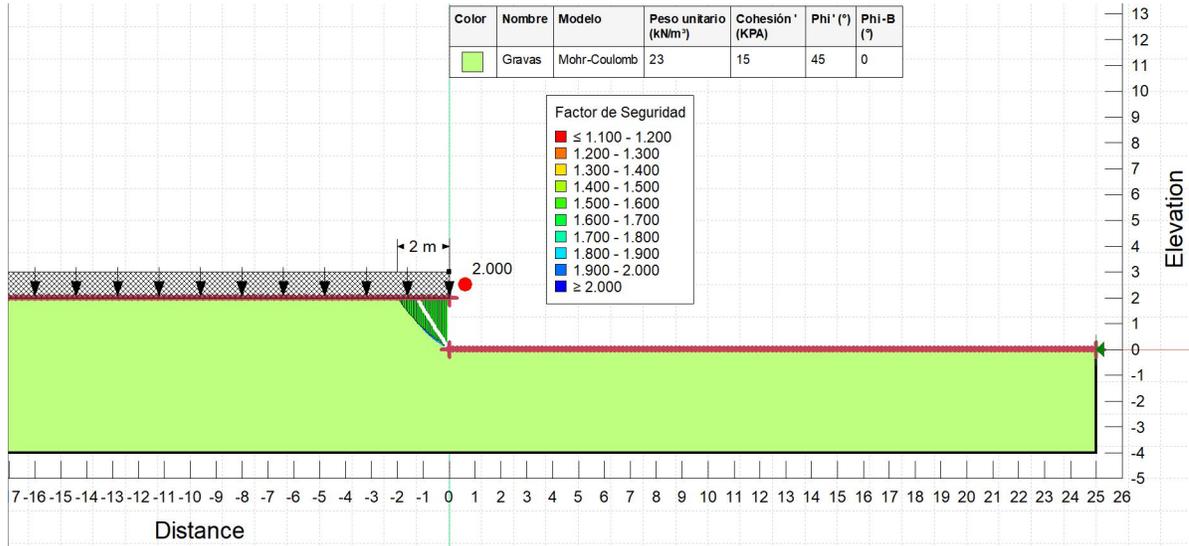


Figura B.7: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 2 metros (Análisis Estático Temporal)

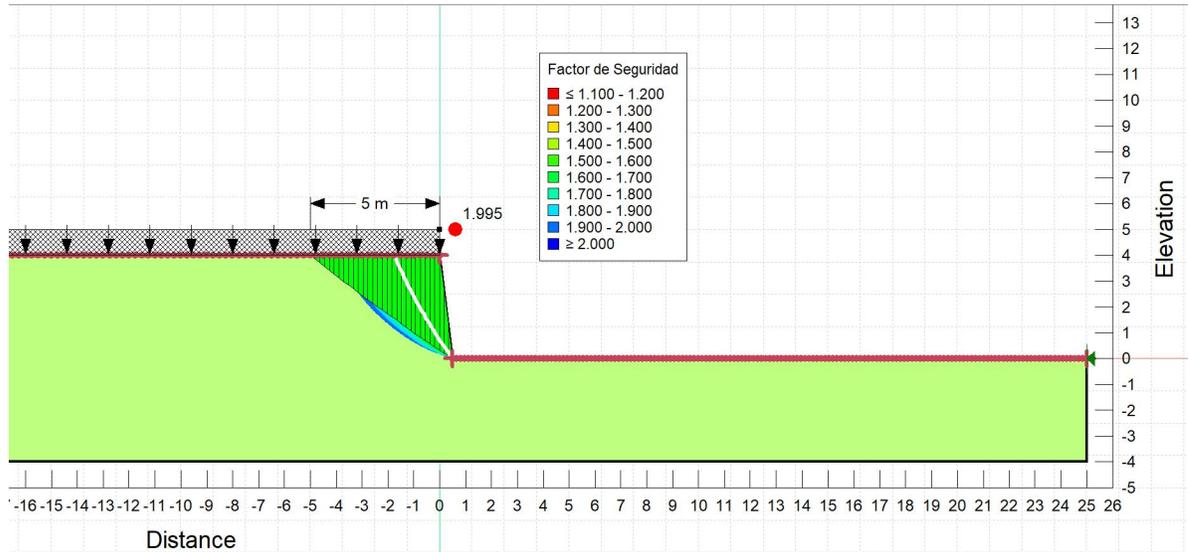


Figura B.8: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 4 metros (Análisis Estático Temporal)

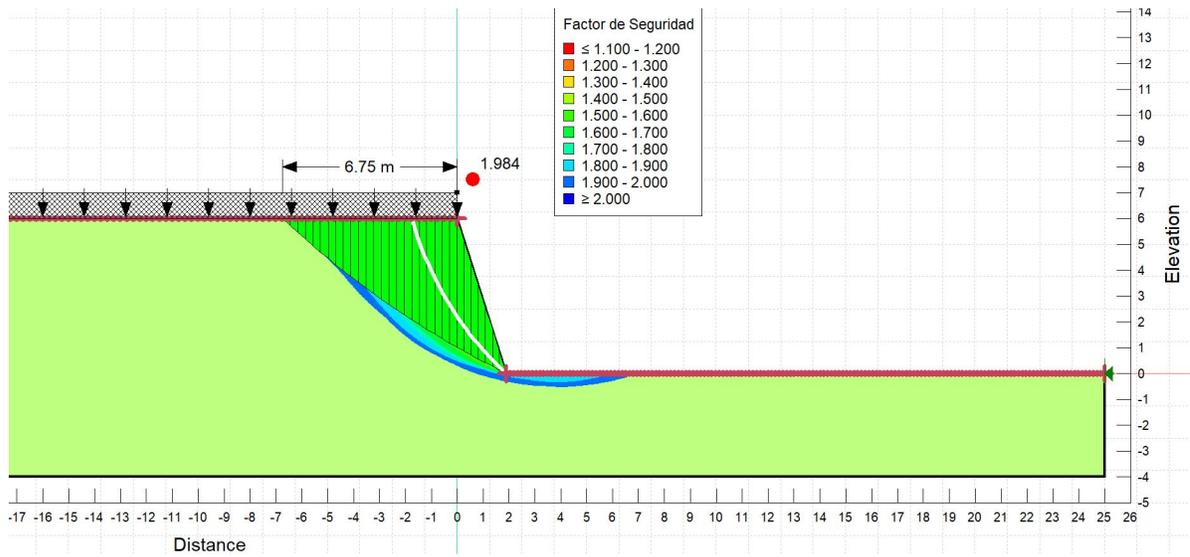


Figura B.9: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación Gravas de Altura 6 metros (Análisis Estático Temporal)

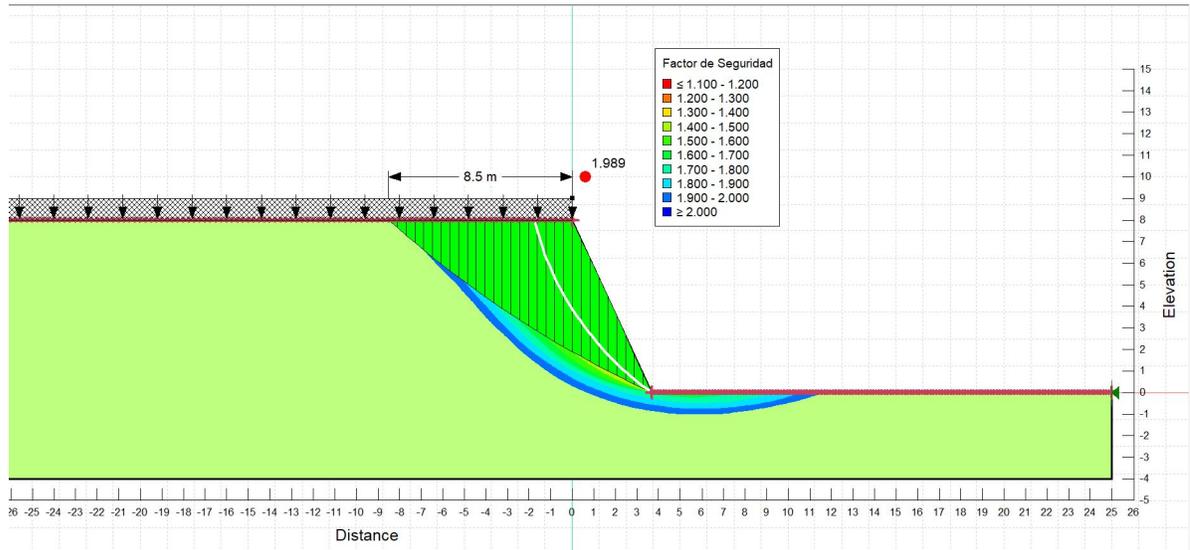


Figura B.10: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 8 metros (Análisis Estático Temporal)

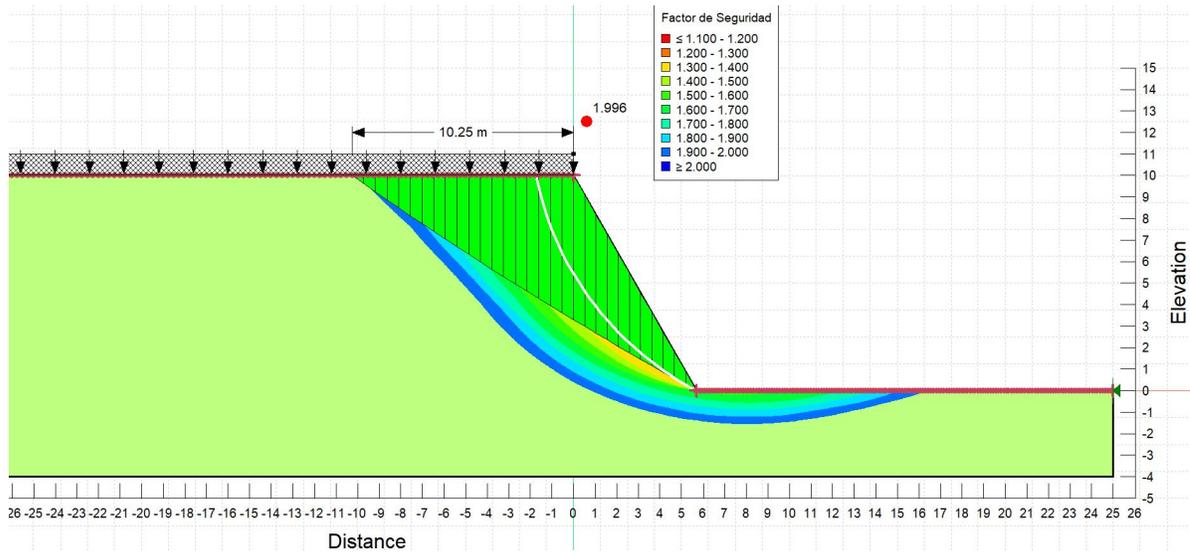


Figura B.11: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 10 metros (Análisis Estático Temporal)

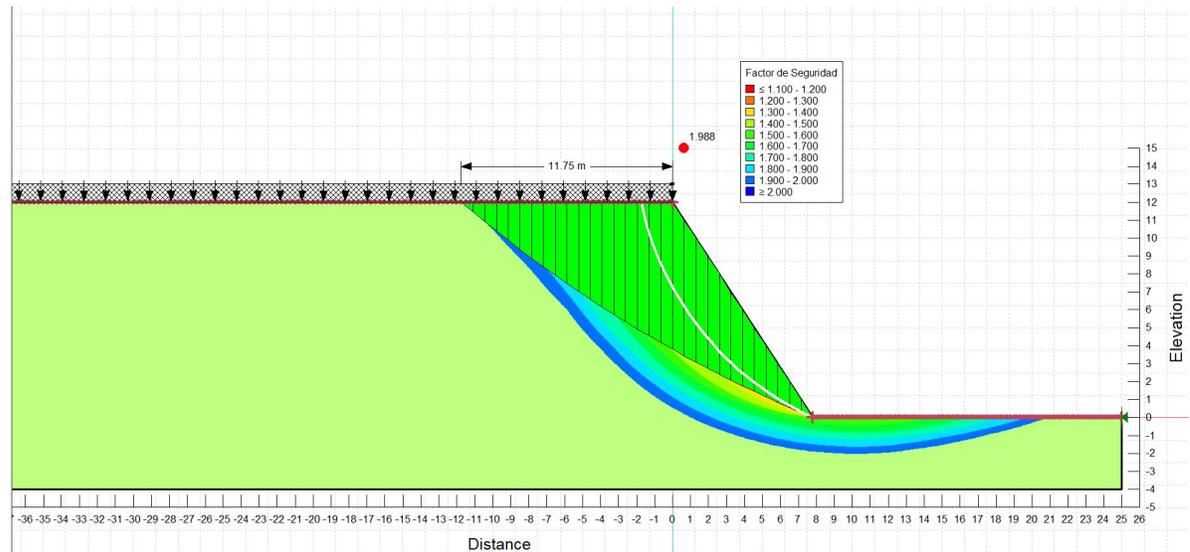


Figura B.12: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Gravas de Altura 12 metros (Análisis Estático Temporal)

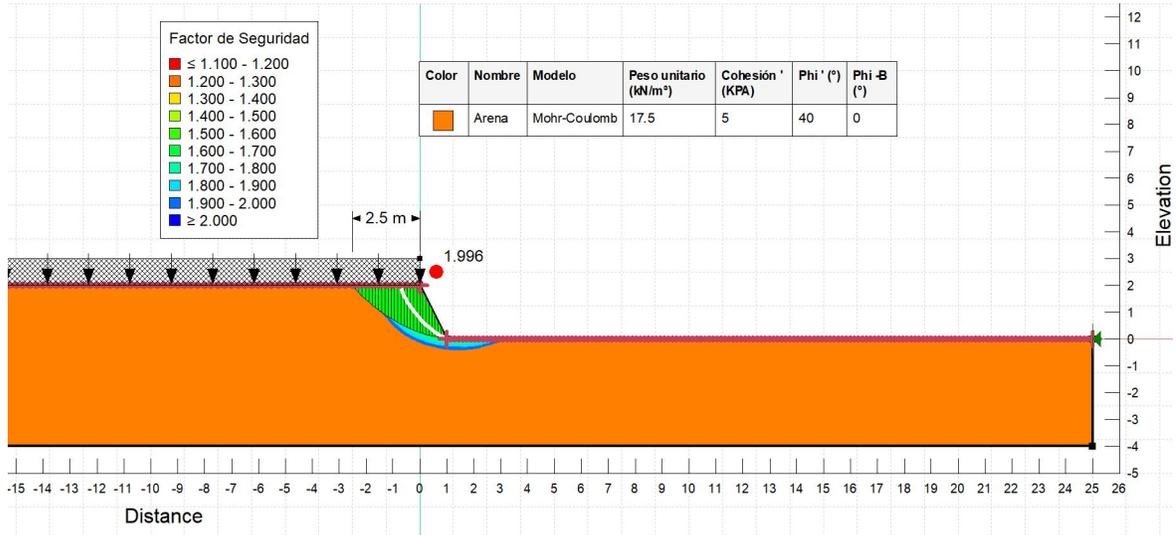


Figura B.13: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 2 metros (Análisis Estático Temporal)

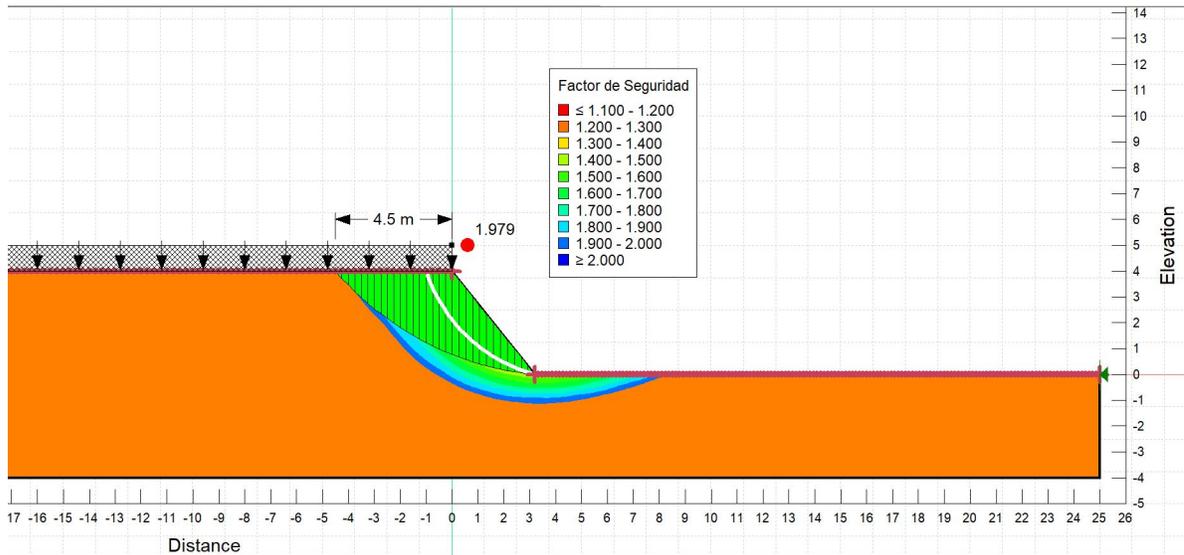


Figura B.14: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 4 metros (Análisis Estático Temporal)

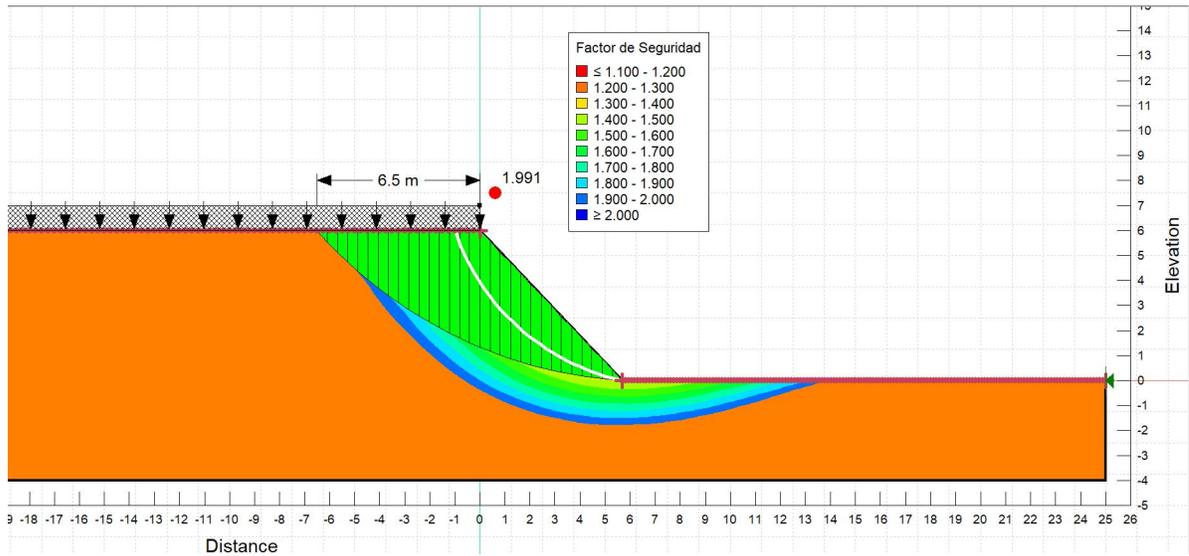


Figura B.15: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 6 metros (Análisis Estático Temporal)

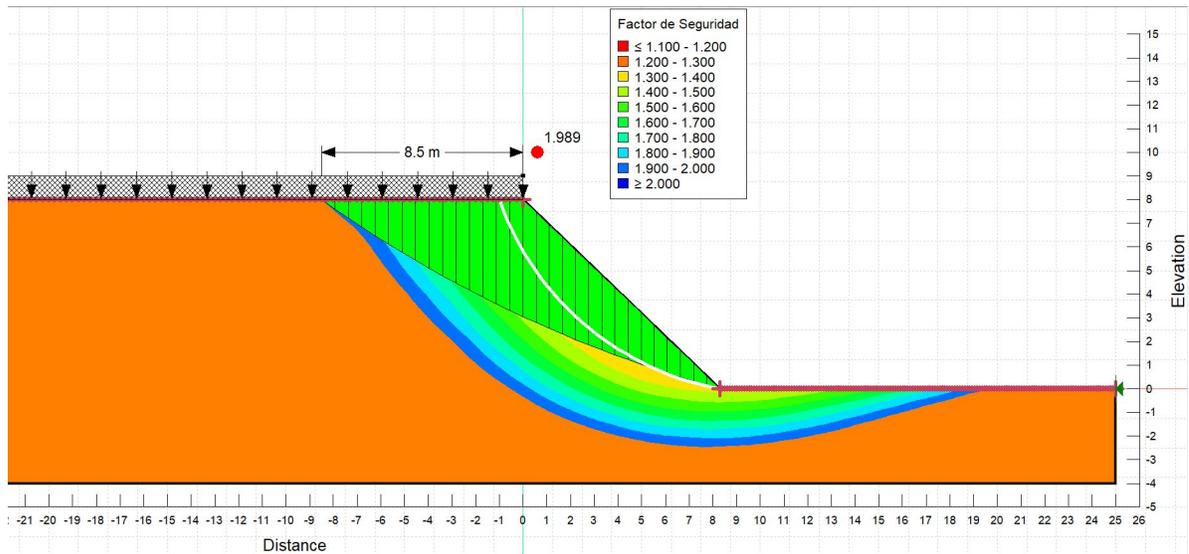


Figura B.16: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 8 metros (Análisis Estático Temporal)

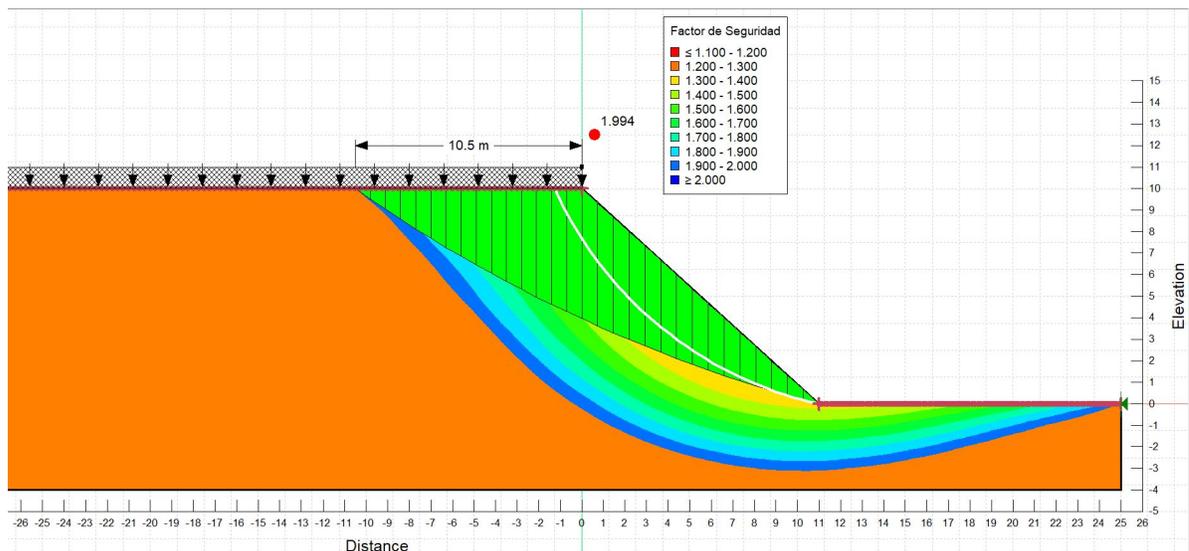


Figura B.17: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 10 metros (Análisis Estático Temporal)

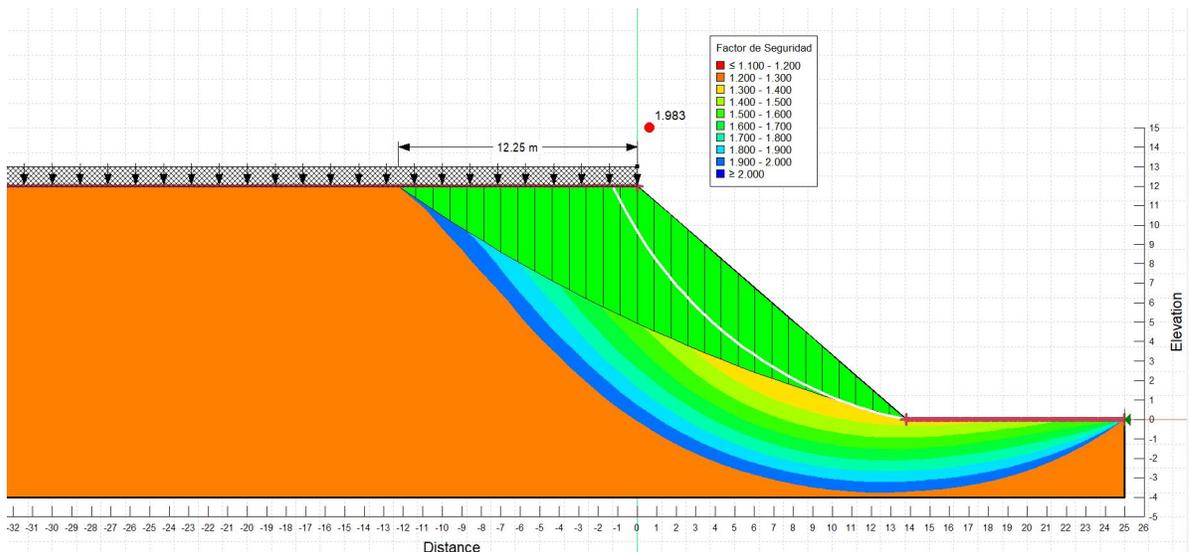
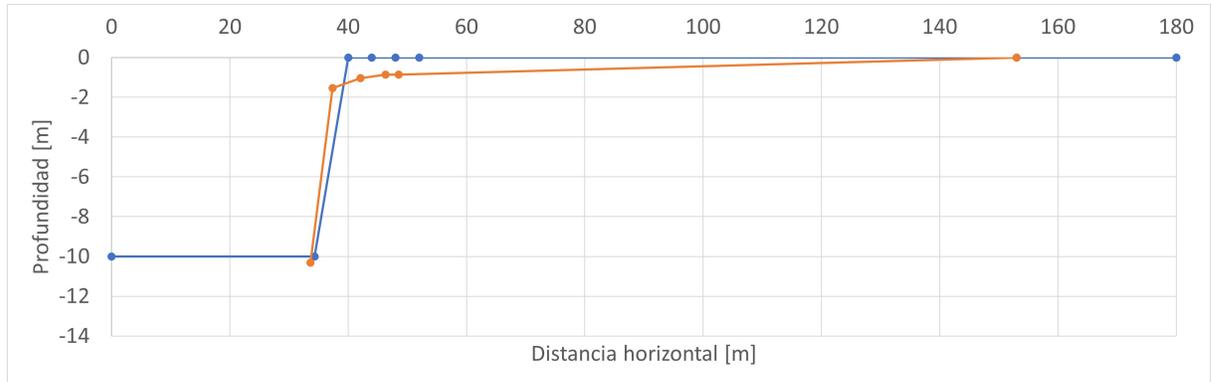


Figura B.18: Distancia admisible para edificaciones en Talud de excavación de Arenas de Altura 12 metros (Análisis Estático Temporal)

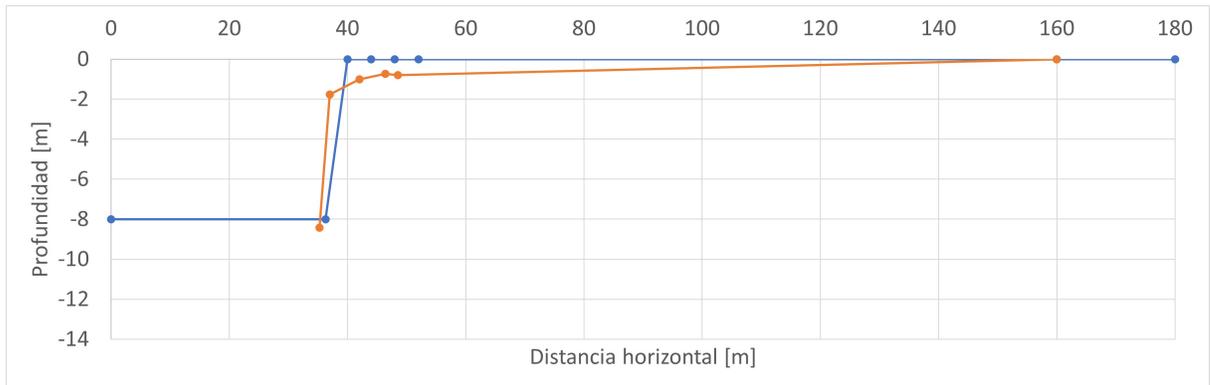
ANEXO C. Configuración Deformada Post-sísmica de Taludes de Excavación.

En este anexo se presentan las Figuras C.1 a C.24, donde se muestra la configuración deformada post-sísmica del talud de excavación (Lado Positivo 1 +) según el registro sísmico utilizado y la profundidad de la excavación del talud. La configuración corresponde a la deformada después del momento final de la duración del sismo. Para una mejor visualización de los resultados, se escalan las deformaciones post-sísmicas horizontales y asentamientos por un factor de 100 en Modelos de Grava y Arcilla, y un factor de 10 para Arena.

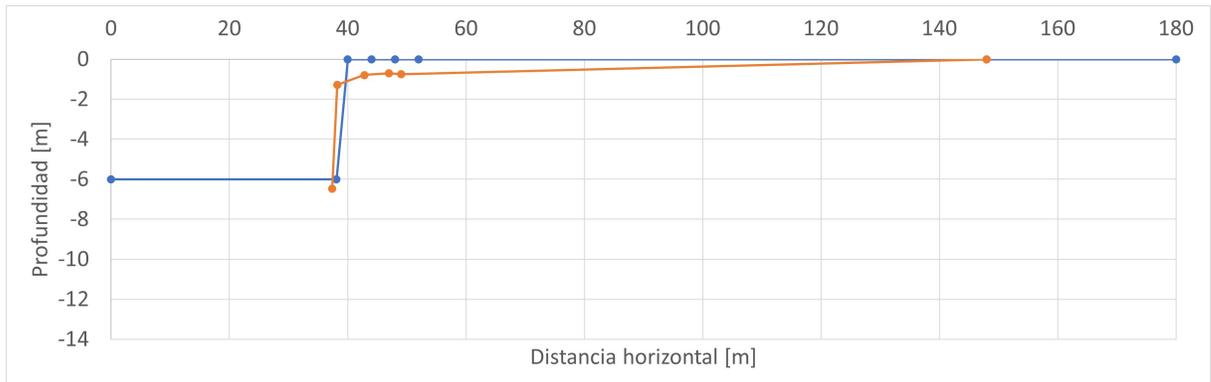
C.1. Gravas de Santiago: Registro Rapel N-S



(a) Altura Talud 10 metros.

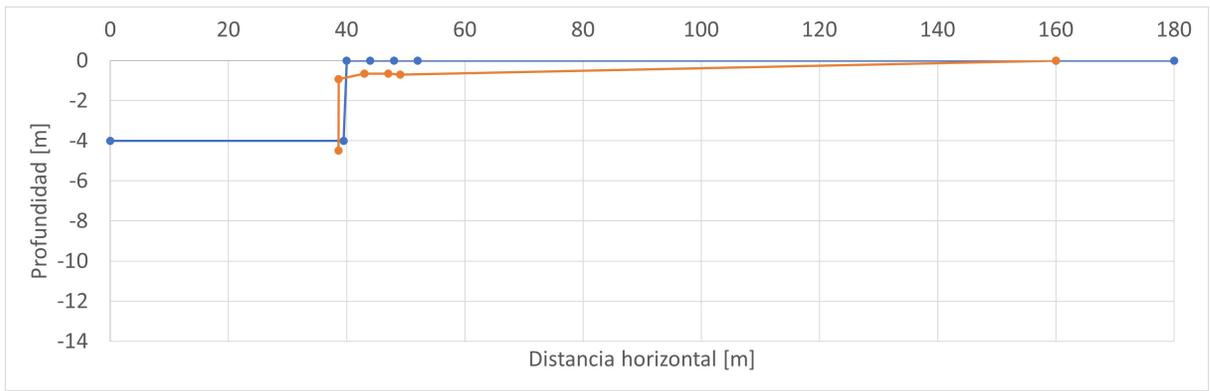


(b) Altura Talud 8 metros.

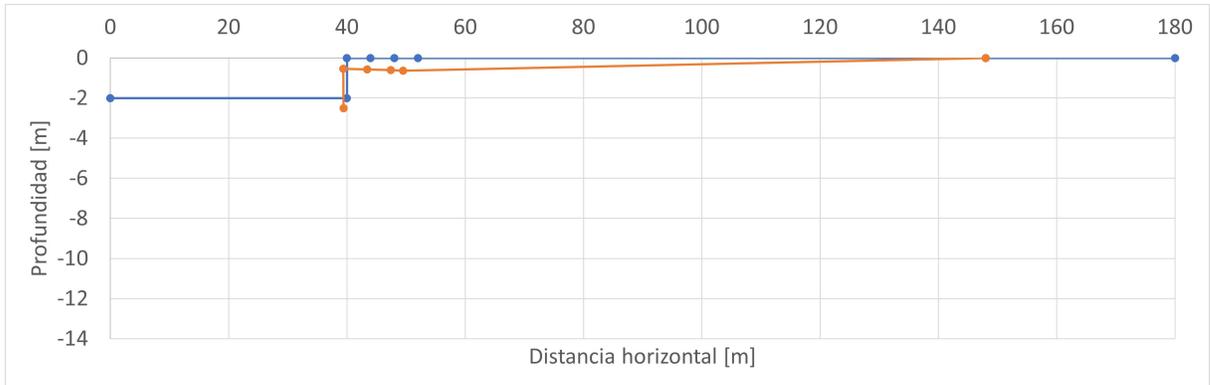


(c) Altura Talud 6 metros.

Figura C.1: Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [10-6] [m].



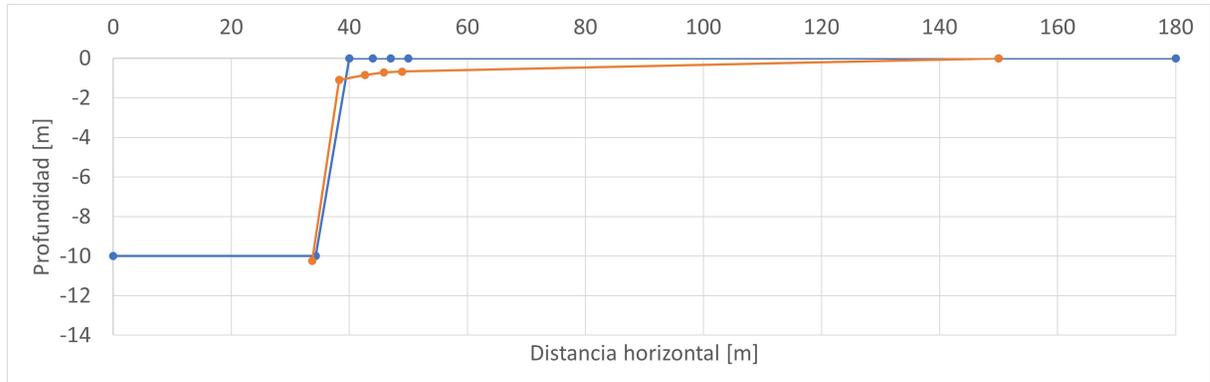
(a) Altura Talud 4 metros.



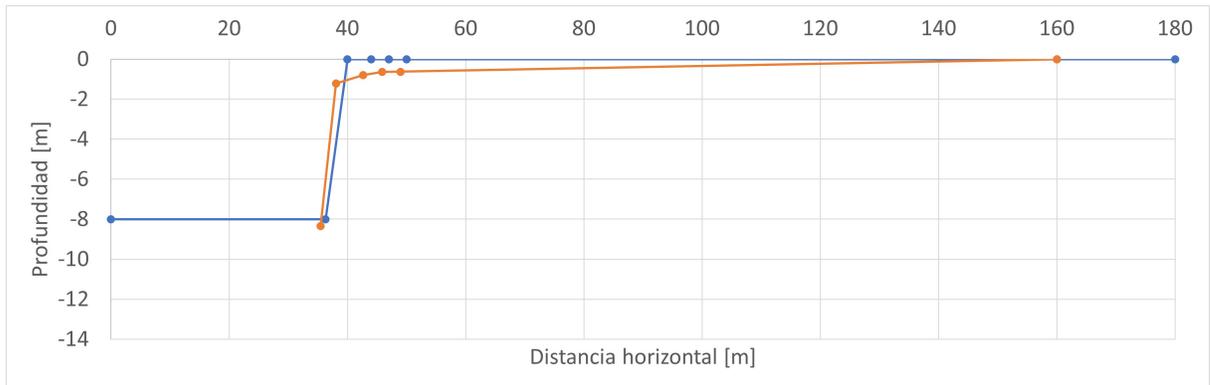
(b) Altura Talud 2 metros.

Figura C.2: Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [4-2] [m].

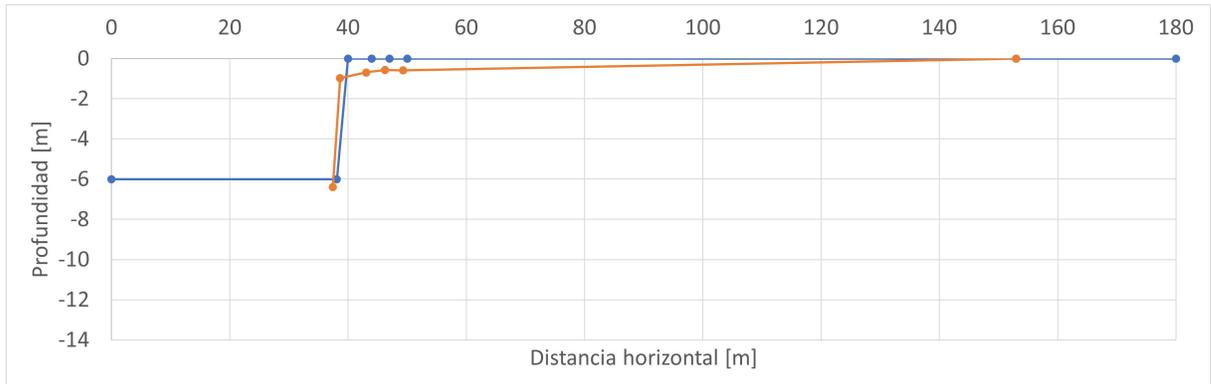
C.2. Gravas de Santiago: Registro Rapel E-W



(a) Altura Talud 10 metros.

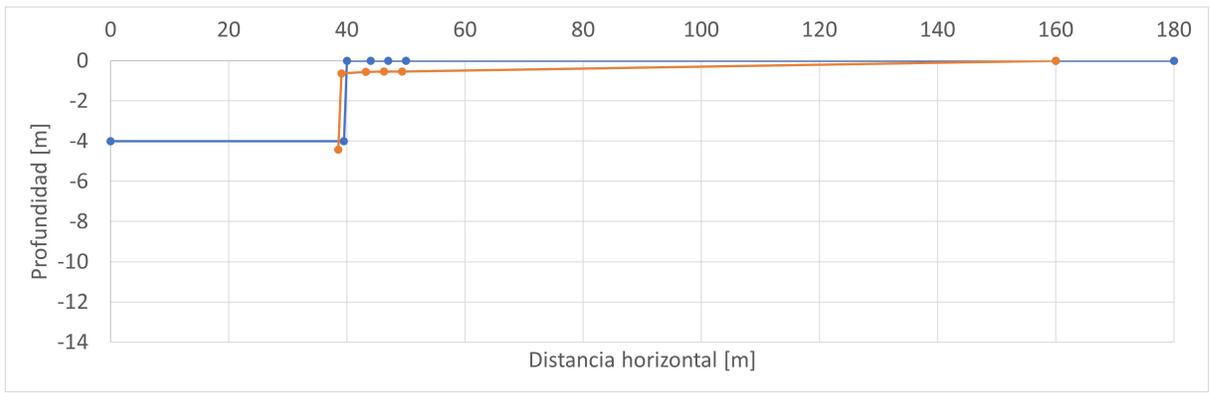


(b) Altura Talud 8 metros.

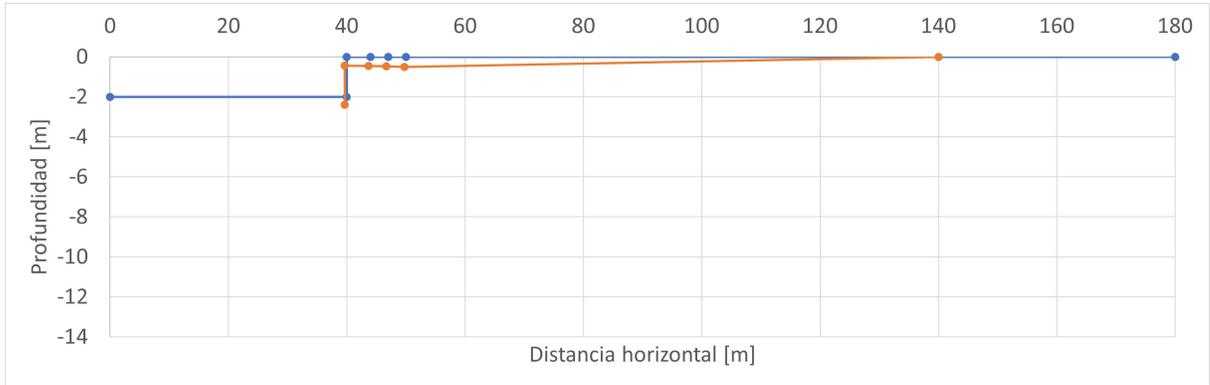


(c) Altura Talud 6 metros.

Figura C.3: Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [10-6] [m].



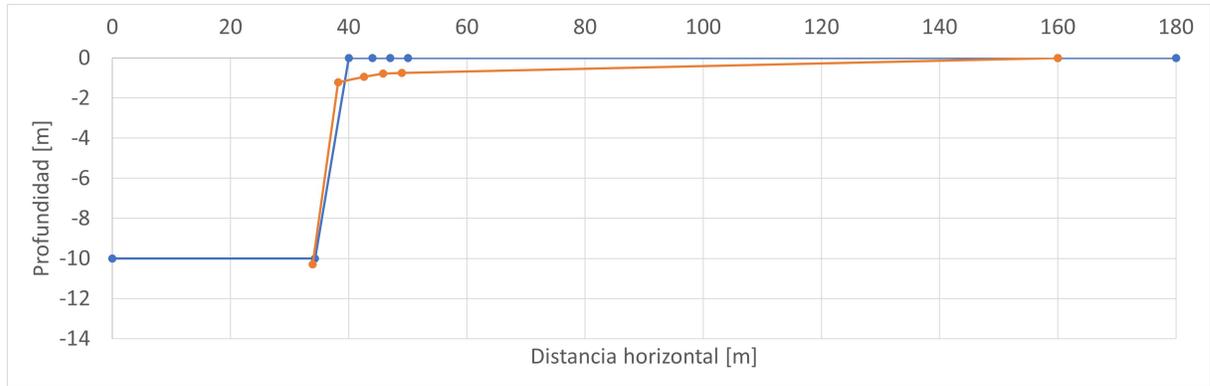
(a) Altura Talud 4 metros.



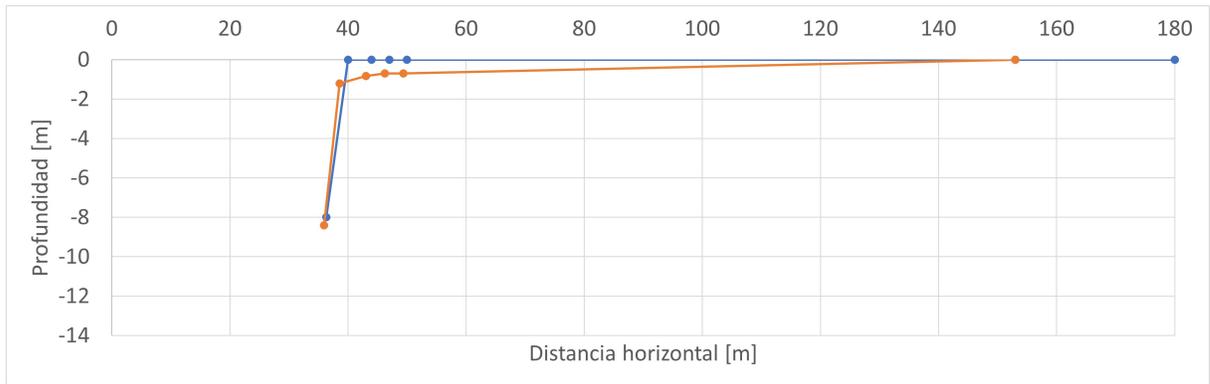
(b) Altura Talud 2 metros.

Figura C.4: Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [4-2] [m].

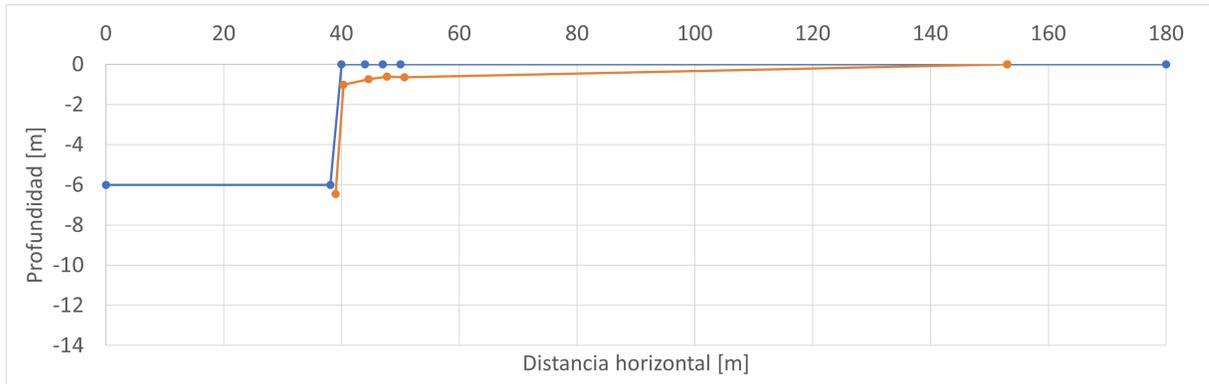
C.3. Gravas de Santiago: Registro Las Tórtolas E-W



(a) Altura Talud 10 metros.

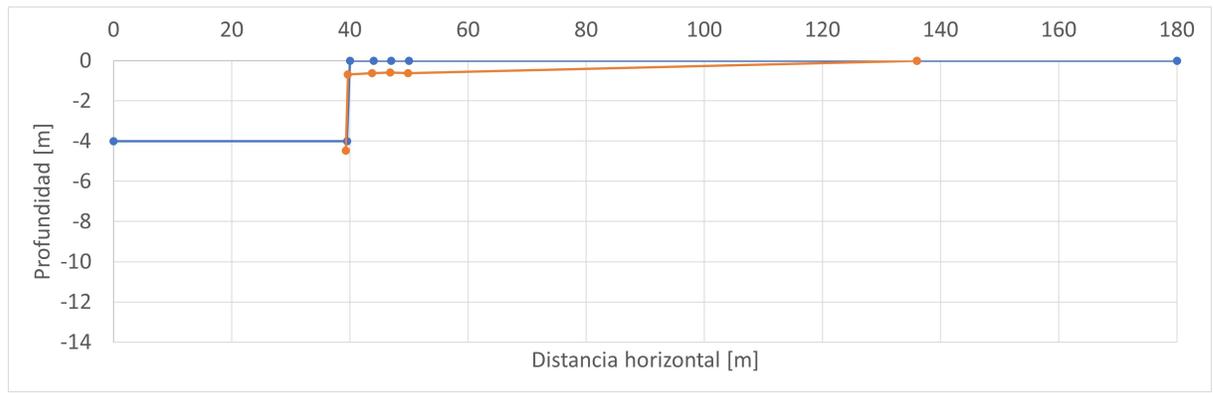


(b) Altura Talud 8 metros.

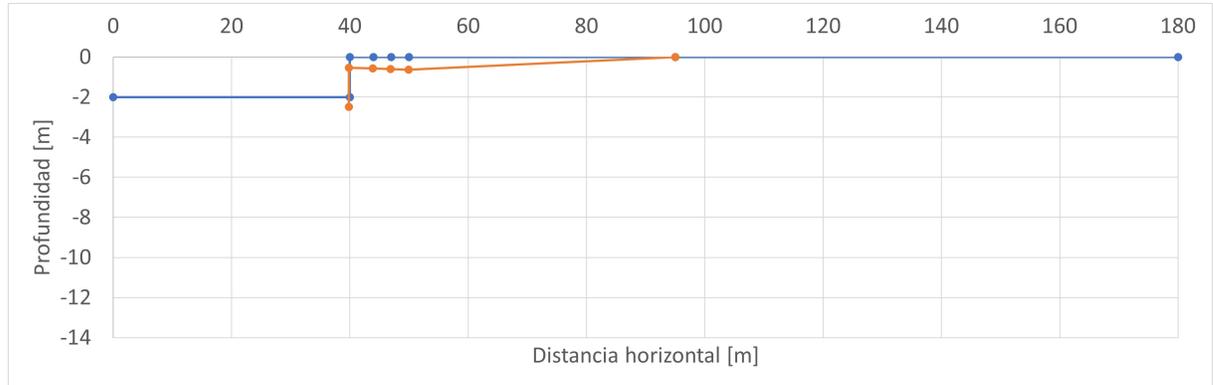


(c) Altura Talud 6 metros.

Figura C.5: Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Tortolas E-W [10-6] [m].



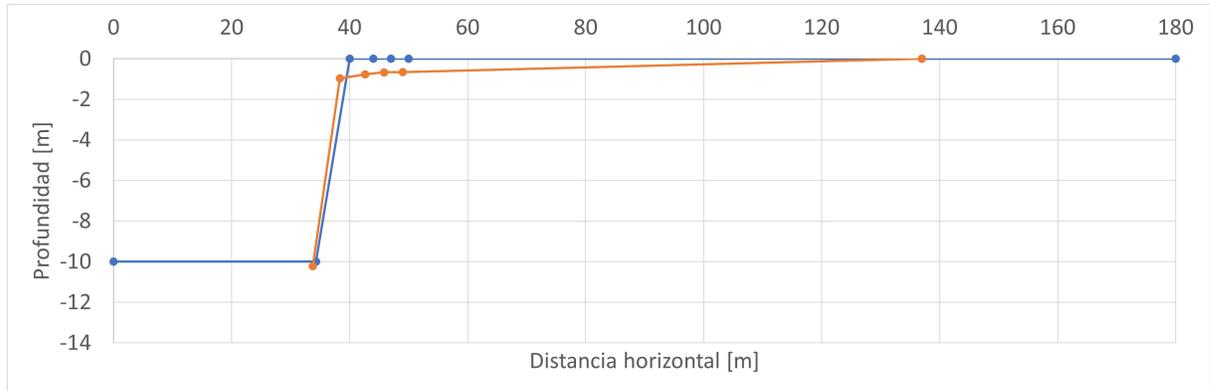
(a) Altura Talud 4 metros.



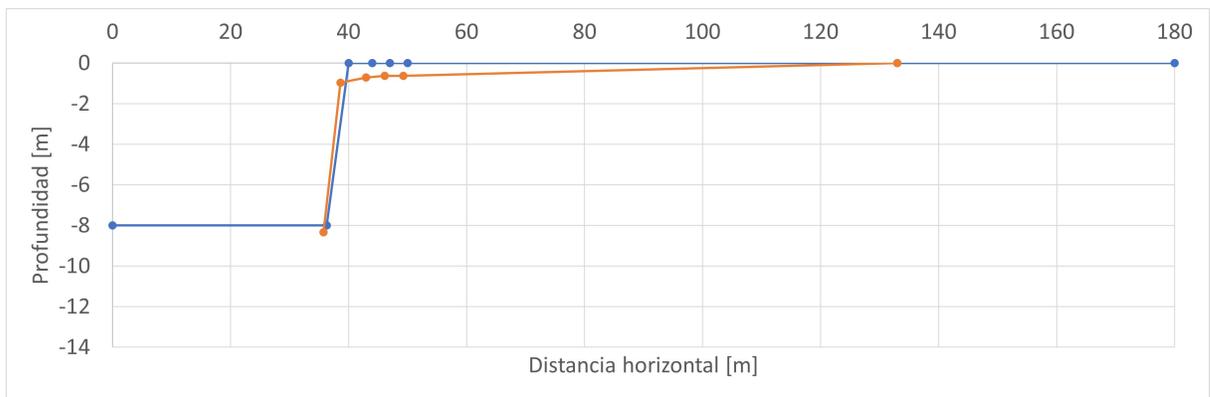
(b) Altura Talud 2 metros.

Figura C.6: Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Tortolas E-W [4-2] [m].

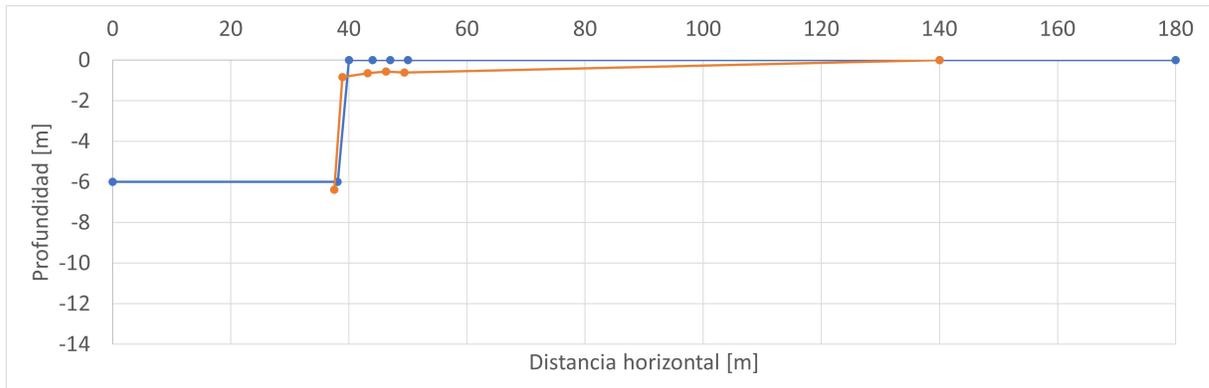
C.4. Gravas de Santiago: Registro Las Tórtolas N-S



(a) Altura Talud 10 metros.

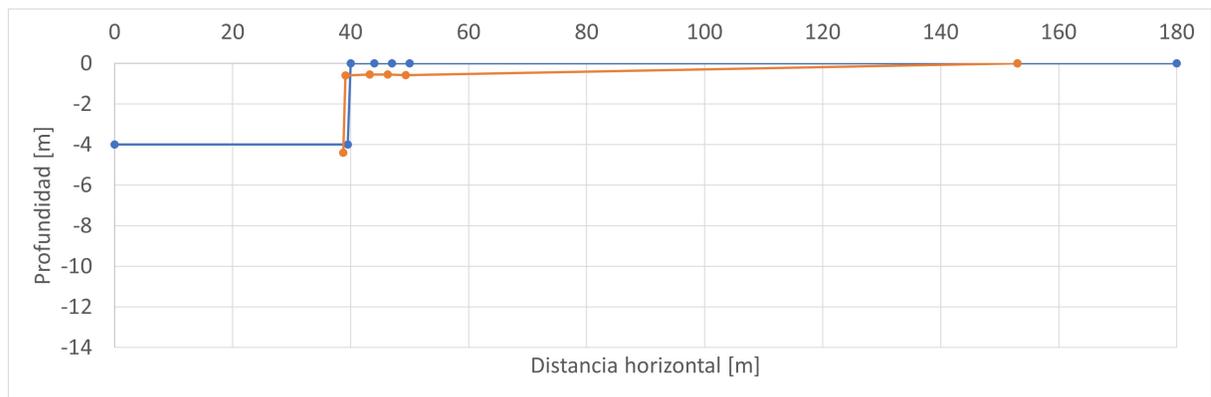


(b) Altura Talud 8 metros.

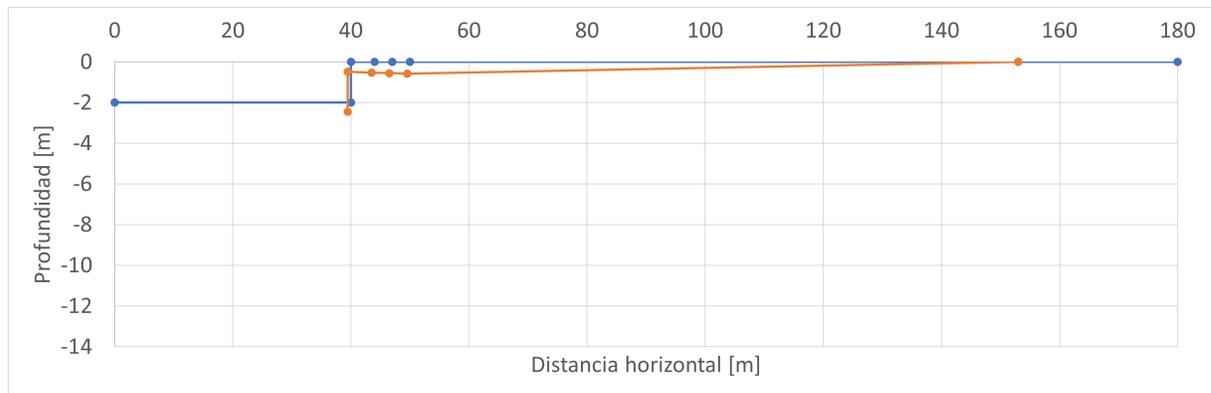


(c) Altura Talud 6 metros.

Figura C.7: Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Tortolas N-S [10-6] [m].



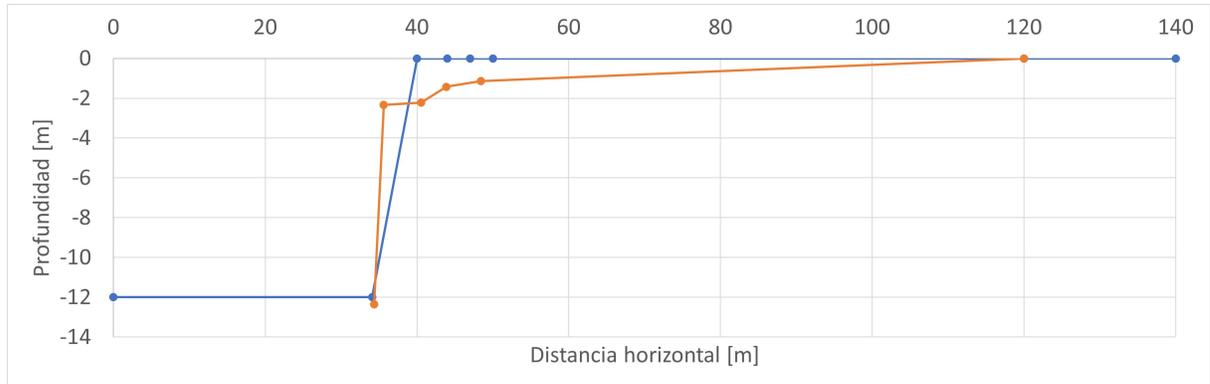
(a) Altura Talud 4 metros.



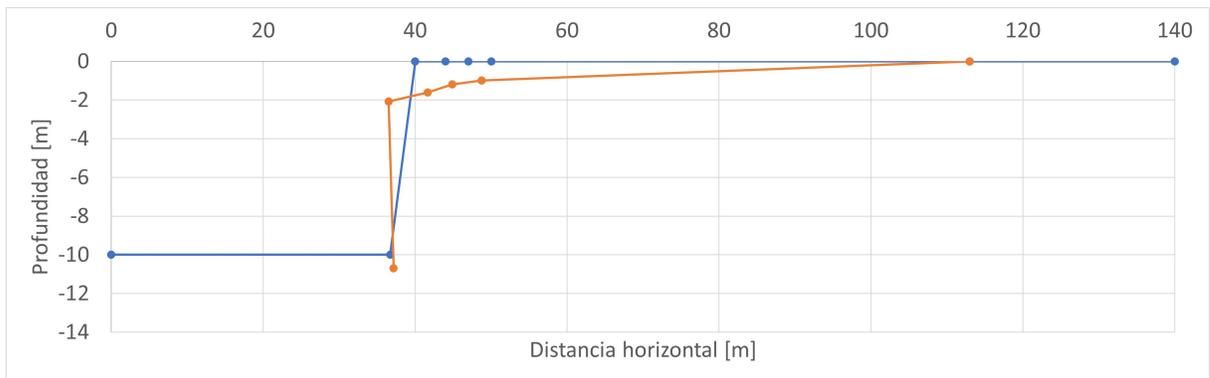
(b) Altura Talud 2 metros.

Figura C.8: Taludes de excavación con Gravas de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Tortolas N-S [4-2] [m].

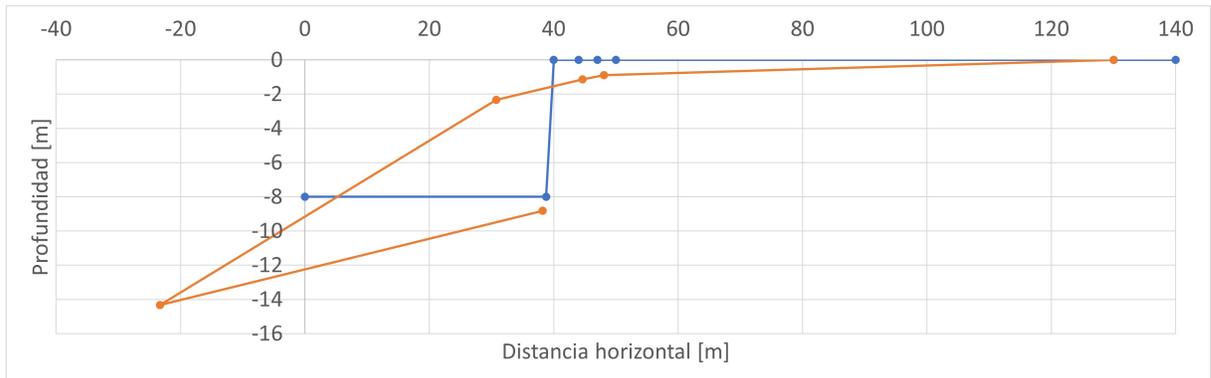
C.5. Arcillas del sector Oriente de Santiago: Registro Rapel N-S



(a) Altura Talud 12 metros.

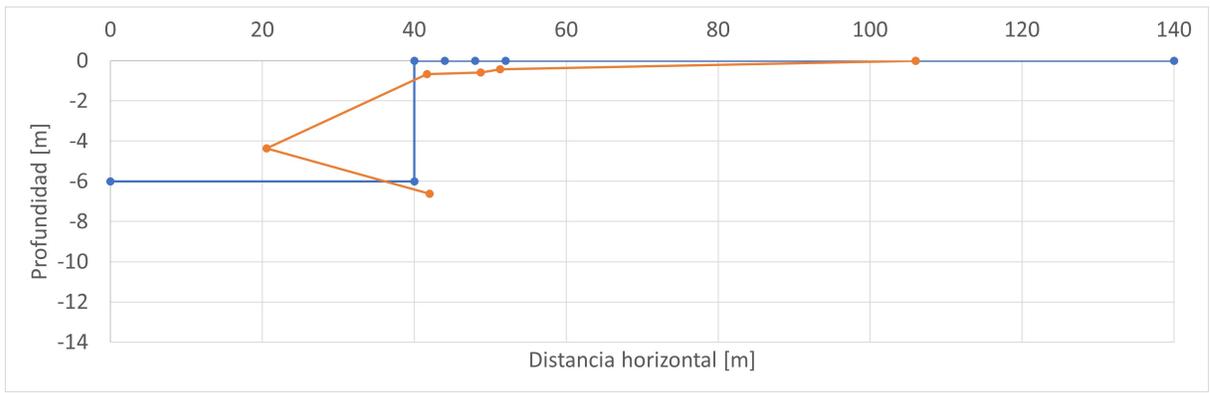


(b) Altura Talud 10 metros.

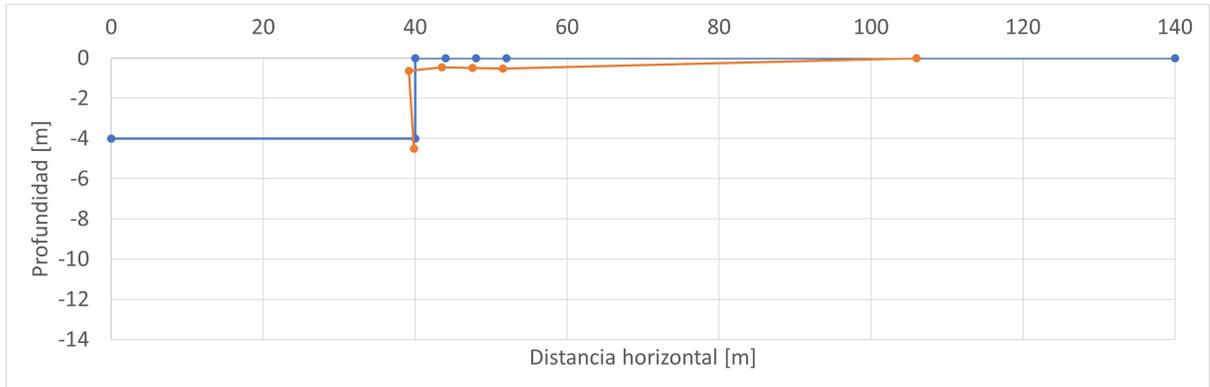


(c) Altura Talud 8 metros.

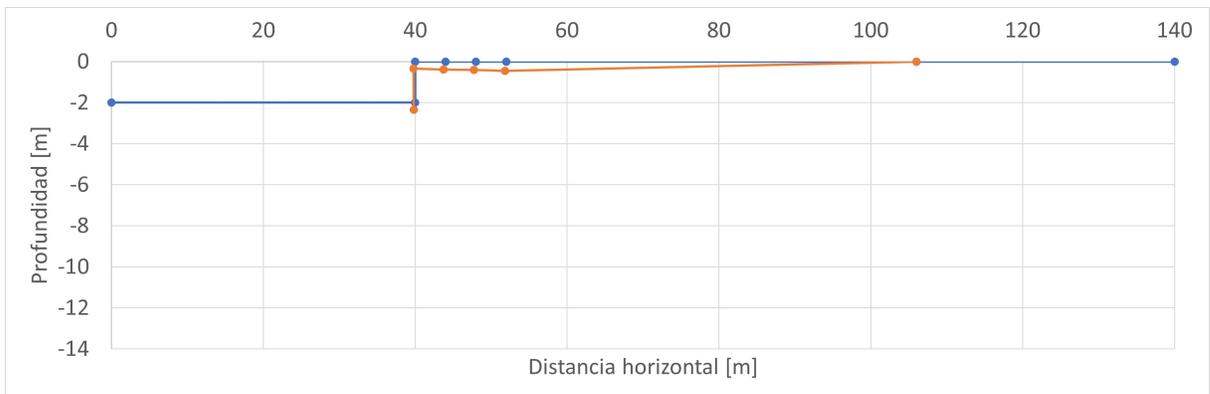
Figura C.9: Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [12-8] [m].



(a) Altura Talud 6 metros.



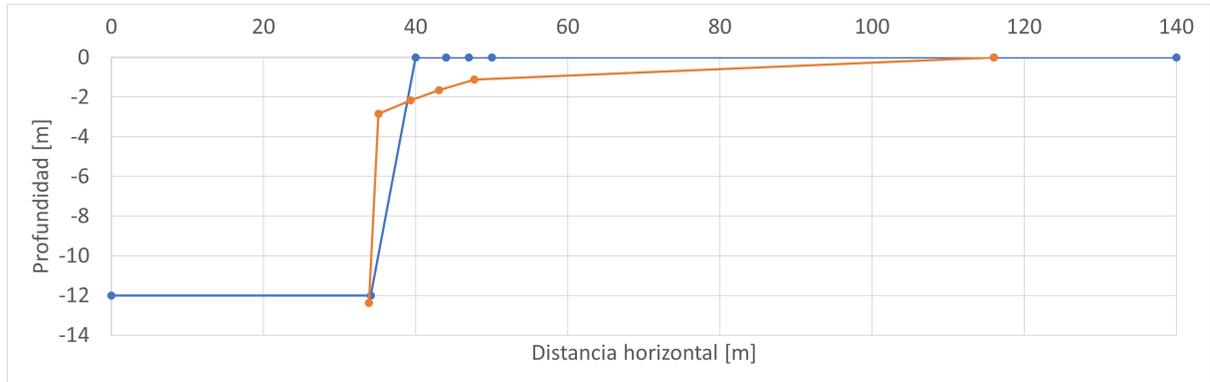
(b) Altura Talud 4 metros.



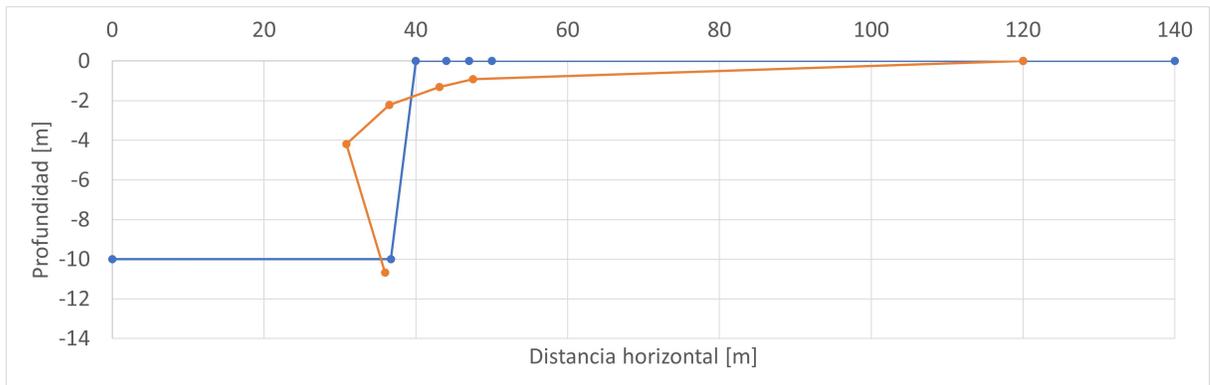
(c) Altura Talud 2 metros.

Figura C.10: Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [6-2] [m].

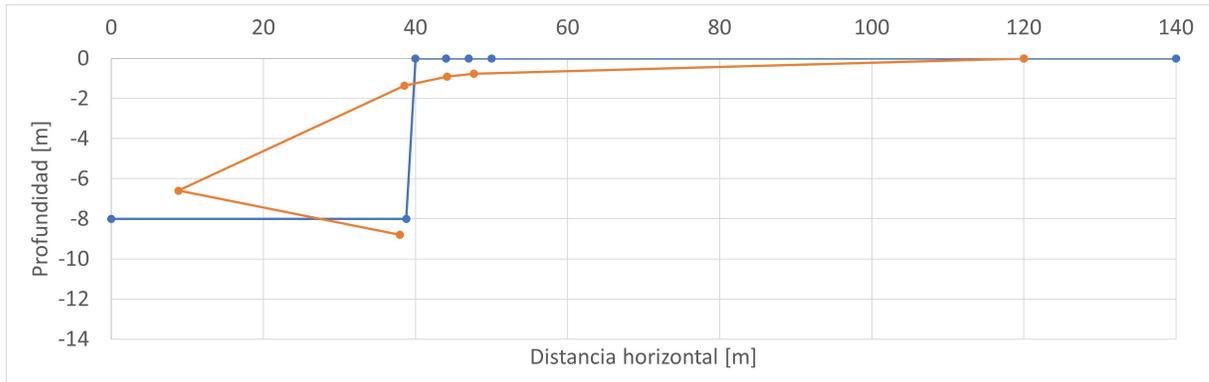
C.6. Arcillas del sector Oriente de Santiago: Registro Rapel E-W



(a) Altura Talud 12 metros.

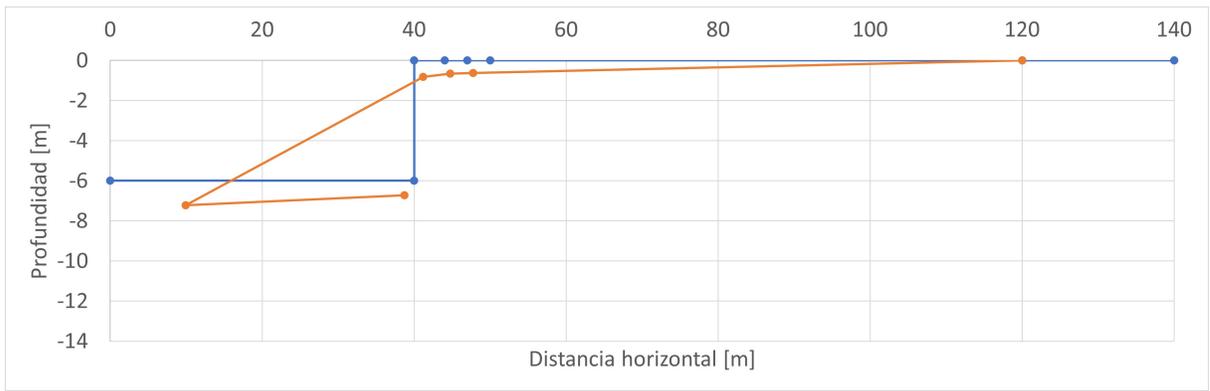


(b) Altura Talud 10 metros.

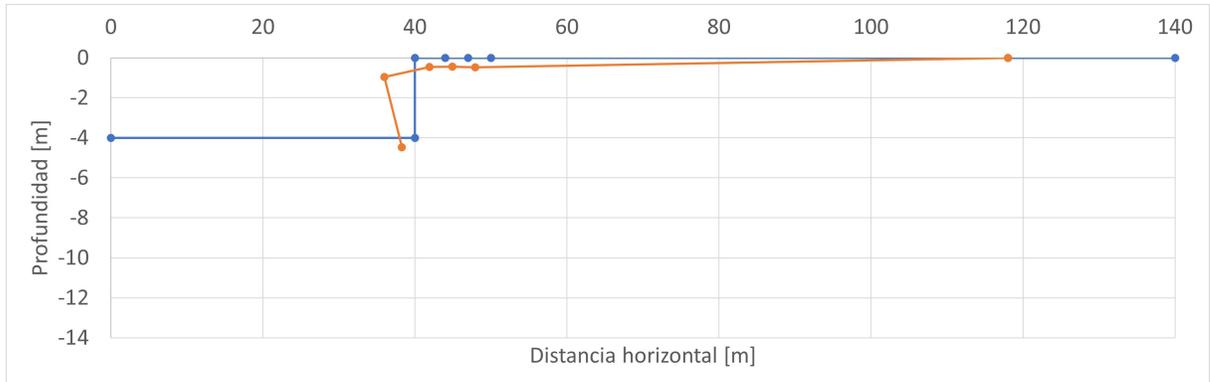


(c) Altura Talud 8 metros.

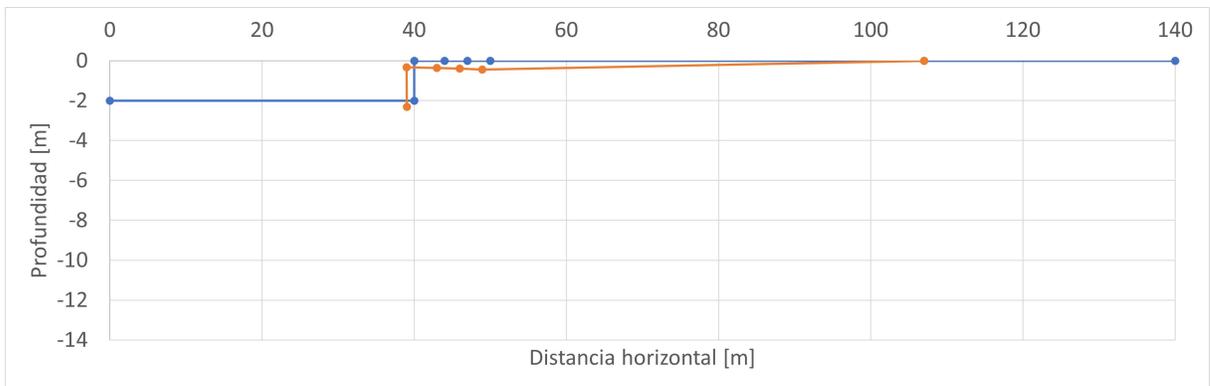
Figura C.11: Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [12-8] [m].



(a) Altura Talud 6 metros.



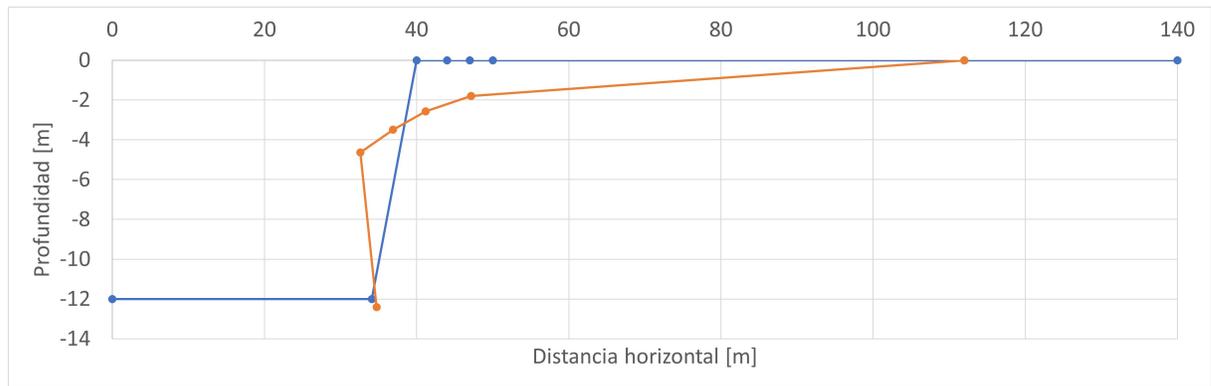
(b) Altura Talud 4 metros.



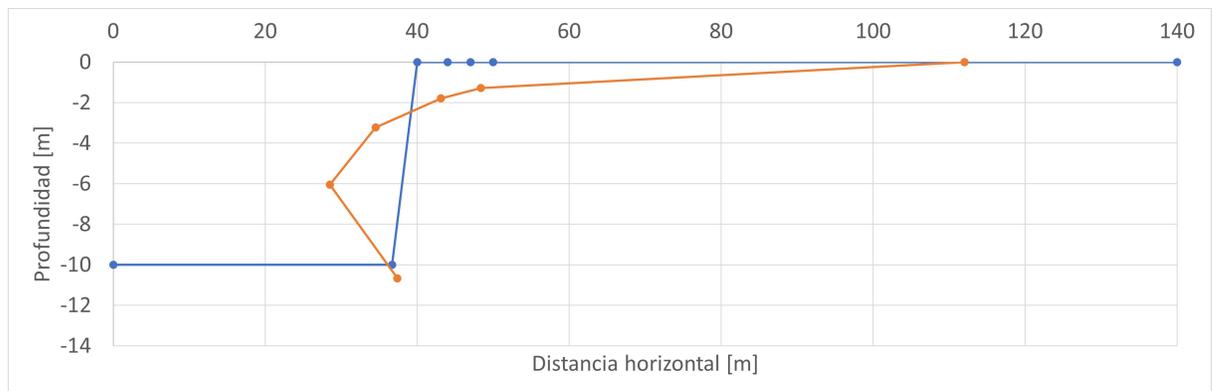
(c) Altura Talud 2 metros.

Figura C.12: Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [6-2] [m].

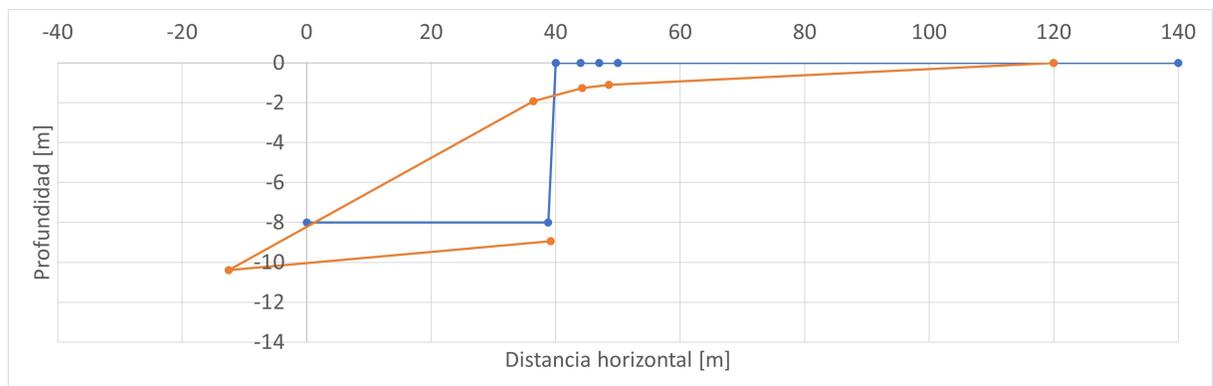
C.7. Arcillas del sector Oriente de Santiago: Registro Las Tórtolas E-W



(a) Altura Talud 12 metros.

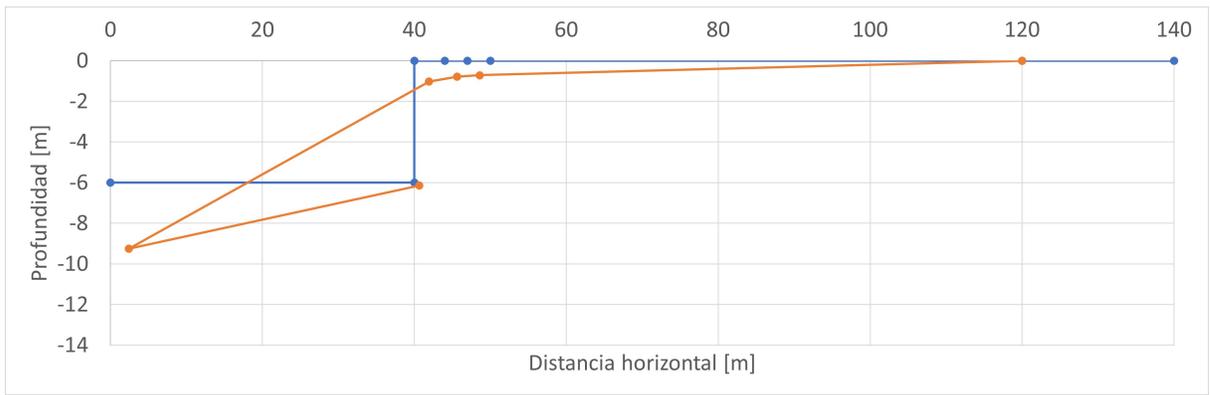


(b) Altura Talud 10 metros.

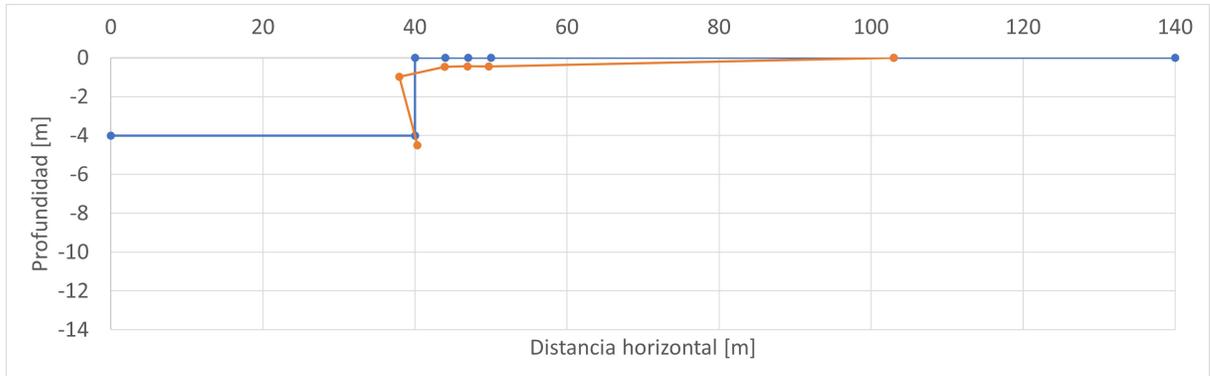


(c) Altura Talud 8 metros.

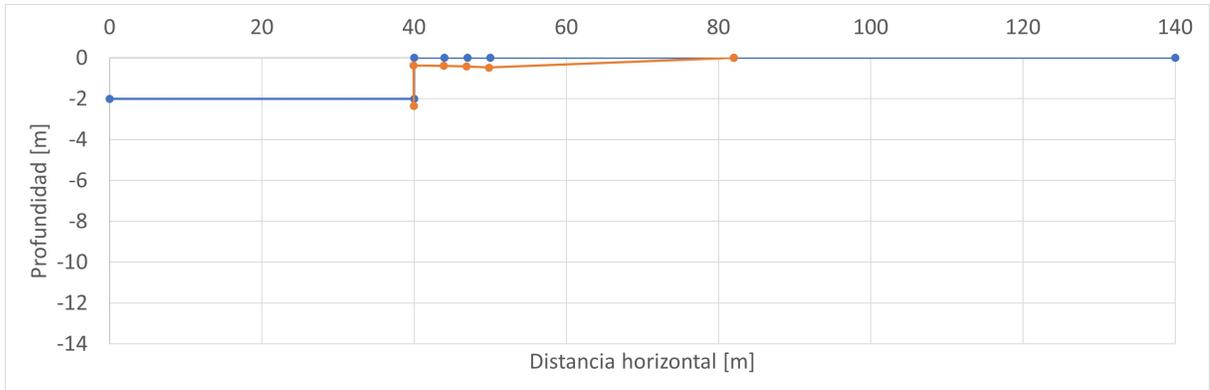
Figura C.13: Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Las Tórtolas E-W [12-8] [m].



(a) Altura Talud 6 metros.



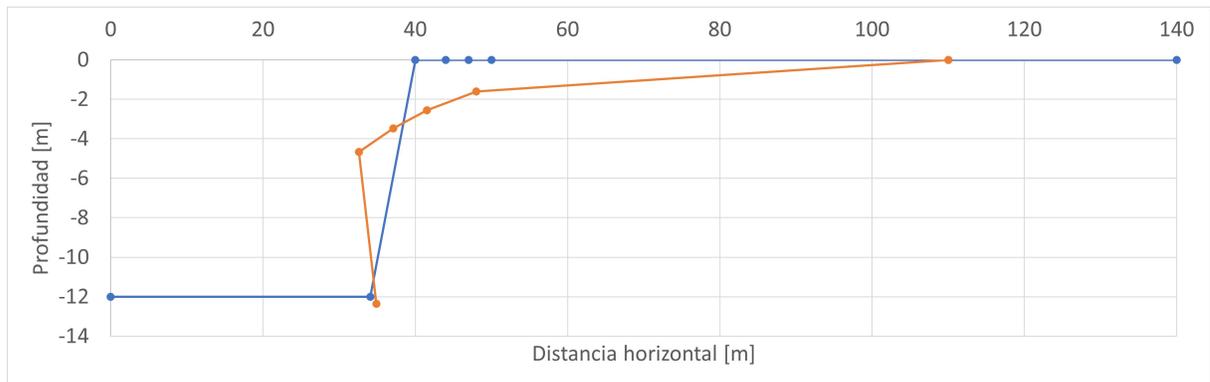
(b) Altura Talud 4 metros.



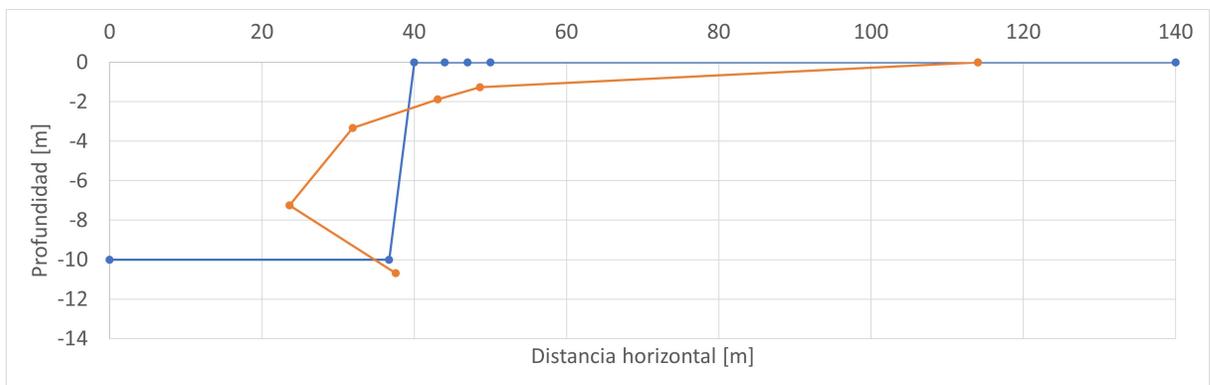
(c) Altura Talud 2 metros.

Figura C.14: Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Las Tórtolas E-W [6-2] [m].

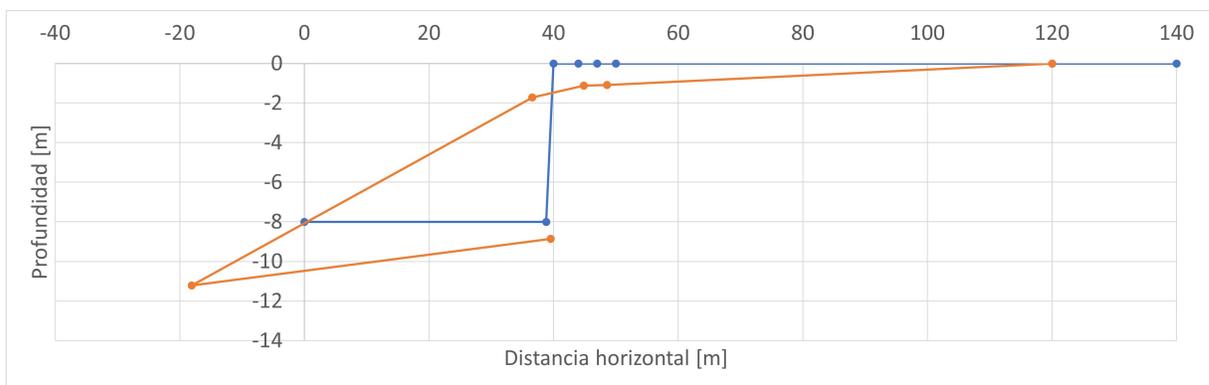
C.8. Arcillas del sector Oriente de Santiago: Registro Las Tórtolas N-S



(a) Altura Talud 12 metros.

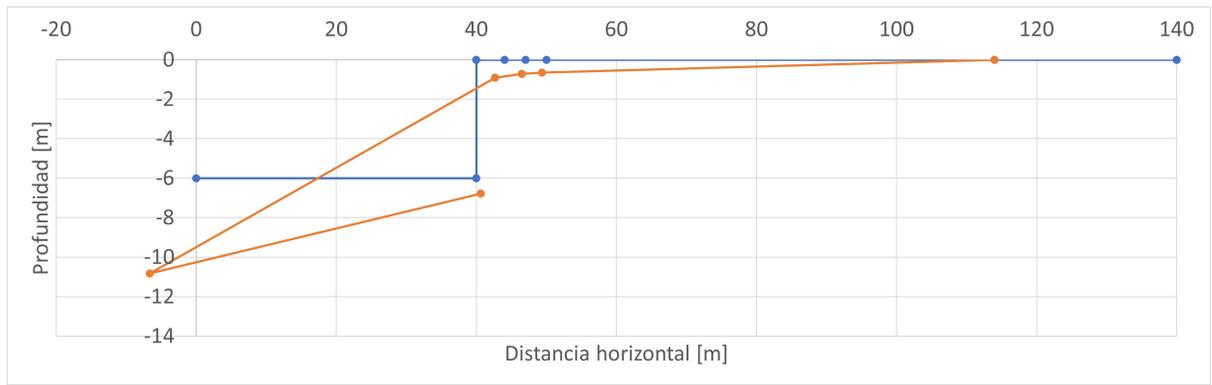


(b) Altura Talud 10 metros.

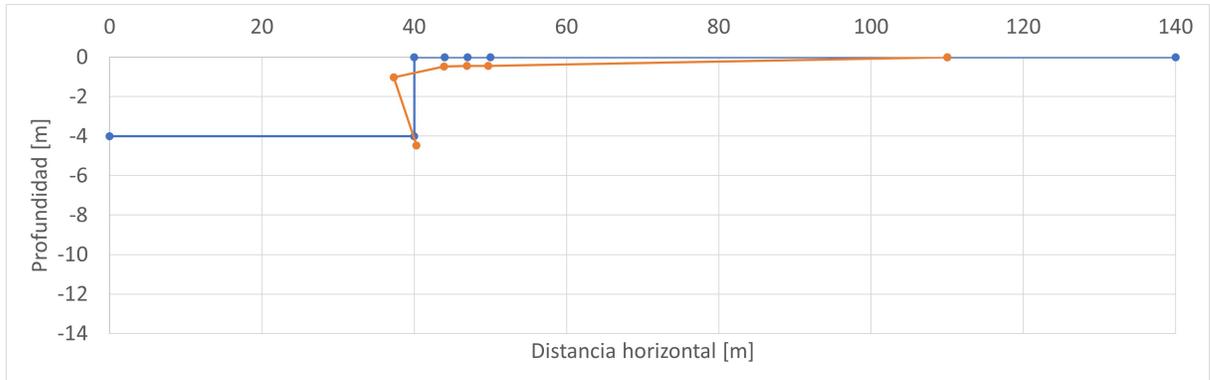


(c) Altura Talud 8 metros.

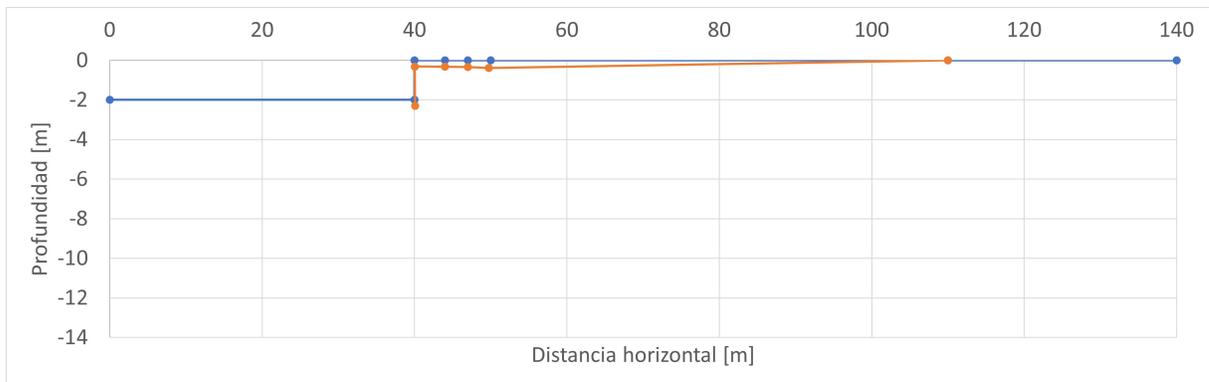
Figura C.15: Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Las Tórtolas N-S [12-8] [m].



(a) Altura Talud 6 metros.



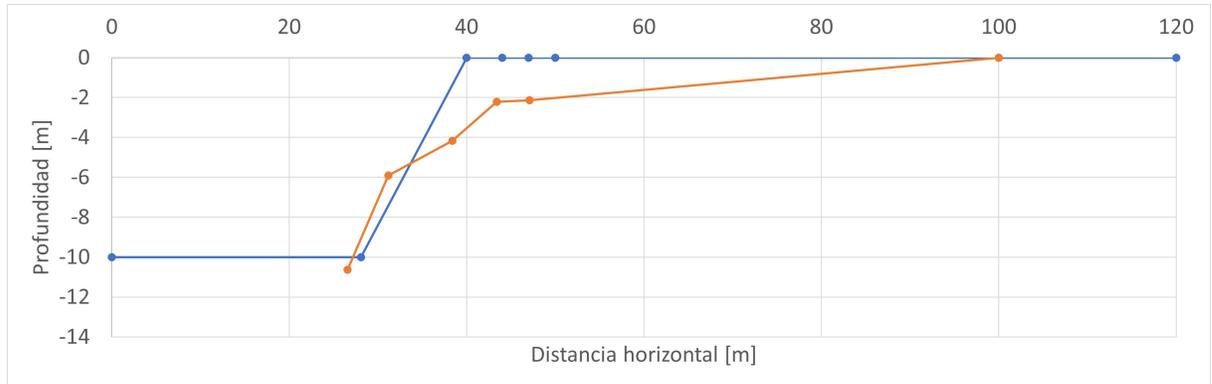
(b) Altura Talud 4 metros.



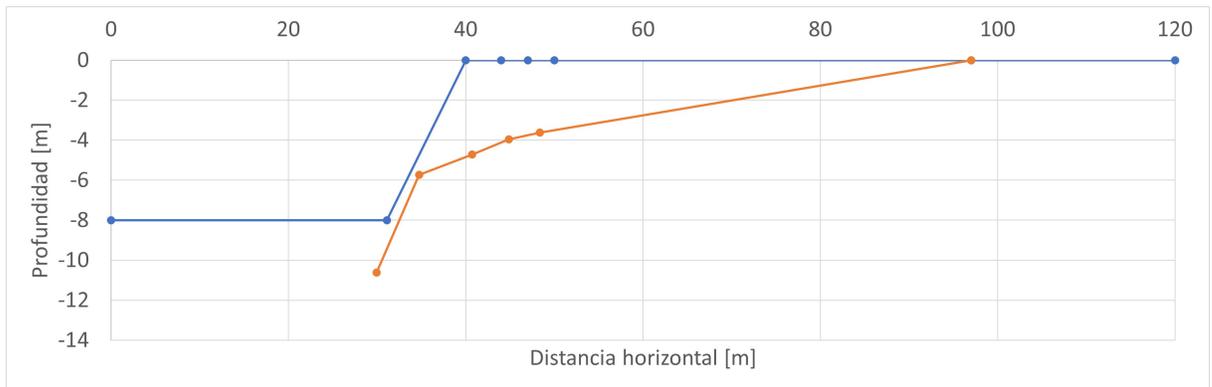
(c) Altura Talud 2 metros.

Figura C.16: Taludes de excavación con Arcillas del sector Oriente de Santiago, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Las Tórtolas N-S [6-2] [m].

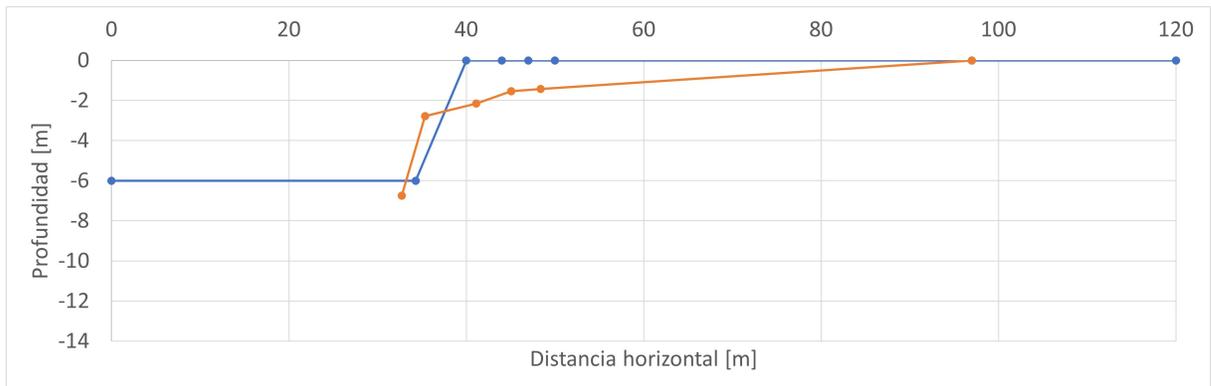
C.9. Arenas de Concón: Registro Rapel N-S



(a) Altura Talud 10 metros.

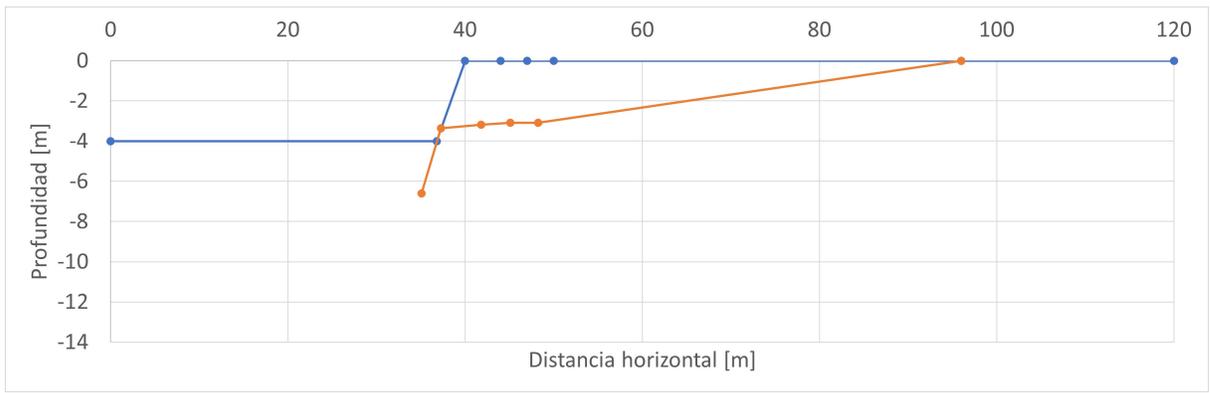


(b) Altura Talud 8 metros.

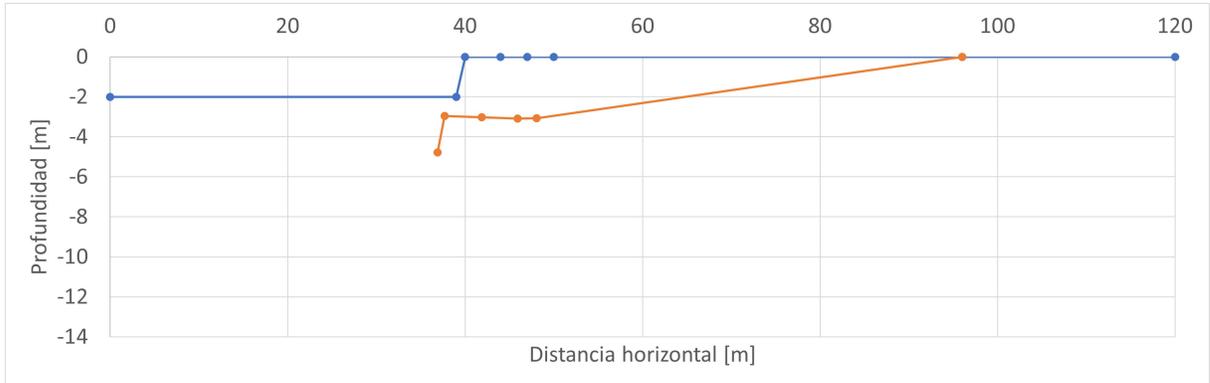


(c) Altura Talud 6 metros.

Figura C.17: Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [10-6] [m].



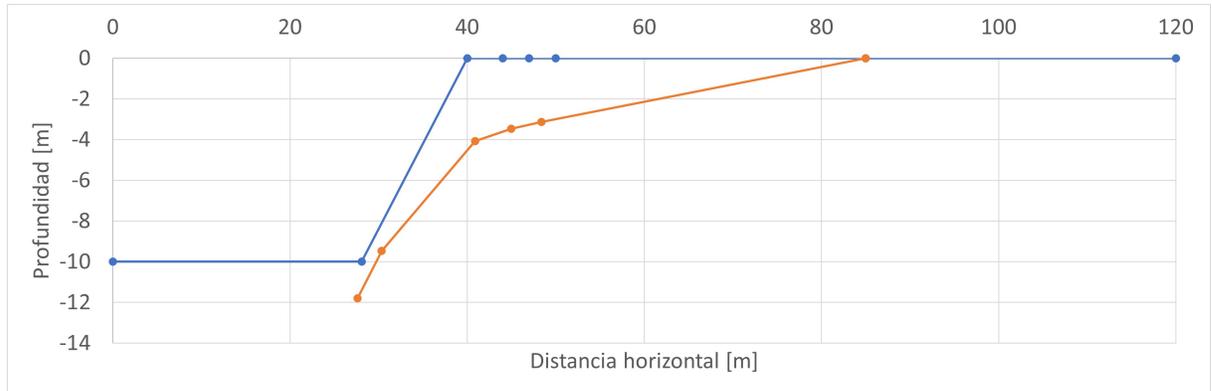
(a) Altura Talud 4 metros.



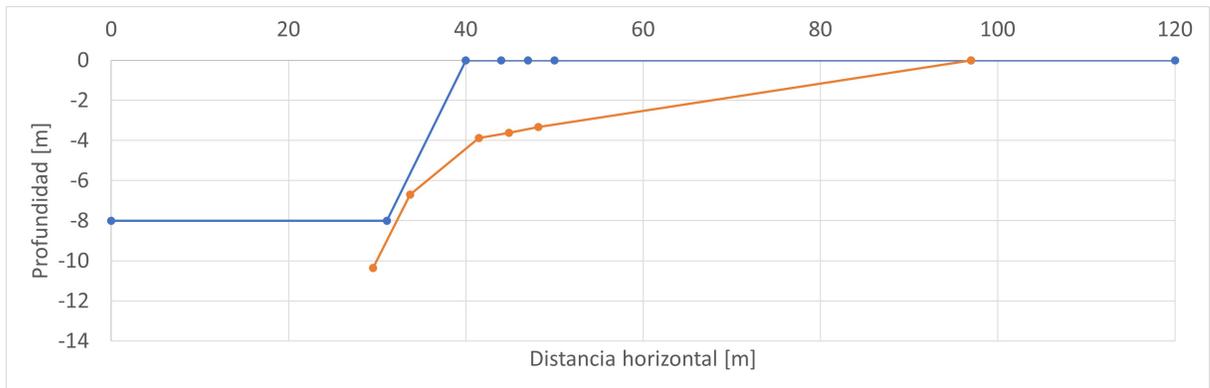
(b) Altura Talud 2 metros.

Figura C.18: Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel N-S [4-2] [m].

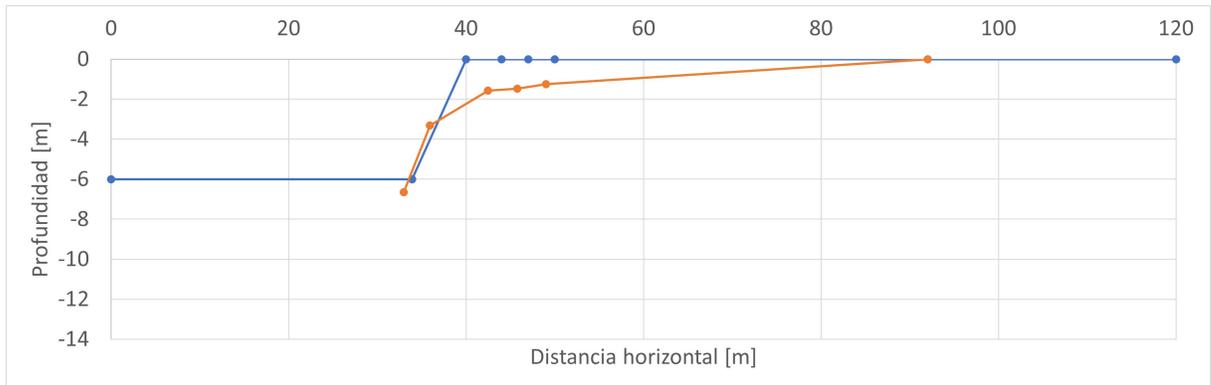
C.10. Arenas de Concón: Registro Rapel E-W



(a) Altura Talud 10 metros.

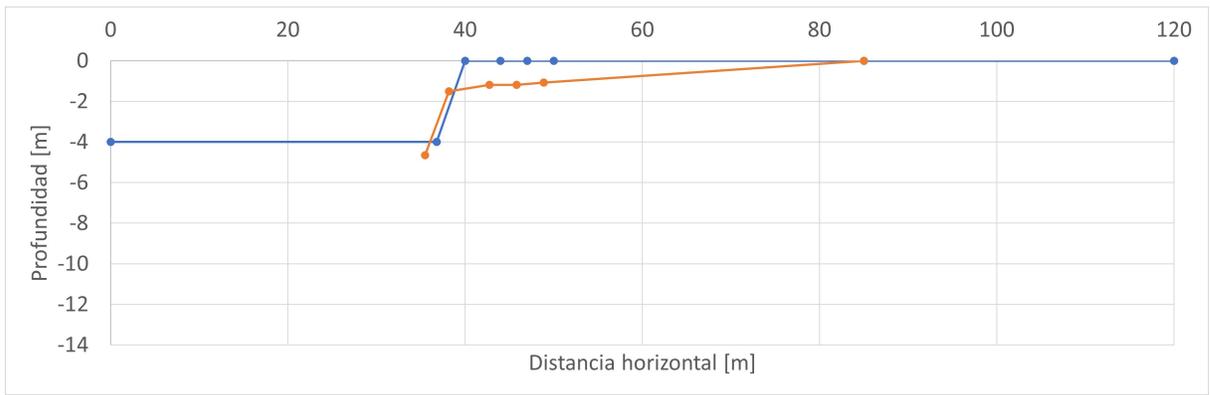


(b) Altura Talud 8 metros.

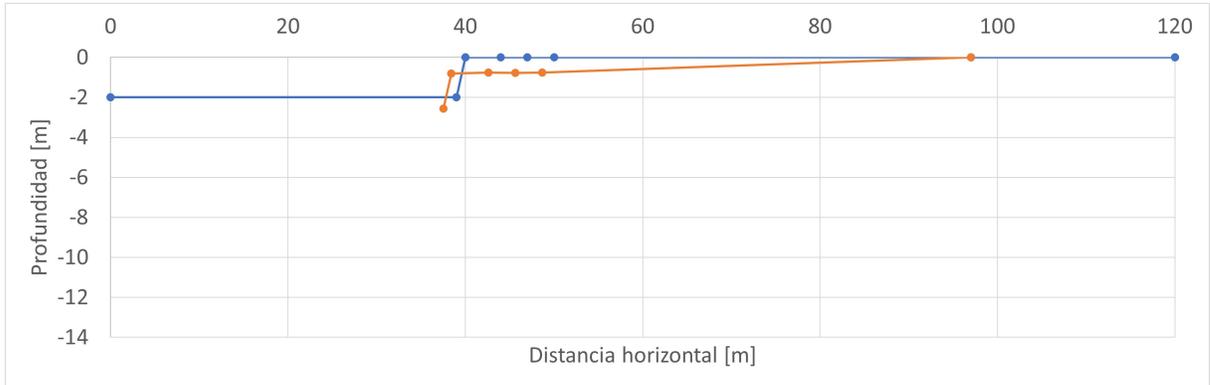


(c) Altura Talud 6 metros.

Figura C.19: Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [10-6] [m].



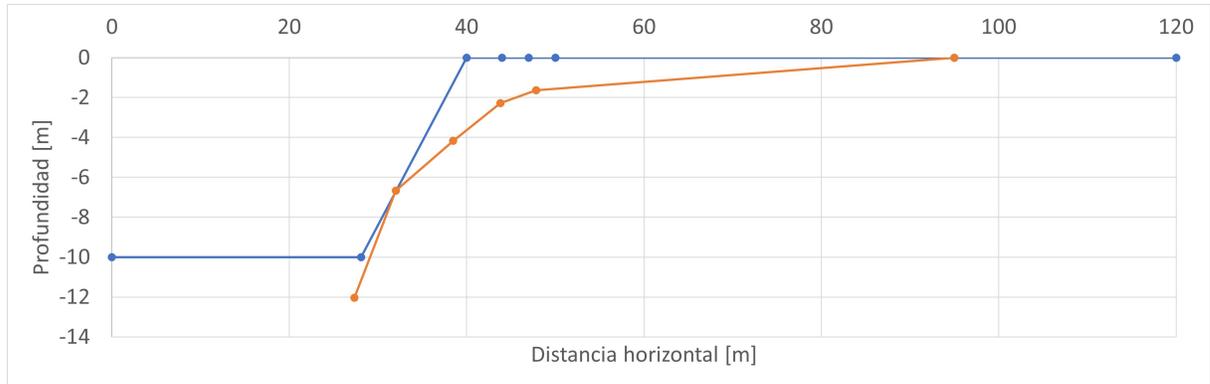
(a) Altura Talud 4 metros.



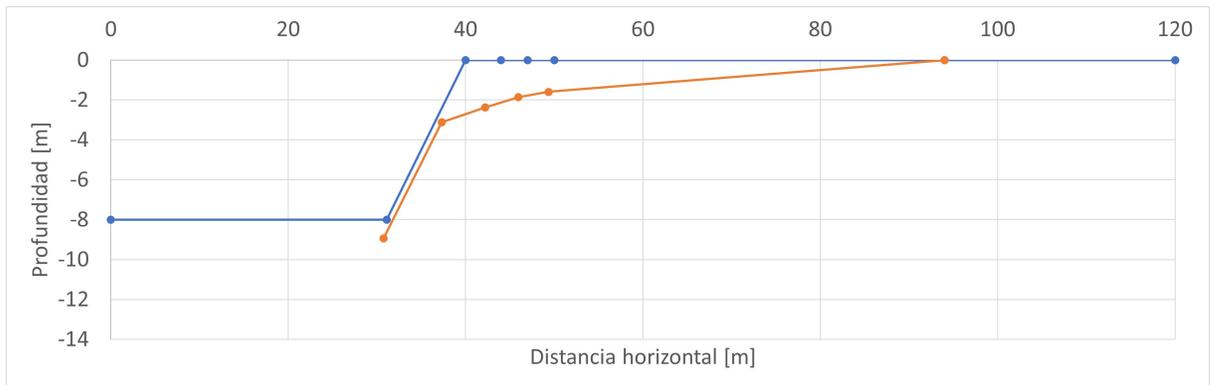
(b) Altura Talud 2 metros.

Figura C.20: Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico Rapel E-W [4-2] [m].

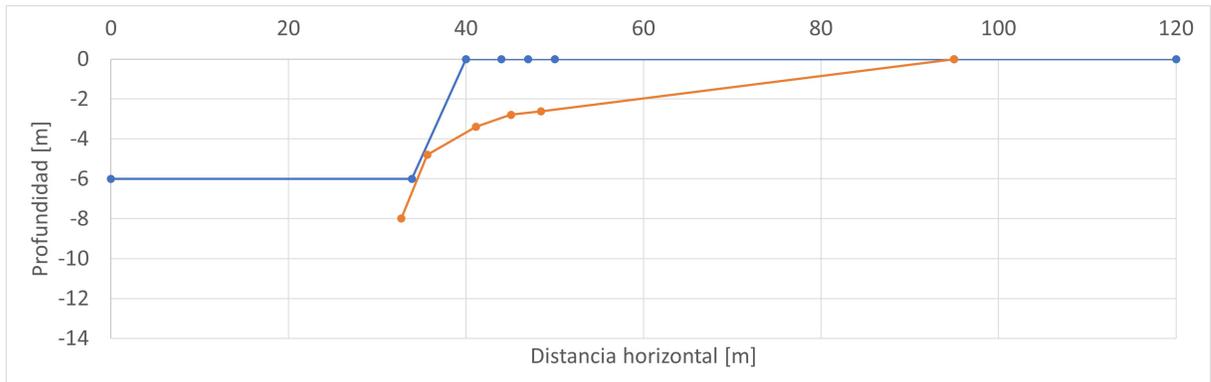
C.11. Arenas de Concón: Registro UTFSM N-S



(a) Altura Talud 10 metros.

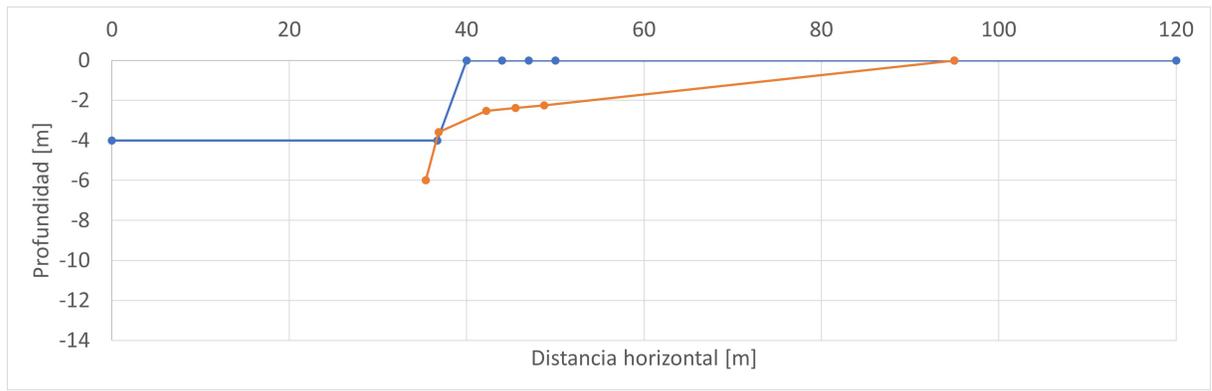


(b) Altura Talud 8 metros.

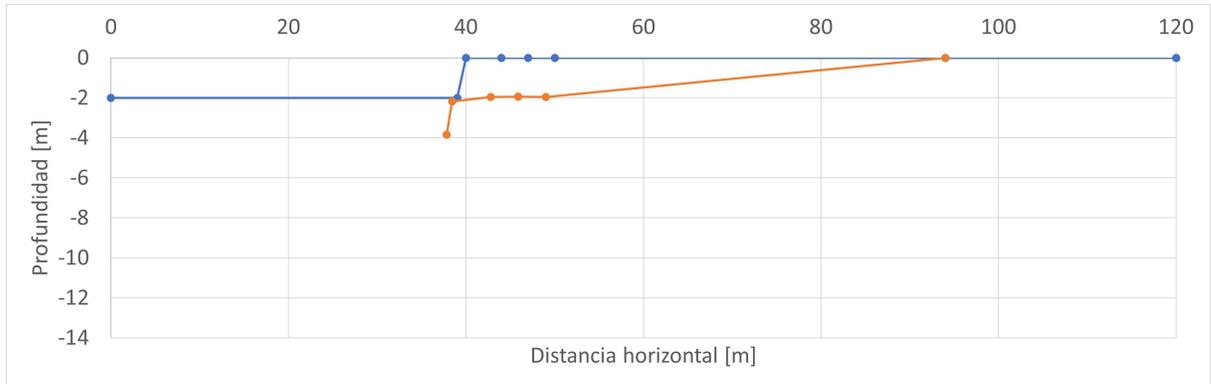


(c) Altura Talud 6 metros.

Figura C.21: Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico UTFSM N-S [10-6] [m].



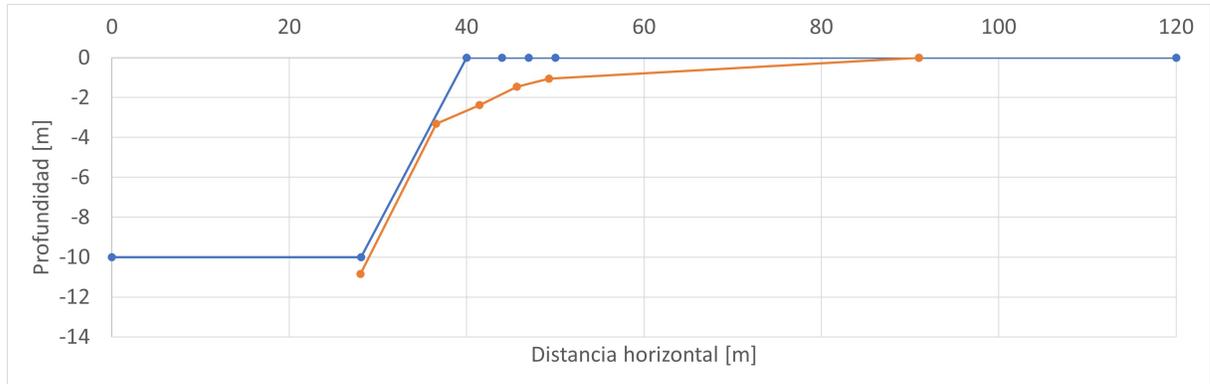
(a) Altura Talud 4 metros.



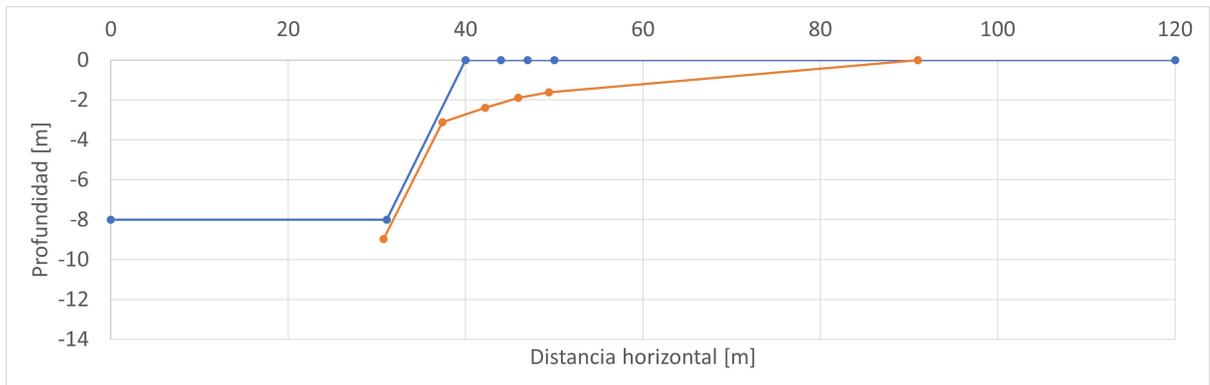
(b) Altura Talud 2 metros.

Figura C.22: Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico UTFSM N-S [4-2] [m].

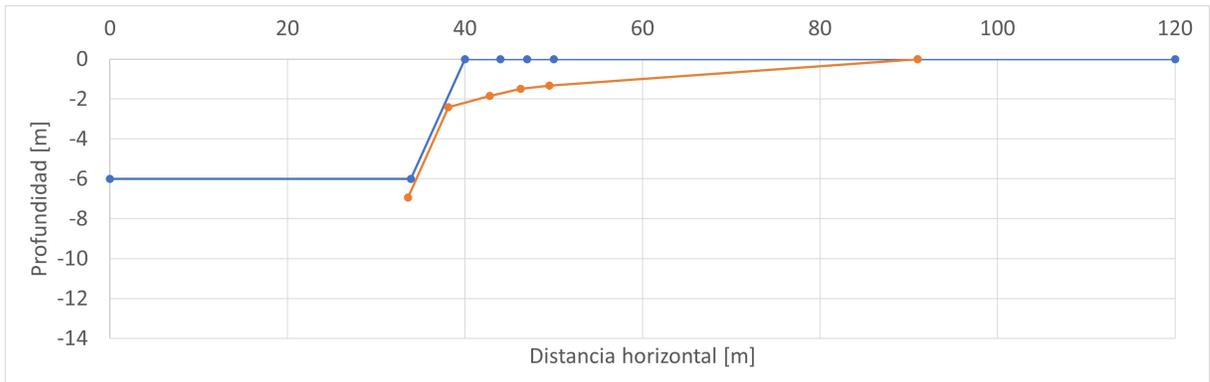
C.12. Arenas de Concón: Registro UTFSM E-W



(a) Altura Talud 10 metros.

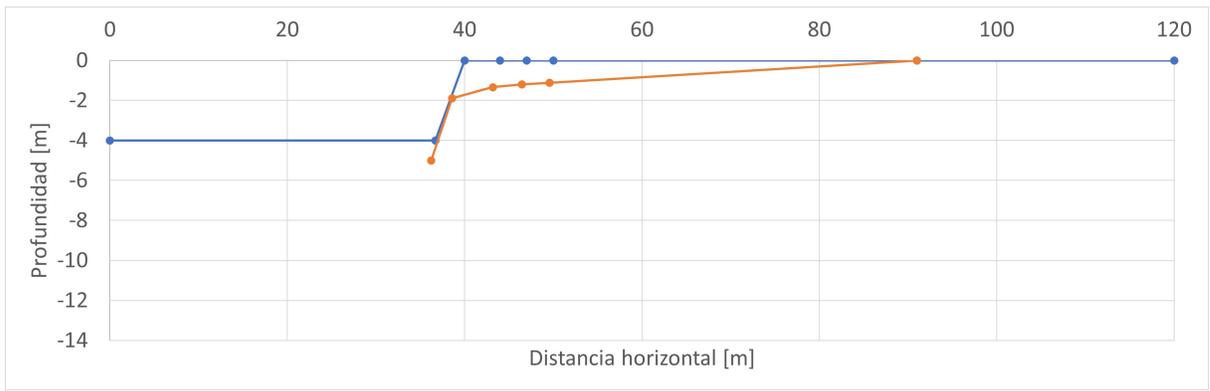


(b) Altura Talud 8 metros.

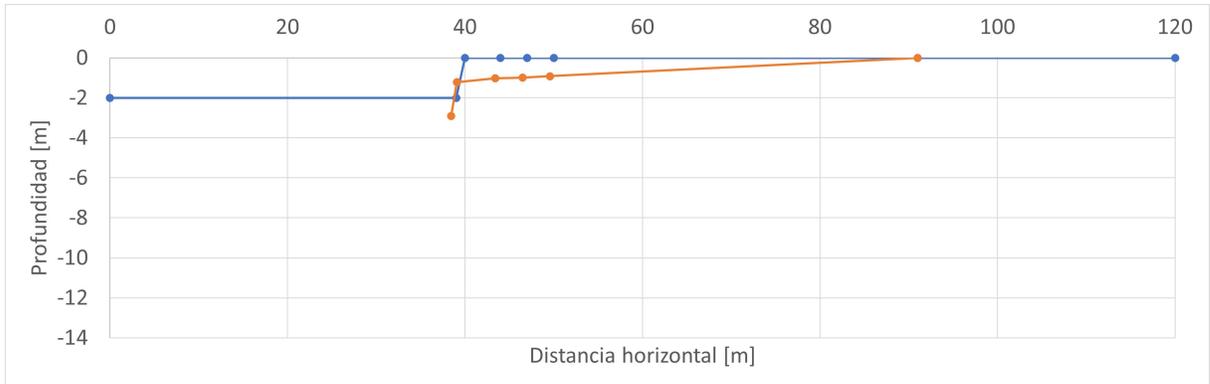


(c) Altura Talud 6 metros.

Figura C.23: Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico UTFSM E-W [10-6] [m].



(a) Altura Talud 4 metros.



(b) Altura Talud 2 metros.

Figura C.24: Taludes de excavación con Arenas de Concón, configuración deformada post-sísmica: Registro Sísmico UTFSM E-W [4-2] [m].