

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS DE
ESTABILIZACIÓN FÍSICA EN EL ÁREA DE AMPLIACIÓN DEL
PAD DE LIXIVIACIÓN A - DISTRITO DE CHAVIÑA -
DEPARTAMENTO DE AYACUCHO**

TESIS
**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADA POR

Bach. ALIAGA MACHUCA EDIXON MANUEL

Bach. PALOMINO DÁVILA GIAN FRANCO

ASESOR: Mg. Ing. TORRES CHUNG CESAR ROBERTO

LIMA - PERÚ

2021

DEDICATORIA

A mis padres, abuelos, hermanas y mi amada novia por su amor incondicional, trabajo y apoyo en todos estos años de estudio y esfuerzo.

Edixon Aliaga Machuca

A mis padres y hermanos por su apoyo incondicional, trabajo, sacrificio y amor en todos estos años, han sido el soporte perfecto para nunca decaer y siempre mantenerme firme en cada etapa de mi vida.

Gian Franco Palomino Dávila

AGRADECIMIENTO

Nuestro sincero agradecimiento a nuestra alma mater, por habernos brindado los conocimientos de esta maravillosa carrera; a nuestros asesores por brindarnos su apoyo; y a todas personas que de alguna manera nos ayudaron en el desarrollo de la tesis, entre ellos docentes y familiares.

Edixon Aliaga y Gian Franco Palomino

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	I
ABSTRACT.....	II
INTRODUCCIÓN	III
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos	1
1.1.1 Descripción de la problemática	1
1.1.2 Formulación del problema.....	2
1.1.2.1 Problema principal	2
1.1.2.2 Problemas secundarios.....	2
1.2 Objetivo general y específico.....	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Limitaciones del estudio	3
1.4 Justificación e importancia.....	4
1.4.1 Justificación del estudio.....	4
1.4.1.1 Relevancia social	4
1.4.1.2 Implicación práctica.....	4
1.4.2 Importancia del estudio	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	6
2.1 Marco histórico	6
2.2 Investigaciones relacionadas con el tema	6
2.2.1 Antecedentes internacionales	6
2.2.2 Antecedentes nacionales	6
2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio	8
2.3.1 Investigaciones geotécnicas.....	8
2.3.2 Perforaciones	9
2.3.3 Calicatas.....	9
2.3.4 Ensayos de laboratorio.....	10
2.3.4.1 Ensayo de corte directo.....	10
2.3.4.2 Ensayo de compresión triaxial	12
2.3.4.3 Ensayo de penetración estándar (SPT)	13

2.3.4.4	Ensayo de corte directo a gran escala	14
2.3.5	Ensayos de campo	16
2.3.5.1	Ensayos de densidad in-situ por el método del cono de arena.....	16
2.3.5.2	Ensayos de densidad in-situ por el método de reemplazo por agua	17
2.3.6	Investigaciones geofísicas	17
2.3.6.1	Refracción sísmica (LS).....	17
2.3.6.2	Ensayos MASW y MAM.....	18
2.3.7	Consideraciones para el diseño de un Pad de lixiviación.....	19
2.3.8	Factor de seguridad.....	22
2.3.9	Análisis estático mediante métodos de equilibrio límite	23
2.3.9.1	Método del bloque deslizante	23
2.3.9.2	Método de arco circular	24
2.3.9.3	Método de dovelas	26
2.3.10	Análisis sísmico para Pad de lixiviación.....	32
2.3.11	Análisis Pseudo-estático.....	33
2.3.12	Análisis de deformaciones permanentes	34
2.3.12.1	Método de Newmark (1965).....	35
2.3.12.2	Método de Makdisi y Seed (1977).....	37
2.3.12.3	Método de Bray - Travasarou (2007)	38
2.3.12.4	Método de Bray – Macedo - Travasarou (2017).....	40
2.3.13	Análisis post-sismo	41
2.3.14	Análisis de estabilidad mediante métodos numéricos.....	41
2.4	Definición de términos básicos	44
 CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS		45
3.1	Hipótesis	45
3.1.1	Hipótesis principal.....	45
3.1.2	Hipótesis secundarias	45
 CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		46
4.1	Tipo y método de investigación.....	46
4.2	Relación entre variables	46
4.3	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	46
4.4	Procedimientos para la recolección de datos	46

4.5 Técnicas de procesamiento y análisis de datos	47
CAPÍTULO V: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN	48
5.1 Descripción de la zona de ubicación.....	48
5.2 Investigaciones geotécnicas	50
5.2.1 Perforaciones	50
5.2.2 Calicatas.....	50
5.2.3 Ensayos de densidad de campo y toma de muestras	50
5.2.4 Ensayos de clasificación de suelos	50
5.2.5 Ensayos de compresión triaxial CD y CU	50
5.2.6 Ensayos de corte directo a gran escala	51
5.3 Investigaciones geofísicas.....	52
5.3.1 Ensayos MASW	52
CAPÍTULO VI: PROPUESTAS DE ESTABILIZACIÓN DEL ÁREA DE AMPLIACIÓN DEL PAD DE LIXIVIACIÓN Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	54
6.1 Criterios de análisis.....	54
6.1.1 Factores de seguridad	54
6.1.2 Desplazamientos permanentes.....	54
6.2 Propiedades de los materiales	55
6.3 Métodos de estabilización.....	56
6.3.1 Secciones analizadas para los métodos de estabilización.....	56
6.3.2 Método de estabilización 1.25H:1V	56
6.3.2.1 Diseño geotécnico.....	56
6.3.3 Método de estabilización 1.5H:1V	57
6.3.3.1 Diseño geotécnico.....	57
6.3.4 Método de estabilización 2.5H:1V	58
6.3.4.1 Diseño geotécnico.....	58
6.4 Análisis de estabilidad Estático, Pseudo-estático y Post-sismo.....	58
6.4.1 Metodología.....	58
6.4.2 Consideraciones sísmicas	58
6.4.2.1 Análisis Pseudo-estático	59
6.4.2.2 Análisis Post-sismo.....	59

6.4.3 Resultados de estabilidad.....	59
6.4.4 Discusión de resultados	64
6.5 Análisis de desplazamientos permanentes inducidos por sismos	64
6.5.1 Método de Newmark (1965).....	64
6.5.2 Método de Makdisi – Seed (1977)	68
6.5.3 Método de Bray – Macedo - Travasarou (2017)	70
6.5.4 Comparación de resultados.....	73
CONCLUSIONES	74
RECOMENDACIONES	75
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	76
ANEXOS.....	78
Anexo 1: Matriz de consistencia.....	78
Anexo 2: Planos	79
Anexo 3: Resultados de estabilidad mediante los análisis de estabilidad Estático, Pseudo-estático y Post-sismo.....	83
Anexo 4: Escalamiento de sismo de Lima 1974 con respecto al espectro de peligro uniforme para condiciones de operación y cierre	155
Anexo 5: Procedimiento para el cálculo de desplazamientos permanentes – método de Newmark (1965).....	157
Anexo 6: Procedimiento simplificado por Makdisi y Seed para calcular la aceleración máxima en la cresta y período natural	175
Anexo 7: Procedimiento para el cálculo de desplazamientos permanentes – método de Makdisi - Seed (1977).....	185
Anexo 8: Procedimiento para el cálculo de desplazamientos permanentes – método de Bray - Macedo - Travasarou (2017)	203

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Métodos que usan dovelas para el análisis de estabilidad de taludes.....	31
Tabla N° 2: Resultados de los ensayos de Interfase.....	51
Tabla N° 3: Resultados de los esfuerzos en los ensayos de corte directo a gran escala .	51
Tabla N° 4: Resumen de los resultados de los ensayos MASW	52
Tabla N° 5: Resumen de velocidades de ondas de corte (V_{s30}).....	53
Tabla N° 6: Factores de seguridad Mínimos.....	54
Tabla N° 7: Desplazamientos máximos permitidos para pilas de lixiviación.....	54
Tabla N° 8: Resumen de Propiedades de los Materiales.....	55
Tabla N° 9: Aceleraciones máximas del terreno (PGA) – Suelo muy denso (Tipo C)...	59
Tabla N° 10: Coeficientes sísmicos para análisis Pseudo-estático – Suelo muy denso (Tipo C)	59
Tabla N° 11: Resultados de los análisis de estabilidad - sección AA.....	59
Tabla N° 12: Resultados de los análisis de estabilidad - sección BB	61
Tabla N° 13: Resultados de los análisis de estabilidad - sección CC	62
Tabla N° 14: Aceleraciones de Fluencia “Ky” para el Método de Newmark.....	64
Tabla N° 15: Resultados de los desplazamientos permanentes por el Método de Newmark	67
Tabla N° 16: Resultados del procedimiento simplificado para calcular las aceleraciones máximas de la corona y el período natural	68
Tabla N° 17: Aceleraciones de Fluencia “Ky” para el Método de Makdisi - Seed	68
Tabla N° 18: Resultados de los desplazamientos permanentes por el Método de Makdisi – Seed.....	70
Tabla N° 19: Aceleraciones de Fluencia “Ky” para el método de Bray – Macedo - Travararou	70
Tabla N° 20: Resultados de los desplazamientos permanentes por el Método de Bray-Macedo-Travararou	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Detalle de caja de ensayo de corte directo.	11
Figura N° 2: Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo.	11
Figura N° 3: Detalle de celda para ensayo de compresión triaxial.	13
Figura N° 4: Ensayo de penetración estándar.	14
Figura N° 5: Esquema del ensayo de corte directo a gran escala.....	15
Figura N° 6: Esfuerzos normales promedio a lo largo de una superficie de falla crítica y extrapolación de la envolvente.	16
Figura N° 7: Esquema del método del bloque deslizante	24
Figura N° 8: Alternativas de procedimiento de localización de los círculos de falla para el análisis de estabilidad de taludes.	25
Figura N° 9: Esquema del método de círculos de falla.....	26
Figura N° 10: Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas.	27
Figura N° 11: Fuerzas actuantes sobre una dovela en el análisis de estabilidad del arco circular con dovelas.	27
Figura N° 12: Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método de Fellenius.....	28
Figura N° 13: Fuerzas actuantes sobre una dovela en el método de Bishop.....	29
Figura N° 14: Diagrama para determinar el factor “fo” para el método de Janbú.	30
Figura N° 15: Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer.	31
Figura N° 16: Analogía del bloque deslizante de Newmark.....	35
Figura N° 17: Procedimiento de cálculo para los desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante el método de Newmark.....	36
Figura N° 18: Variación de la aceleración máxima con la profundidad de la masa deslizante	37
Figura N° 19: Variación del desplazamiento permanente con la aceleración de fluencia.	38
Figura N° 20: Estimación del período fundamental inicial para bloques deslizantes.....	39
Figura N° 21: Malla típica 2D para el análisis de un talud vertical por elementos finitos.	43
Figura N° 22: Mapa de ubicación del proyecto	48
Figura N° 23: Vista panorámica del Pad de lixiviación existente.....	49
Figura N° 24: Ubicación General del área de ampliación del Pad de lixiviación.....	49
Figura N° 25: Resistencias Pico y Post - pico.....	52
Figura N° 26: Secciones de análisis	56

Figura N° 27: Detalle de apilamiento de mineral 1.25H:1V.....	57
Figura N° 28: Detalle de apilamiento de mineral 1.5H:1V.....	57
Figura N° 29: Detalle de apilamiento de mineral 2.5H:1V.....	58
Figura N° 30: Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección AA - Falla Circular	60
Figura N° 31 : Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección AA - Falla por bloque.....	60
Figura N° 32 : Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección BB – Falla circular	61
Figura N° 33: Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección BB - Falla por bloque.....	62
Figura N° 34: Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección CC – Falla circular	63
Figura N° 35: Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección CC - Falla por bloque.....	63
Figura N° 36: Registro sísmico de diseño – Tr = 100 años.	65
Figura N° 37: Registro sísmico de diseño – Tr = 475 años.	65
Figura N° 38: Aceleración en la superficie del Pad vs Tiempo– Tr = 475 años.....	66
Figura N° 39: Velocidad en la superficie del Pad vs Tiempo– Tr = 475 años.....	66
Figura N° 40: Desplazamiento en la superficie del Pad vs Tiempo– Tr = 475 años	67
Figura N° 41: Gráfica para el cálculo de K_{max}/\ddot{u}_{max}	69
Figura N° 42: Gráfica para el cálculo de $U/K_{max}.g.T_0$	69
Figura N° 43: Espectro de respuesta para suelo muy denso o roca blanda (Tipo C) – Tr=100 años.	71
Figura N° 44: Espectro de respuesta para suelo muy denso o roca blanda (Tipo C) – Tr=475 años.	71

RESUMEN

En la presente tesis se realizó un análisis comparativo entre tres métodos de estabilización física para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A, ubicado a 4100 m.s.n.m. en el departamento de Ayacucho, con el objetivo de obtener la solución más óptima que garantice la seguridad de estabilidad estructural y por lo tanto medio ambiental. Para lo cual se analizó la estabilidad de la estructura mediante análisis Estático, Pseudo-estático y Post-sismo. Para esto se empleó el software Slope/W, con el cual se modelaron las secciones de análisis de cada método y se calcularon los factores de seguridad para cada uno de ellos. Además, se realizó también un análisis de desplazamientos permanentes inducidos por sismo, para lo cual se analizó mediante métodos simplificados de Newmark (1965), Makdisi-Seed (1977) y Bray-Macedo-Travasarou (2017). Para el primero se emplearon los softwares Displa-Quake y SeismoMatch 2021, mediante los cuales se calcularon los desplazamientos y se escalaron los sismos de diseño respectivamente, para el segundo y tercero se emplearon hojas de cálculo, donde se calcularon los desplazamientos para cada método de estabilización.

Estos análisis permitieron determinar que el método de estabilización 2.5H:1V presentó los mejores resultados de factores de seguridad y desplazamientos con respecto al resto de métodos.

Palabras Claves: Estabilidad, Minería, Factor de Seguridad, Pad de Lixiviación, Lixiviación, Métodos Simplificados.

ABSTRACT

In this thesis, a comparative analysis was carried out between three physical stabilization methods for the expansion area of Leaching Pad A, located at 4100 m.s.n.m in the department of Ayacucho, with the aim of obtaining the most optimal solution that guarantees the safety of structural stability and therefore the environment. For which the stability of the structure was analyzed by Static, Pseudo-static and Post-earthquake analysis. For this, the Slope / W software was used, with which the analysis sections of each method were modeled and the safety factors for each of them were calculated. In addition, an analysis of permanent earthquake-induced displacements was also carried out, for which it was analyzed using simplified methods of Newmark (1965), Makdisi-Seed (1977) and Bray-Macedo-Travasarou (2017). For the first, the Displa-Quake and SeismoMatch 2021 software were used, through which the displacements were calculated and the design earthquakes were scaled respectively, for the second and third, calculation sheets were used, where the displacements were calculated for each method of stabilization.

These analyzes made it possible to determine that the stabilization method 2.5H: 1V presented the best results of safety factors and displacements with respect to the rest of the methods.

Keywords: Stability, Mining, Safety Factor, Leaching Pad, Leaching, Simplified Methods.

INTRODUCCIÓN

El análisis de estabilidad en el área de ampliación del Pad de lixiviación A, es importante considerando que en la minería se valora que el sistema de producción de lixiviación en un Pad resulta favorable económicamente en comparación a otros métodos. Es por ello que muchas unidades mineras aún lo usan como parte de su proceso. Para realizar el análisis de estabilidad del apilamiento se utilizan métodos de equilibrio límite y métodos numéricos.

El proceso de análisis inicia con el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales ubicados en la base de la pila o Pad de lixiviación, el suelo de baja permeabilidad (debajo de la geomembrana) y relleno estructural (sobre la fundación), los mismos que son evaluados en un ensayo de corte directo a gran escala.

En el capítulo I, se desarrollan diversos temas como la descripción de la problemática, formulación y objetivos de la investigación. Además, se expone la justificación y limitaciones de la investigación.

En el capítulo II, se presenta el marco teórico que sustenta la investigación y que permite el desarrollo del análisis de estabilidad del área de ampliación del Pad de lixiviación A. Además, la descripción de procedimientos utilizados en la obtención de datos y de resultados.

En el capítulo III, se expone el planteamiento de hipótesis de la investigación.

En el capítulo IV, se muestra el desarrollo metodológico donde se describe el diseño de la investigación, recolección de datos y procesamiento de análisis de datos.

En el capítulo V, se describe la zona de estudio y se presenta la información geotécnica que se obtuvieron de ensayos de laboratorio, ensayos de campo y ensayos geofísicos.

En el capítulo VI, se detallan los métodos de estabilización y los resultados del análisis de estabilidad y de desplazamientos que se obtuvieron al implementarlo en el área de ampliación del Pad de lixiviación A, los cuales son los factores de seguridad y los desplazamientos permanentes inducidos por sismos.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos

1.1.1 Descripción de la Problemática

Por estudios previos en el Perú se ha indicado que el sector minero se considera como el sector industrial más contaminante de aguas superficiales, subterráneas y medio ambiente en general, especialmente con cargas contaminantes de metales pesados. (Cervantes y Quito, 2020), esto quiere decir que la minería en general produce toda una serie de contaminantes ya sean sólidos, líquidos o gaseosos, que de una forma u otra terminan afectando al suelo o a los depósitos de agua que se encuentren en su cercanía, esto se da por el vertido directo de los productos líquidos de la actividad minera o por la infiltración de derrames de desechos mineros contenidos o apilados en estructuras tales como presas de relaves, Pads de lixiviación, botaderos, etc. Los Pads de lixiviación son estructuras de suma importancia para la minería debido a que son muy importantes en el ciclo de operación. Un manejo o control inadecuado por parte de las empresas mineras hacia dichas estructuras han generado pasivos ambientales, los cuales son muy visibles para la población, que han catalogado como altamente contaminante a la actividad minera (Vilcas, 2020), es por eso que, de presentarse fallas ya sea en sus taludes o en su suelo de fundación a causa de los fenómenos de licuación estática e inestabilidad de taludes, estas generan asentamientos, rotura y por consiguiente colapso de la estructura del Pad, lo que significa aparte de una gran pérdida para la minera, un daño significativo tanto al medio ambiente como a las comunidades cercanas.

La alta sismicidad presente en nuestro país también causa fallas en la estructura de los Pads, tales como inestabilidad estructural debido a los efectos producidos por los movimientos sísmicos, es por esto que ocurren deslizamientos en los taludes generando infiltraciones hacia el suelo de la zona, lo que trae como consecuencia afectación a los suelos y deja al descubierto grandes cantidades de material contaminante en la superficie. Además, trae como consecuencia afectación a las aguas subterráneas debido a la infiltración hacia los depósitos de agua subterráneas poniendo en peligro

a la salud de los habitantes y animales, además del daño a las actividades propias de la zona, (agricultura, ganadería, etc.).

La investigación se concentra en la estabilización de los taludes de la ampliación del Pad de lixiviación - A. El proyecto está ubicado entre los distritos Chaviña y Sancos, provincia de Lucanas del departamento de Ayacucho. El Pad de lixiviación - A es una estructura existente y actualmente operativa. Estudios realizados en el año 2019, concluyeron que el Pad de lixiviación cumplía con los factores de seguridad requeridos para la etapa operativa, pero no para la etapa de cierre, recomendando métodos de estabilidad en la zona sur, lugar donde se realiza actualmente la ampliación del Pad de lixiviación - A. Para ello se desarrollaron propuestas de solución que cumplan todos los criterios geotécnicos de tal manera que garanticen la estabilidad del área de ampliación y el Pad existente.

1.1.2 Formulación del Problema

1.1.2.1 Problema Principal

¿Cuál de los métodos es el más óptimo para la estabilización física del área de ampliación Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho?

1.1.2.2 Problemas Secundarios

- a) ¿Cómo se analiza la información de las investigaciones geológicas y geotécnicas realizadas en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho?
- b) ¿Cómo se implementan los métodos de estabilización física en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho?
- c) ¿Cuál de los métodos de estabilización física presenta los resultados más óptimos con respecto a los factores de seguridad Estático, Pseudoestático y Post-sismo para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho?

- d) ¿Cuál de los métodos de estabilización física presenta los resultados más óptimos con respecto a los desplazamientos permanentes inducidos por sismos mediante los métodos simplificados de Newmark, Makdisi-Seed y Bray-Travasarou para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho?

1.2 Objetivo general y específico

1.2.1 Objetivo General

Realizar el análisis comparativo entre métodos de estabilización física en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Analizar la información de las investigaciones geológicas y geotécnicas realizadas en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.
- b) Implementar los métodos de estabilización física en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.
- c) Determinar los factores de seguridad resultantes de cada método de estabilización física mediante los análisis Estático, Pseudoestático y Post-sismo del área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.
- d) Determinar los desplazamientos permanentes inducidos por sismos mediante los métodos simplificados de Newmark, Makdisi-Seed y Bray-Travasarou del área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.

1.3 Limitaciones del estudio

La investigación se desarrolla en el área de expansión del Pad de Lixiviación - A, ya que esta se encuentra dentro del límite del Estudio de Impacto Ambiental (EIA) que otorgó el Ministerio De Energía y Minas (MINEM). El estudio realiza el procedimiento para la implementación de métodos de estabilización en fase operativa aplicada en el diseño del Pad de lixiviación. Estos comprenden el diseño de la

geometría de las banquetas y de los taludes, complementado con la aplicación de softwares para la verificación de su estabilidad a partir del análisis tanto estático, pseudo-estático y post-sismo como un análisis de desplazamientos, sin embargo, este no será aplicado a la realidad debido a que no se va a construir. El desarrollo de la presente investigación se realizó con datos asumidos en base a otros proyectos similares de pilas de lixiviación.

1.4 Justificación e importancia

1.4.1 Justificación del estudio

1.4.1.1 Relevancia Social

Las fallas por inestabilidad o deslizamiento de taludes ya sea de un Pad u otras estructuras mineras traen consigo problemas de contaminación ambiental y consecuentemente deterioros a la salud y pérdidas económicas, la finalidad de este estudio se justifica ya que asegura la estabilidad de la estructura evitando posibles desastres ambientales que pueden ser perjudiciales para las comunidades cercanas a la minera.

1.4.1.2 Implicación Práctica

En los últimos años, la explotación minera ha adquirido gran auge en el Perú, esto hace que las construcciones de los Pads de Lixiviación sean mucho más recurrentes. Debido a la importancia de estas estructuras y al riesgo grande que conlleva en caso de ocurrir una falla, es necesario desarrollar un diseño geotécnico meticuloso y que cumpla con los factores de seguridad mínimos y desplazamientos permisibles según el tipo de análisis que a este se le realice. En la investigación se buscó asegurar la estabilidad del Pad de lixiviación con la implementación de métodos de estabilización y así obtener la alternativa más óptima, así como también este pueda ser utilizado como base para otros proyectos similares, es por esto que el estudio está justificado.

1.4.2 Importancia del estudio

La importancia del presente estudio radica en la implementación de métodos para la estabilización física del Pad de lixiviación A en el distrito de Chaviña

- departamento de Ayacucho, para de esta manera asegurar que la estructura presente los factores de seguridad y los desplazamientos permanentes inducidos por sismos más óptimos, esto hará verificar su buen comportamiento estructural y su correcto funcionamiento operativo, así como también evitar cualquier tipo de pérdida ya sea económica, ambiental o humana.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco histórico

El proceso de lixiviación se descubrió a mediados del siglo XVIII, donde el hombre encontró que era posible disolver un metal como el cobre al esparcir soluciones ácidas sobre estas. Luego las pilas de lixiviación se convirtieron en una práctica común para realizar este proceso, pero a medida que esta tecnología avanzaba, la explotación de minerales incrementa, teniendo que ocupar grandes áreas de pilas de lixiviación, donde una de los principales problemas es la estabilidad física de la estructura, problema que perdura hasta la actualidad, ya que en el Perú la topografía es muy accidentada debido a la cordillera de los andes.

2.2 Investigaciones relacionadas con el tema

2.2.1 Antecedentes Internacionales

Diosa (2016) en su investigación: “Comportamiento geotécnico de los taludes conformados por residuos sólidos en rellenos sanitarios” planteó como objetivo principal evaluar el comportamiento geotécnico de los taludes conformados por residuos sólidos, debido a que en la actualidad hay una problemática sobre la disposición de los residuos sólidos, ya que se deben tener en cuenta los aspectos ambientales y geotécnicos que se debe garantizar para evitar un deslizamiento de la estructura, así mismo el autor propone el diseño de escenarios geotécnicos diferentes con pendientes de consideración para los taludes determinando cuál es la condición más desfavorable y planteó soluciones que mitigaron dicho resultado. Se concluyó que, de acuerdo con el análisis realizado a los taludes, estos presentaban un aumento en los factores de seguridad tanto estático como pseudo-estático a medida que la fricción del material, sin embargo, cabe destacar que los resultados obtenidos mediante el análisis de estabilidad Pseudo-estático son menores.

2.2.2 Antecedentes Nacionales

Negrón (2015) en su investigación: “Análisis de respuesta sísmica y cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo en una pila de lixiviación” se planteó como objetivo determinar la respuesta sísmica de la pila de lixiviación y calcular los desplazamientos inducidos por sismo en la

zona de interfase para condiciones de operación y cierre de la pila. Para esto se revisaron las propiedades dinámicas de los suelos y de la interfase publicadas por diferentes autores y algunos parámetros dinámicos fueron determinados en base a los ensayos geofísicos. Posteriormente se determinó la respuesta sísmica para tres perfiles mediante el programa DEEPSOIL V5.1. De acuerdo a los resultados obtenidos y a los parámetros geotécnicos definidos en el análisis de estabilidad, se calcularon los desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante los métodos simplificados y de doble integración.

Sotelo (2018) en su estudio: “Análisis de estabilidad de taludes de botaderos de estériles de gran altura para predecir su fallamiento” se planteó como principal objetivo realizar un análisis de estabilidad de taludes de un botadero de mina de tal manera que con los resultados obtenidos se pueda predecir el proceso de falla del mismo, para el cual se utilizó muchos de los diferentes métodos de equilibrio límite, los cuales permitieron obtener la información de que conforme la altura del botadero aumenta, este se vuelve más inestable ya que los resultados de los factores de seguridad resultaron menores, esto permite predecir el proceso de falla, se concluyó que luego de realizar los análisis de estabilidad de los distintos MEL a los taludes del botadero de gran altura, estos resultados permiten predecir su falla y que con esto se pueda establecer los criterios de alarma para un posible cierre temporal si es que así se requiere.

Astudillo y Chávez (2019) en su investigación: “Estabilización física en el área de expansión del Pad de Lixiviación - A en el distrito de Ucari, departamento de Apurímac” se planteó como objetivo el desarrollo de un análisis de estabilidad en la expansión de un Pad de lixiviación ubicado a 3500 m.s.n.m. en el departamento de Apurímac, zona sur del Perú con altura de 80 metros y capacidad de 10,398,960 toneladas de mineral apilado, el procedimiento que se empleo fue el de evaluar 5 escenarios de posibles puntos quiebres en la estabilidad del Pad, en 4 secciones críticas en lo largo del Pad de lixiviación, los cuales fueron modelados en el software GeoSlope con la finalidad de obtener el factor de seguridad estático y pseudo estático respectivamente. Se concluyó que se debía plantear una alternativa de

estabilización adicional, esta fue la implementación de un contrafuerte de geometría estrictas que nos ayudaron a conseguir el objetivo de estabilización deseada con factores de seguridad óptimos.

Vilcas (2020) en su investigación: “Evaluación de los riesgos debido a un depósito informal de desmonte de mina frente a una comunidad – Casó Depósito de Desmonte en Pataz Trujillo” se planteó ejecutar un análisis del riesgo de un desmonte de mina teniendo en cuenta la naturaleza del peligro y el nivel de afectación que podría presentar la comunidad cercana frente a una posible falla en la estabilidad de dicho depósito. Para esto se empleó la utilización de guías y manuales de los organismos del Estado a los cuales se les complemento con criterios de geotecnia que se usan para el análisis de estabilidad de taludes para condiciones estáticas y pseudo-estáticas, con estos resultados se propusieron estrategias y soluciones para mitigar el riesgo de falla en la estructura, se concluyó que el riesgo es muy alto y que por lo tanto se deben tomar decisiones para la remediación de este peligro, esto se puede realizar disminuyendo el peligro y con ello se ataca al riesgo asociado a este.

2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

2.3.1 Investigaciones Geotécnicas

Los estudios de suelo son una de las partes más importantes en lo que corresponde a realizar proyectos de ingeniería, a estos se les conoce como investigaciones geotécnicas, los cuales sirven para detallar la caracterización física y mecánica del suelo de cimentación donde se construirá alguna obra civil.

Das (2015), indicó que la exploración del suelo brinda información del terreno que permite lo siguiente:

- Evaluación de la capacidad de carga de la cimentación.
- Estimación del asentamiento probable de una estructura.
- Selección del tipo y la profundidad de cimientos adecuados para una estructura dada.
- Determinación de los problemas potenciales de cimentación (por ejemplo, suelo colapsable, suelo expansivo, rellenos sanitarios, entre otros).

- Predicción de la presión lateral de tierra sobre estructuras tales como muros de contención, pilotes y cortes apuntalados.
- Determinación de la ubicación del nivel freático.
- Establecimiento de métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

2.3.2 Perforaciones

Las perforaciones o también llamadas sondeos geotécnicos se hacen con la finalidad de obtener muestras de suelo para ensayos de laboratorio y con estos obtener las características del suelo que se pretende estudiar, tales como sus propiedades mecánicas y el perfil estratigráfico del terreno.

Delgado (2002), definió a la perforación como el método más utilizado para investigar características del subsuelo consiste en perforar una cavidad en el terreno, de cuyo fondo se extraen muestras para examen visual y para efectuar ensayos de laboratorio.

A partir de las perforaciones se pueden realizar distintas acciones, tales como:

- a) Realizar el Ensayo SPT (Standard Penetration Test), el cual consiste en introducir en un suelo a una determinada profundidad una cuchara cilíndrica hueca, midiendo el número de golpes que fueron necesarios para penetrarlo, con lo cual se puede calcular la resistencia del suelo y también se extrae una muestra de suelo, la cual sirve para ensayos de laboratorio.
- b) Instalación de piezómetros, los cuales son instrumentos que se emplean para medir el nivel freático ya sea de un suelo o de una estructura.
- c) Instalación de inclinómetros, los cuales son instrumentos que permiten medir los posibles movimientos horizontales que pueden experimentar los taludes o una estructura.

2.3.3 Calicatas

Son una de las técnicas de prospección más utilizadas, estas pueden realizarse ya sea manualmente o con maquinaria, las calicatas permiten conocer los diferentes tipos de suelo que conforman un terreno en estudio ya sean a partir de una inspección visual o a partir de muestras que pueden ser extraídas de

estas y con ello obtener la caracterización de los distintos estratos de suelo en base a los resultados de ensayos de laboratorio que se le apliquen.

Ministerio de Energía y Minas (1997), definió que una calicata como un método ventajoso de investigación de materiales, estas pruebas deben de tener características adecuadas para confirmar los resultados obtenidos.

2.3.4 Ensayos de Laboratorio

Para esta investigación se deben conocer las características tanto físicas como químicas de los materiales que van a ser evaluados para el diseño y posterior análisis de estabilidad del diseño del Pad de Lixiviación, es por esto que se llevan a cabo los ensayos de laboratorio, la correcta realización de estos implica que los resultados de los ensayos sean los más precisos posibles y por consiguiente los datos que se utilicen para esta investigación permitan lograr un diseño óptimo.

2.3.4.1 Ensayo de corte directo

Este ensayo se hace con la finalidad de obtener experimentalmente los parámetros de resistencia de un suelo, los cuales son la cohesión y el ángulo de fricción.

La sencillez de su ejecución hace que este ensayo de laboratorio sea uno de los más empleados para hallar los parámetros de resistencia de un suelo, sin embargo, no tiene un gran desempeño en cuanto al control de la presión de poros o drenaje. Antes de realizar el ensayo se debe seleccionar los esfuerzos normales y la humedad para cual se va a análisis la muestra de suelo. El ensayo consiste en deformar dicha muestra a una velocidad controlada, desplazando un marco horizontal con respecto al otro, determinando así la fuerza cortante en un plano predeterminado (Suárez, 2009).

El aparato utilizado es una caja Casa Grande o una caja de corte, en la cual se puede aplicar una tensión normal a la superficie de la muestra. No hay medidas fijas, ya que las muestras suelen ser cuadradas y varían de tamaño según la prueba y el material utilizado. En el caso de tener una muestra saturada se usan piedras porosas. El

esfuerzo cortante se genera aplicando una fuerza perpendicular sobre la muestra de suelo que se va a ensayar.

En la Figura N° 1 se muestra el aparato que se utiliza para realizar el ensayo de corte directo.

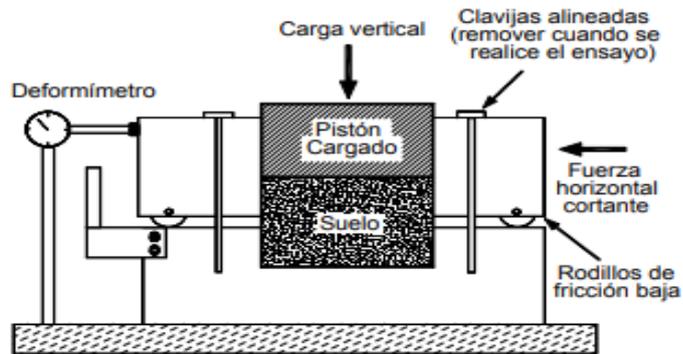


Figura N° 1: Detalle de caja de ensayo de corte directo

Fuente: Suárez (2009)

Consecuente a ello se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo realizado, donde se determinarán los valores de la resistencia máxima y resistencia residual.

Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y después de ello se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente los valores de los parámetros cohesión y ángulo de fricción, ver Figura N° 2. Se recomiendan cinco pruebas para cada tipo de suelo como mínimo.

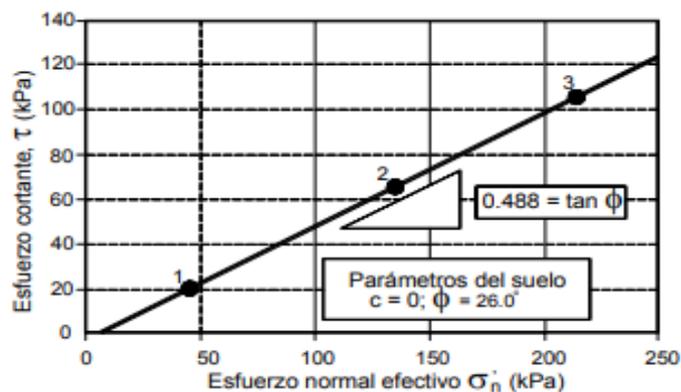


Figura N° 2: Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo

Fuente: Suárez (2009)

2.3.4.2 Ensayo de compresión triaxial

Este ensayo busca representar lo más real posible las condiciones que se presentan en un suelo ya que permite el control de los esfuerzos y el drenaje sobre una muestra representativa, logrando de esta manera conocer parámetros muy importantes como la resistencia al corte, la rigidez y también las deformaciones que se presentan en la muestra de suelo (Suárez, 2009).

En este ensayo primero se debe ajustar las condiciones de esfuerzo a partir del proceso de consolidación de la muestra de acuerdo a si se desea trabajar con esfuerzos efectivos y después se le debe aplicar un esfuerzo llamado desviador a la muestra de suelo hasta lograr la rotura.

Suárez (2009), indicó que existen los siguientes tipos de ensayo de compresión triaxial:

- a) Ensayo no consolidado no drenado (UU): A este se le conoce como ensayo rápido, es decir, que presenta un proceso de rotura rápida ya que no se le permite a la muestra consolidarse y también se le impide el drenaje.
- b) Ensayo consolidado no drenado (CU): este ensayo al igual que el UU, presenta un proceso de rotura rápida, la diferencia radica en que aquí si existe drenaje permitiendo así que los esfuerzos se conviertan en efectivos.
- c) Ensayo consolidado drenado (CD): A este se le conoce como el ensayo lento debido a que el agua contenida dentro de los vacíos del suelo comienza a salir lentamente y de esta manera se puede determinar las diferentes variaciones de volumen que se presentan en la muestra.

En la Figura N° 3 podemos observar la Celda Triaxial para el ensayo.

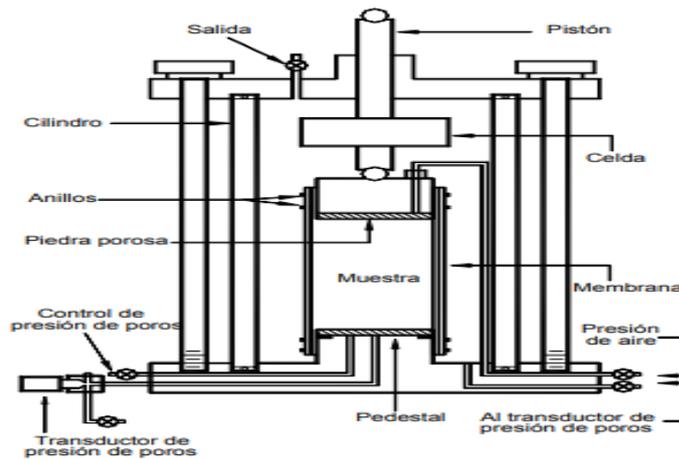


Figura N° 3: Detalle de celda para ensayo de compresión triaxial

Fuente: Suárez (2009)

2.3.4.3 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Este es un ensayo in-situ que mide la resistencia de penetración y reconocimiento geotécnico, es uno de los ensayos más sencillos y económicos en geotecnia que consiste en hincar el terreno con una punta metálica a través de golpes con un martillo que cae con una altura de 76 cm con peso estandarizado, para que esta punta penetre 30 cm y que se realiza en dos etapas, la primera se hace la contabilización del número de golpes en los primeros 15 cm de penetración, y luego el número de golpes en los siguientes 30 cm de penetración teniendo un control de cada 15 cm. Si hay zonas donde se realice el SPT y la resistencia sea muy elevada, es decir que haya un rechazo, se debe dar por terminado el ensayo, así mismo en zonas con poca consistencia donde la punta metálica baje por su propio peso, también se da por finalizado el ensayo, este ensayo se realiza en cualquier tipo de suelo teniendo como límite máximo hasta 50 golpes.

Una vez realizado el ensayo se abre el muestreador para que se registre la muestra y con esta se pueda ensayar en laboratorio para obtener sus características.

En la Figura N° 4 se muestra el aparato que se utiliza para realizar el ensayo de corte directo.

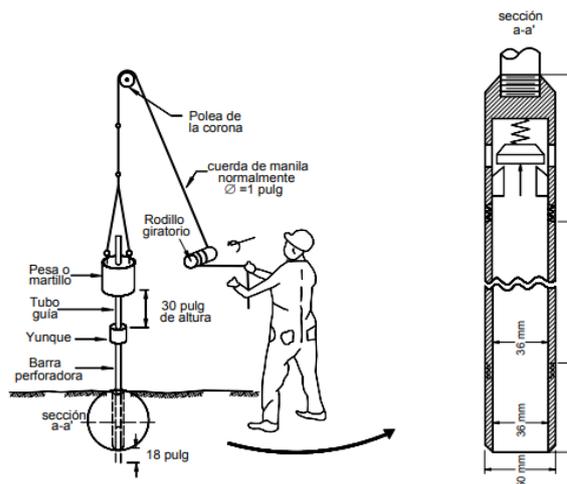


Figura N° 4: Ensayo de penetración estándar

Fuente: Suárez (2009)

2.3.4.4 Ensayo de corte directo a gran escala

Debido al auge de la industria minera en el Perú y al significativo incremento de los precios de los metales experimentado en los últimos años, se han realizado o están en desarrollo muchos proyectos mineros, incluidos los relacionados con el procesamiento de mineral mediante lixiviación en pilas. Debido a esto, se han acumulado muchos datos de pruebas de laboratorio a lo largo de los años, que han respaldado el diseño de la plataforma de lixiviación en pilas, como las pruebas LSDS para determinar la resistencia al corte de las interfaces del suelo y la geomembrana, utilizadas para el estudio de estabilidad geotécnica de estas instalaciones. La resistencia al corte de la interface suelo de baja permeabilidad-geomembrana, normalmente utilizadas en análisis de estabilidad de pilas de lixiviación, es obtenida a partir de ensayos de laboratorio de corte directo a gran escala, utilizando un substrato rígido en la caja inferior del equipo de corte directo.

La resistencia al corte de la interfaz suelo-geomembrana se determina en base a pruebas de laboratorio de corte directo a gran escala, de acuerdo con ASTM D5321. En esta prueba, se coloca una muestra de suelo de baja permeabilidad sobre una hoja de geomembrana lisa o texturizada que se fija al dispositivo y se prueba en condición de corte directo. Por lo general, el laboratorio

geotécnico muestra resultados del ángulo de fricción y la adhesión de la interfaz suelo-geomembrana en función del ajuste cuadrado mínimo, que representa la resistencia al corte de la interfaz (Parra y Soto, 2012).

A continuación, en la Figura N° 5 se muestra el esquema del ensayo de corte directo a gran escala.

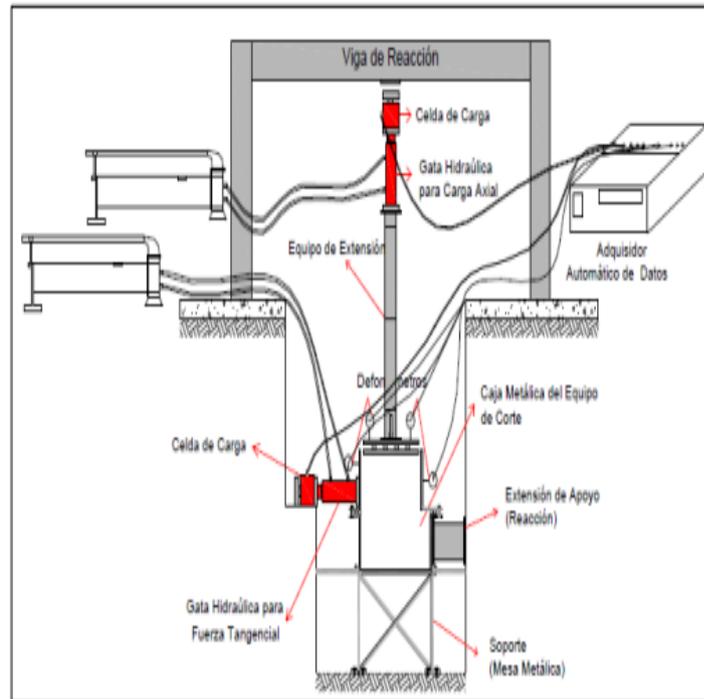


Figura N° 5: Esquema del ensayo de corte directo a gran escala

Fuente: Basurto (2010)

De acuerdo a estudios en los cuales se realizaron una gran cantidad de ensayos de corte directo a gran escala con interfaces de suelo de baja permeabilidad provenientes de diferentes proyectos mineros en el Perú y geomembranas de LLDPE y HDPE de diferente espesor y textura, en la mayoría de los cuales se ha observado una clara tendencia no lineal de la envolvente de resistencia cortante, es por esto que se recomienda que para pilas de gran altura y en donde su esfuerzo normal es muy alto y se necesite una extrapolación, esta se debe hacer con una curva de tendencia no lineal así como se muestra en la Figura N° 6, ya que esta toma los valores de esfuerzos cortantes

más precisos y no valores sobreestimados que se tendrían si se analiza con un comportamiento lineal.

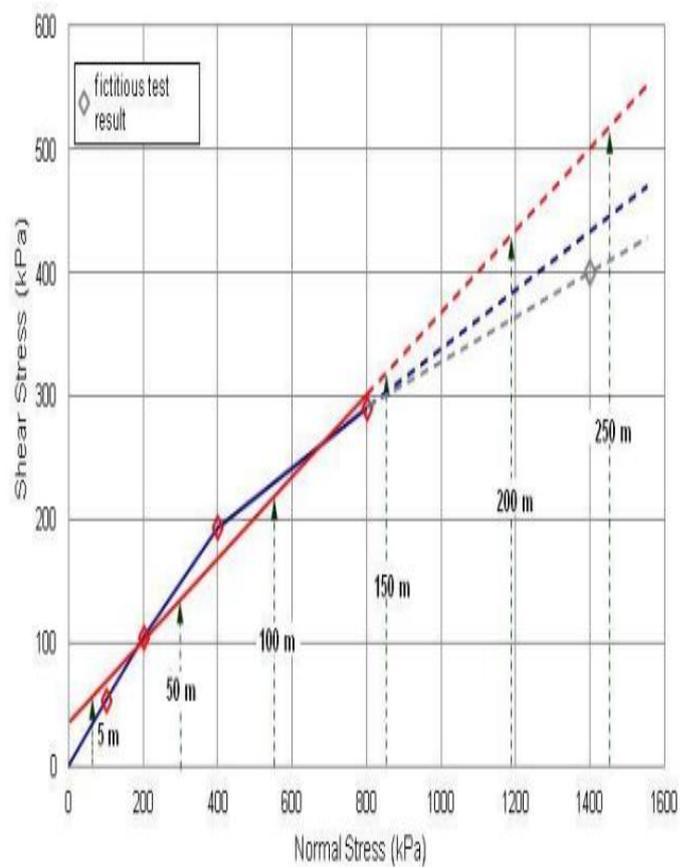


Figura N° 6: Esfuerzos normales promedio a lo largo de una superficie de falla crítica y extrapolación de la envolvente

Fuente: Parra (2012)

2.3.5 Ensayos de Campo

2.3.5.1 Ensayos de densidad in-situ por el método del cono de arena

Este ensayo se emplea para determinar la densidad en campo y el grado de compactación de suelos inalterados. El procedimiento del ensayo es el siguiente:

- Se emplea una placa que tiene una abertura circular, en la cual se excava un cierto volumen de suelo.
- Se reemplaza el material extraído por arena con empleo del embudo de cono de arena.

- Se define el peso unitario de la arena, peso del cono de arena, volumen del hoyo y contenido de humedad del suelo.
- En base a cálculos con los parámetros anteriormente hallados se determina la densidad.

Los suelos donde se aplica este método no deben tener vacíos ya que la arena utilizada en el ensayo puede ingresar por esas aberturas, así como tampoco se debe aplicar para suelos saturados ya que la presencia de un alto contenido de humedad puede hacer que el orificio cavado se desmorone.

2.3.5.2 Ensayos de densidad in-situ por el método de reemplazo por agua

Al igual que el ensayo de cono de arena, este método se utiliza para determinar la densidad in-situ de un suelo, la diferencia es que el reemplazo ya no se hace con arena sino con agua.

2.3.6 Investigaciones Geofísicas

Esta investigación se define como un método empleado para a través de la observación de fenómenos físicos naturales o artificiales se deducen las características de un suelo y de esta forma relacionar directa o indirectamente con la estructura geológica del terreno a estudiar.

2.3.6.1 Refracción Sísmica (LS)

La refracción sísmica está basada en la observación de los tiempos de llegada de los primeros movimientos del terreno en diversos sitios, generados por una fuente de energía específica en un sitio determinado. Los movimientos posteriores son descartados. De tal manera, el conjunto de datos obtenido en los experimentos consiste de series de tiempo versus distancia. Estas series son interpretadas en términos de la profundidad a interfaces entre capas de suelo y de las velocidades de propagación de la onda P en cada capa. Estas velocidades están controladas por los parámetros elásticos que describen el material.

Boyd (1999), indicó que algunas de las ventajas de la refracción sísmica son:

- a) Utiliza menos fuentes de generación y esto hace más barato la adquisición de los equipos.
- b) El procesamiento es muy corto, solo se requiere la aplicación de filtros a las señales para leer mejor los tiempos de llegada de la onda P.

Boyd (1999) indicó que algunas de las desventajas de la refracción sísmica son:

- a) Requiere tendidos sísmicos relativamente largos.
- b) Solamente funciona cuando la velocidad incrementa con la profundidad.
- c) Como solo usa una parte del sismograma, el resto de información se desperdicia.

2.3.6.2 Ensayos MASW Y MAM

Este ensayo ha sido utilizado por una gran cantidad de investigadores en el mundo, sus primeras aplicaciones fueron a finales de los 90 y ahora este método de exploración sísmica MASW se usa para la evaluación del terreno por medio de perfiles 1D, 2D y 3D (Ali, 2016).

Los ensayos de medición de ondas superficiales en arreglos multicanales (MASW y MAM) consisten en generar ondas vibratorias en la superficie del terreno y registrar a distancias variables el arribo de las ondas de corte (Ondas S), con las cuales se determinan los cambios de velocidades a lo largo de los contactos.

El Ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman. Este método consiste en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil

de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea.

El ensayo MAM o Análisis de Microtrepidaciones en Arreglos Multicanales, consiste en monitorear las vibraciones ambientales en arreglos predeterminados y mediante el análisis de dispersión de éstas determinar el perfil de velocidades de ondas S. La combinación de los métodos MASW y MAM, permiten obtener perfiles de ondas S hasta profundidades promedio de 60 a 100 m.

2.3.7 Consideraciones para el diseño de un Pad de Lixiviación

Para realizar el diseño de un Pad de Lixiviación se debe tener en cuenta los siguientes componentes:

- a) Superficie de cimentación o fundación.
- b) Nivelación de la superficie o el área del Pad.
- c) Sistema de revestimiento.
- d) Sistema de colección de la solución lixiviada.
- e) Canal para tuberías de conducción e impulsión.
- f) Canal de derivación de aguas superficiales.
- g) Accesos perimetrales.

El correcto diseño de las componentes anteriormente mencionadas logrará una buena estabilidad física del Pad, disminuyendo así el impacto ambiental negativo que se puede producir si la estructura de la pila falla.

Preparación de la Fundación, Superficie de Corte y Nivelación

La cimentación que se debe buscar para este tipo de estructuras deben ser suelos firmes y homogéneos, ya que de este depende las futuras deformaciones que pueden presentarse bajo el efecto de las cargas, sin embargo, esa es una interpretación de algo ideal y que difícilmente se encuentre en el campo, es por esto que es necesario una caracterización exhaustiva del terreno de fundación a partir de perforaciones o sondeos.

En cuanto a la preparación de la fundación, superficie de corte y nivelación del terreno se debe considerar lo siguiente:

- a) Desbroce de cualquier material orgánico y escombros del área de influencia donde se construirá el Pad de lixiviación, estos desechos se deberán colocar en un botadero, el cual debe ser asignado previamente.
- b) Realizar las tareas de corte del terreno de tal manera que se alcancen las alturas designadas para poder realizarse las perforaciones o sondajes para poder obtener muestras que posteriormente se ensayen en el laboratorio y tener una descripción correcta del terreno en el cual estará el Pad de Lixiviación
- c) Realizar las tareas de corte del terreno de tal manera que se puedan conformar las banquetas de estabilidad y el anclaje de los geosintéticos que servirán como revestimiento del Pad, de acuerdo a lo que indique el diseño previamente realizado que contemple una buena estabilidad física del Pad de Lixiviación.
- d) Realizar tareas de escarificación, aireo y compactación de la subrasante hasta que la capa superior sea compactada según las especificaciones técnicas. La superficie compactada deberá ser escarificada, según se requiera, para proporcionar una buena unión entre los materiales de la cimentación y relleno.
- e) Realizar las tareas de rellenos controlados en donde se soliciten, teniendo en cuenta el diseño y los contenidos de humedad y grado de compactación que en este se indiquen.

Sistema de Subdrenes

Este sistema se encarga de interceptar, conducir y desviar todos los flujos subterráneos que se encuentran dentro de la pila de lixiviación y a su vez eliminar un posible nivel freático.

Sistema de Revestimiento

El diseño de un sistema de revestimiento de una pila de lixiviación se realiza con el objetivo de obtener una conductividad hidráulica baja, teniendo en cuenta que los materiales empleados en este diseño deben satisfacer la resistencia al corte. Debido a que los materiales empleados se complementan con geomembranas para la impermeabilidad, el diseño se debe ser el más óptimo teniendo en cuenta sobretodo en la interfaz suelo-geomembrana, ya

que es la zona más crítica en cuanto a los análisis de estabilidad (Ludeña, 2014).

La geomembrana LLDPE se selecciona con frecuencia en el diseño de plataformas de lixiviación en pilas debido a sus mejores características de alargamiento, mayor resistencia al corte debido a la mejor disposición con el suelo y mayor resistencia a la perforación. Esta tendencia en el uso de geomembranas LLDPE se ha observado con mayor frecuencia en los últimos años (Ludeña, 2014).

La geomembrana se debe extender de tal manera que cubra toda la pila de lixiviación incluyendo la berma perimetral, hacia los bordes donde deberá ir anclada en una trinchera.

Sistema de Colección de Solución

Los sistemas de colección siempre se diseñan de tal manera que permitan recibir y conducir una determinada cantidad de solución, incluyendo también las aguas provenientes de las lluvias en un caso extremo de precipitación.

Manejo de Aguas Superficiales

El desagüe superficial en las pilas de lixiviación comprende un sistema que está compuesto de elementos, los cuales son:

- Canal de derivación adyacente al acceso perimetral, el cual hace la recolección del agua que proviene de distintas partes de la pila en la misma cuenca y la conduce aguas abajo, desembocándolas en el cauce natural existente.
- Canal de conducción, el cual hace la recolección de todas las aguas provenientes de las lluvias que precipitan dentro de la pila de lixiviación y las desembocará hacia la poza de mayores eventos existentes, a su vez también permitirá la conducción de las tuberías de conducción e impulsión.
- Canal de derivación adyacente al canal de conducción, el cual hace la colección del agua que proviene de las partes superiores de la cuenca por donde pasa el canal de conducción y las desembocará aguas abajo dentro del cauce natural existente.

Sistema de riego

Los sistemas de riego que generalmente se usan en las pilas de lixiviación son por aspersión y por goteo, este proceso trata de la aplicación de una solución ácida de agua con una de ácido sulfúrico sobre la superficie de la pila, esta se infiltra dentro de la pila de lixiviación y actúa de inmediato llegando hasta su base.

Generalmente el tiempo de riego de una pila de lixiviación es de 60 días, ya que permite al agotamiento de la mayoría de cantidad de mineral lixiviable. Después de este proceso, todo el material restante o también llamado ripio es trasladado mediante fajas transportadoras a los botaderos, en el cual si es que fuera necesario se podría aplicar un segundo proceso de lixiviación (Cárdenas, 2010).

2.3.8 Factor de Seguridad

Suárez (2009), indicó que el factor de seguridad (F.S) se utiliza para determinar cuál es el factor de peligro por el cual el talud falla en las condiciones más desfavorables de su comportamiento para el cual este se diseña.

Fellenius (1927), definió el F.S como la relación entre la resistencia al cortante real que se calcula a partir del material que se presenta en el talud y los esfuerzos cortantes críticos que tratan de generar una posible superficie de falla, tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F.S = \frac{RESISTENCIA\ AL\ CORTE}{ESFUERZO\ CORTANTE} \dots\dots\dots (1)$$

En superficies de falla circulares, en las cuales se presentan momentos actuantes y momentos resistentes debidos a las fuerzas favorables y desfavorables para la estabilidad del talud y que además se tiene un centro de giro, el factor de seguridad se calcula tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F.S = \frac{MOMENTO\ RESISTENTE}{MOMENTO\ ACTUANTE} \dots\dots\dots (2)$$

También existen otros sistemas para plantear el factor de seguridad, tales como el estudio como un cuerpo libre que se encuentra en equilibrio, partiendo de las fuerzas resistentes y actuantes que se necesitan para generar un equilibrio, una vez calculada la fuerza resistente, esta se compara con la del material de suelo y con ello se obtiene el Factor de Seguridad, otro criterio que se aplica es el de dividir la masa a estudiar en una serie de dovelas y considerar el equilibrio de cada tajada por separado y una vez efectuado el análisis de cada dovela se analiza el equilibrio que generan todos los momentos actuantes y con eso hallar el factor de seguridad tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F.S = \frac{\Sigma \text{MOMENTOS RESISTENTES}}{\Sigma \text{MOMENTOS ACTUANTES}} \dots\dots\dots (3)$$

2.3.9 Análisis estático mediante métodos de equilibrio límite

Los Métodos de Equilibrio Límite (MEL) son los más utilizados en lo que respecta a la estabilidad física de taludes. Mayormente, el análisis de estabilidad de taludes durante muchos años se ha realizado empleando las técnicas del equilibrio límite, ya que este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación (Suárez, 1998). El análisis por los diferentes métodos de equilibrio límite que existen son los más sencillos de utilizar, ya que se pueden realizar estudiando directamente a través de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa de suelo en dovelas.

Existen diferentes métodos de equilibrio límite, estos permiten analizar los casos de falla traslacional y de falla rotacional, así como las fallas de inclinación y las fallas de cuña (Suárez, 2009). Generalmente, los MEL son de iteración y cada uno de estos presenta un cierto grado de precisión.

2.3.9.1 Método del Bloque Deslizante

Este método se basa en el análisis de la estabilidad de taludes asumiendo superficies de falla rectas predeterminadas formando una serie de bloques o cuñas. Este tipo de análisis se emplea adecuadamente cuando existe una superficie potencial de falla a lo largo de un suelo compuesto por un material que es duro o blando.

Se puede emplear cuando se presenta una superficie de un material relativamente débil y esta se encuentra a una cierta profundidad, esto hace que la masa desplazada se pueda dividir en dos o más bloques, y al analizar las fuerzas que se generan entre los bloques, el equilibrio de cada bloque se considera independiente (Suárez, 2009).

En la Figura N° 7 se muestra el esquema del bloque deslizante y las fuerzas que actúan sobre él.

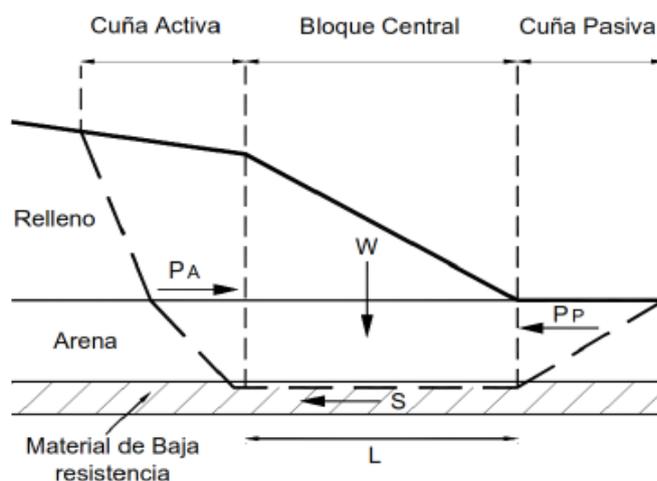


Figura N° 7: Esquema del método del bloque deslizante

Fuente: Suárez (2009)

2.3.9.2 Método de arco circular

Las superficies de falla que se generan en los materiales relativamente homogéneos, mayormente ocurren a lo largo de las superficies curvas, es por esto que para tener una mayor facilidad en lo que respecta al cálculo, la mayoría de los análisis de estabilidad de taludes se desarrollan asumiendo superficies de falla circulares, ya que estas se asemejan a círculos. Estas superficies de círculos de falla se colocan dibujando una grilla de puntos que serán los centros de giro y desde los cuales se trazan círculos, estos deben tener un diámetro idéntico a los otros, también que pasen por un mismo punto y que sean tangentes a una o varias líneas determinadas (Suárez, 2009).

En la Figura N° 8 se muestran alternativas de procedimiento de localización de los círculos de falla para el análisis de estabilidad de taludes.

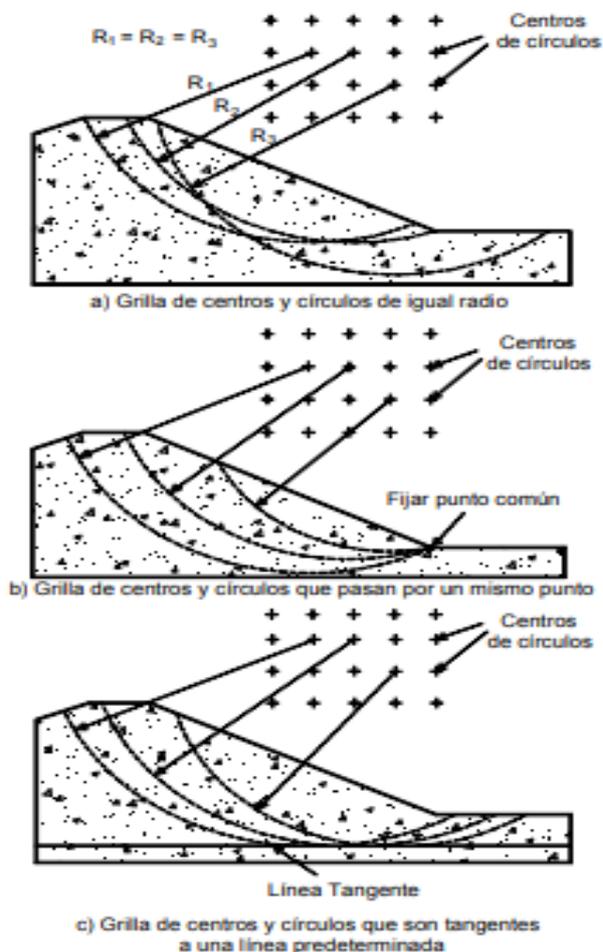


Figura N° 8: Alternativas de procedimiento de localización de los círculos de falla para el análisis de estabilidad de taludes

Fuente: Suárez (2009)

Este método se aplica para suelos cohesivos, los cuales por definición se conoce que tienen un ángulo de fricción igual a cero ($\phi=0$). El método del arco circular considera un círculo de falla y se analizan los momentos que actúan con respecto al centro de este (Suárez, 2009).

Entonces el método del arco circular satisface tanto el equilibrio de fuerzas al equilibrio de momentos. De acuerdo a la Figura N° 9 la

fuerza de análisis del arco circular está representada por la siguiente ecuación:

$$F = \frac{clr}{W} \dots \dots \dots (4)$$

Donde:

c= valor de la cohesión del suelo.

l= valor de la longitud de arco de círculo.

r= valor del radio del círculo.

W= valor del peso total de la masa en movimiento.

a= distancia de la fuerza W con respecto al centro del círculo.

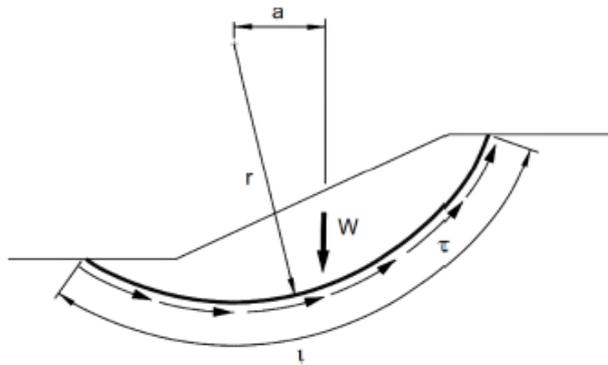


Figura N° 9: Esquema del método de círculos de falla

Fuente: Suárez (2009)

2.3.9.3 Método de Dovelas

La mayoría de métodos con superficies de falla curvas, la masa de la superficie desplazada se divide en una serie de tajadas o también llamadas dovelas, tal como se muestra en la Figura N° 10.

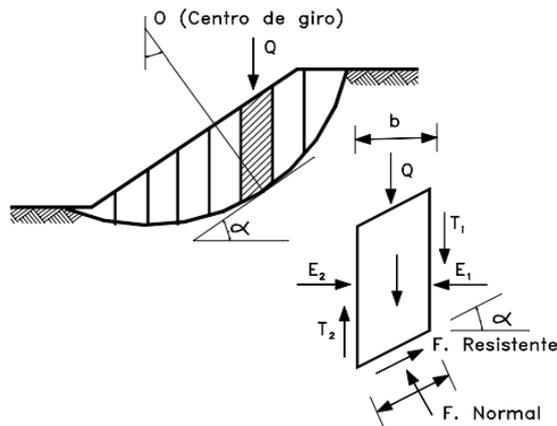


Figura N° 10: Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas
Fuente: Suárez (2009)

En los diferentes métodos que para su análisis de estabilidad usan dovelas existen diferencias en la forma de la acción de las fuerzas sobre las paredes laterales de las dovelas, por ejemplo, el método de Fellenius no considera ninguna fuerza entre estas, sin embargo, el método de Bishop supone solamente fuerzas horizontales entre las dovelas sin considerar las fuerzas cortantes entre ellas. Hay métodos más precisos como el de Morgenstern y Price, en el cual para hallar las fuerzas actuantes entre las dovelas emplea una función (Suárez, 2009).

En la Figura N° 11 se muestran las fuerzas actuantes que actúan sobre las dovelas.

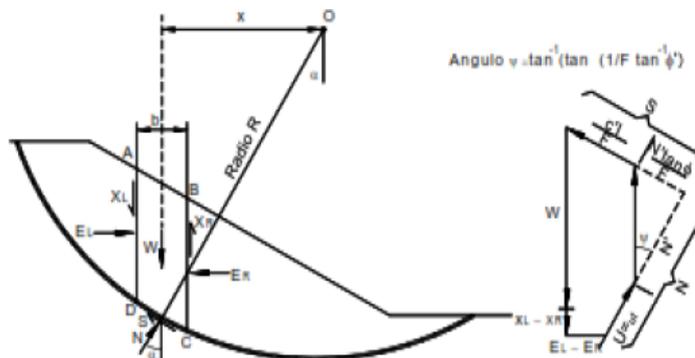


Figura N° 11: Fuerzas actuantes sobre una dovela en el análisis de estabilidad del arco circular con dovelas
Fuente: Suárez (2009)

Suárez (2009), indicó que las fuerzas actuantes sobre una tajada o también llamada dovela son:

- Fuerza que genera el peso de la dovela, a la cual se le puede hacer una descomposición obteniendo una fuerza normal y una fuerza tangente a la superficie de falla.
- Fuerza cortante y fuerza de presión de tierra que actúan entre las paredes laterales de las dovelas.
- Fuerza de resistencia que generan tanto la cohesión como la fricción del material y que actúan tangencialmente a la superficie de falla.

Suárez (2009), mencionó que los métodos que usan dovelas son:

- Método de Fellenius

Este método emplea la división de la masa de suelo desplazada en dovelas, además supone una superficie de falla circular mediante la cual aplicando una sumatoria de todos los momentos resultantes de las fuerzas que se obtiene de cada dovela con respecto a un centro de giro se calcula el factor de seguridad, es por esto que se dice que este método solo satisface el equilibrio de los momentos actuantes mas no el de las fuerzas (Suárez, 2009). Las fuerzas que actúan en el análisis de una dovela mediante el método de Fellenius se muestran en la Figura N° 12.

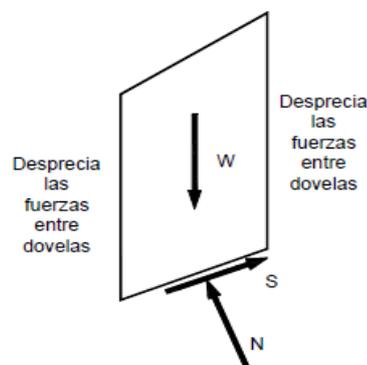


Figura N° 12: Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método de Fellenius
Fuente: Suárez (2009)

- Método de Bishop

A diferencia del anterior, este método sí tiene en cuenta las fuerzas que actúan entre las dovelas, las cuales se consideran en dirección horizontal tal como se muestra en la Figura N° 13, sin embargo, esto a su vez implica que no se tome en cuenta a las fuerzas cortantes.

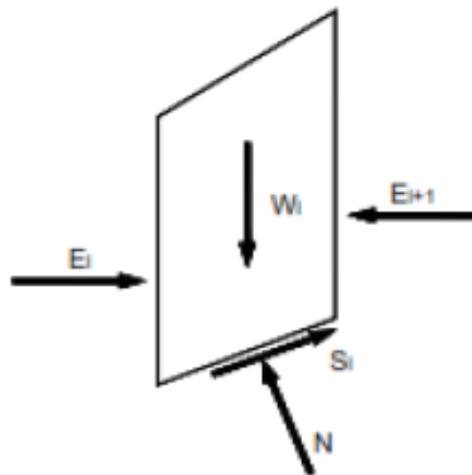


Figura N° 13: Fuerzas actuantes sobre una dovela en el método de Bishop
Fuente: Suárez (2009)

Este método es otro de los cuales su superficie de falla se evalúa como si fuese circular, además es uno de los métodos más empleados para analizar la estabilidad de taludes debido a que sus resultados se les considera muy precisos en comparación con otros métodos mucho más complejos (Suárez, 2009).

- Método de Janbú

Al igual que el de Bishop, el método de Janbú también tiene en cuenta las fuerzas que actúan entre las dovelas, las cuales se consideran en dirección horizontal y tampoco toma en cuenta a las fuerzas cortantes que hay entre las tajadas, sin embargo, su diferencia radica en que la superficie de falla que supone no es necesariamente circular ya que este método presenta un factor de corrección (f_0) que se le aplica a la curvatura de la superficie

de falla que no tiene forma circular, tal como se muestra en la Figura N° 14.

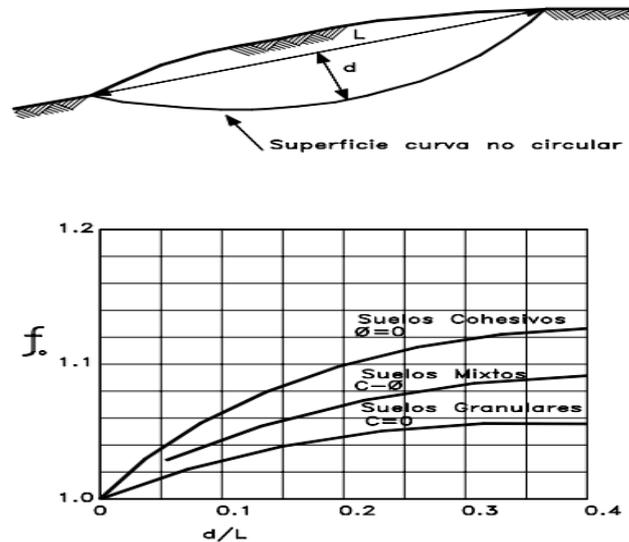


Figura N° 14: Diagrama para determinar el factor “fo” para el método de Janbú

Fuente: Suárez (2009)

El método de Janbú a diferencia de los anteriores satisface solo el equilibrio de los esfuerzos y no el de momentos actuantes.

- Método de Spencer

Este método satisface el equilibrio de momentos como el de esfuerzos. Su procedimiento consiste en la suposición de las fuerzas entre dovelas son paralelas, teniendo el mismo ángulo de inclinación, como se representa en la Figura N° 15 (Suárez, 2009).

Este método es aplicable también para superficies no circulares, plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y la otra de momentos de las que se obtiene los valores de factor de seguridad y la inclinación de fuerzas entre dovelas. Luego de la obtención de estos valores, se calcula las fuerzas individuales sobre cada dovela. Este método se caracteriza por su precisión y su aplicación a diferentes geometrías y perfiles de suelo.

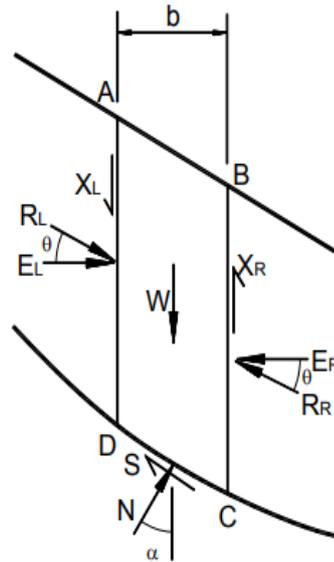


Figura N° 15: Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer
Fuente: Suárez (2009)

- Método de Morgenstern y Price

Este método busca relacionar las fuerzas cortantes y normales entre dovelas. La determinación de los valores de fuerzas entre dovelas supone a este método un poco más preciso que el de Spencer. Por otro lado, esta suposición no tiene efecto sobre el cálculo del factor de seguridad para satisfacer el equilibrio estático (Suárez, 2009).

En la Tabla N° 1 se presentan los diferentes tipos de métodos que usan dovelas para el análisis de estabilidad de taludes.

Tabla N° 1: Métodos que usan dovelas para el análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método emplea la división de la masa de suelo en dovelas, además supone una superficie de falla circular mediante la cual aplicando una sumatoria de todos los momentos resultantes de las fuerzas que se obtiene de cada dovela con respecto a un centro de giro se calcula el factor de seguridad, es por esto que se dice que este método solo satisface el equilibrio de los momentos actuantes mas no el de las fuerzas.

Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	A diferencia de Fellenius, este método sí tiene en cuenta las fuerzas que actúan entre las dovelas, las cuales se consideran en dirección horizontal, sin embargo, esto a su vez implica que no se tome en cuenta a las fuerzas cortantes, es por esto que estas se consideran cero.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de la superficie de falla	De fuerzas	Al igual que el de Bishop, este método de también tiene en cuenta las fuerzas que actúan entre las dovelas, las cuales se consideran en dirección horizontal y tampoco toma en cuenta a las fuerzas cortantes que hay entre las tajadas y se estima como cero, sin embargo, su diferencia radica en que la superficie de falla que supone no es necesariamente circular ya que este método presenta un factor de corrección (f_0) que se le aplica para dar cuenta de estos posibles errores.
Sueco Modificado U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Este método supone que las fuerzas que se generan entre las tajadas o dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Este método supone que la pendiente de la fuerza lateral es la misma para cada dovela. Reacciona exactamente al equilibrio estático, asumiendo que la fuerza resultante entre los cortes es constante, pero tiene una pendiente desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Este método supone que las fuerzas que se generan entre las dovelas obedecen a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Este método supone que las fuerzas verticales cumplen una cierta relación y emplea el método de la división en tajadas o dovelas sobre la masa de suelo analizada con la finalidad de calcular un coeficiente sísmico que es el que se requiere para que se produzca la falla en el talud

Fuente: Suárez (1998)

2.3.10 Análisis Sísmico para Pad de Lixiviación

Los movimientos sísmicos inducen cargas cíclicas que ocasionan fallas en los taludes, ya que producen una disminución en la resistencia del suelo.

Suárez (2009), indicó que para el análisis de estabilidad de taludes se tiene que tener en cuenta cinco factores, los cuales son:

- La magnitud de la fuerza que ocasiona el sismo.
- La disminución de la resistencia del suelo debido al aumento de la presión de poros.
- La disminución de la resistencia del suelo debido a la resistencia debido a la acción de las cargas cíclicas.
- La amplificación de la fuerza sísmica debido a la interacción de esta con suelos blandos.
- El fenómeno de resonancia.

Houston (1987), mencionó que para analizar sísmicamente a un talud se debe evaluar mediante los siguientes métodos:

- Método Pseudo-estático: este método simula a la fuerza sísmica como una fuerza estática aplicada en el talud.
- Método de desplazamiento o deformaciones: este método se sustenta en el concepto de que, si las aceleraciones reales son mayores a la aceleración máxima permitida, estas generan desplazamientos o deformaciones permanentes.
- Método de estabilidad después del sismo: este método se basa en el cálculo de la estabilidad empleando los resultados de la resistencia del suelo determinada con muestras no drenadas y que se sometieron a cargas cíclicas semejantes a las del sismo estimado.
- Método de análisis dinámico: este método se puede realizar tanto en 2 como en 3 dimensiones, teniendo como resultados de estos análisis a los esfuerzos y deformaciones permanentes.

2.3.11 Análisis Pseudo-estático

Este procedimiento consiste en realizar un análisis de estabilidad de taludes, generalmente por el método de equilibrio límite, donde se calcula un factor de seguridad a una pila de lixiviación en el que se le agrega la aplicación de una fuerza de inercia horizontal estática a la masa de deslizamiento potencial, Esta fuerza se expresa como el producto de un coeficiente sísmico (k) y el peso de masa deslizante potencial, la cual representa los efectos desestabilizadores de un terremoto de diseño en la estructura de la pila, es

decir que el enfoque se basa en la obtención de un coeficiente (k) que represente la carga sísmica.

2.3.12 Análisis de deformaciones permanentes

El concepto general de diseño sísmico de un proyecto de lixiviación en pilas se ha desplazado a niveles de desplazamiento permisibles específicos en lugar de un factor de seguridad. Las plataformas de lixiviación en pilas y su sistema de revestimiento se consideran más sensibles a los desplazamientos inducidos por sísmicos que otras instalaciones mineras debido al potencial de desgarro de la geomembrana durante los eventos sísmicos.

Para el caso de una plataforma de lixiviación en pilas, se debe calcular los desplazamientos inducidos por el sismo mediante nuevas metodologías que se enfocan en determinar los desplazamientos permanentes inducidos, tales como el de bloque rígido, desacoplado y acoplado. Para ejecutar los análisis mediante estas metodologías se debe evaluar adecuadamente los parámetros dinámicos del mineral lixiviado, ya que estos son críticos al momento de calcular los desplazamientos permanentes inducidos por el sismo.

Murphy (2010), definió tres enfoques para estimar los desplazamientos inducidos por sismos:

- Análisis de bloque rígido: uno de los métodos más reconocibles para evaluar este tipo de análisis es el método de Newmark (1965).
- Análisis desacoplado: uno de los métodos más utilizados para evaluar este tipo de análisis es el método de Makdisi y Seed (1977).
- Análisis acoplado: el método de Bray y Travararou (2007) y los análisis dinámicos utilizando métodos numéricos son los más empleados para este tipo de análisis.

A continuación, se describen los métodos para analizar los desplazamientos inducidos por sismos:

2.3.12.1 Método de Newmark (1965)

Este método consiste en representar a la masa deslizante que se desliza sobre una superficie de falla como si fuera un bloque rígido que se mueve sobre un plano inclinado tal como se muestra en la Figura N° 16.

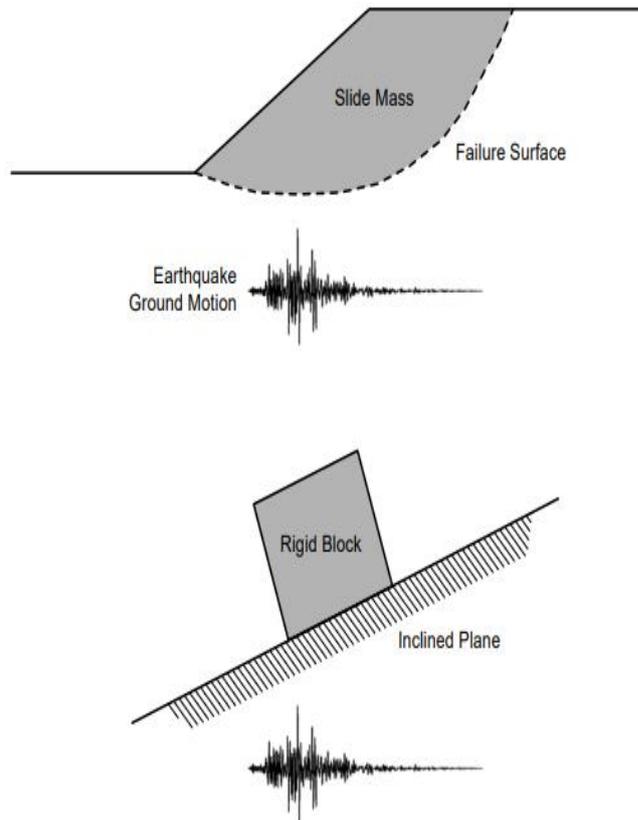


Figura N° 16: Analogía del bloque deslizante de Newmark

Fuente: Murphy (2010)

Este método asume que la masa deslizante se mueve en el momento en que las aceleraciones del sismo de diseño superen a la aceleración de fluencia “ K_y ”, ya que en ese instante se iniciará el movimiento y se detendrá cuando sean menores.

Por lo tanto, los desplazamientos permanentes inducidos por sismo se calculan como la doble integración de la diferencia entre las aceleraciones del sismo de diseño y la aceleración de fluencia “ k_y ” a lo largo de todo el registro tiempo-historia tal como se muestra en la Figura N° 17.

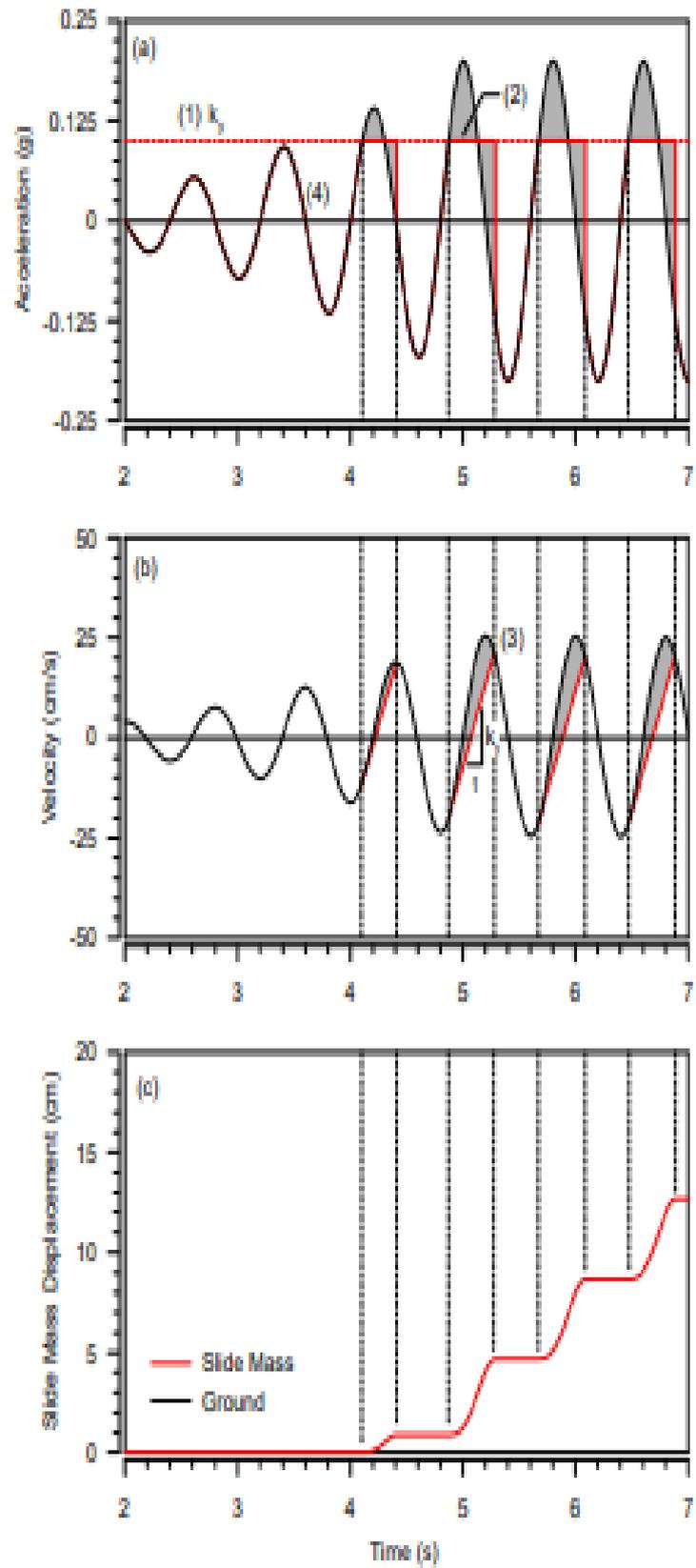


Figura N° 17: Procedimiento de cálculo para los desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante el método de Newmark

Fuente: Murphy (2010)

2.3.12.2 Método de Makdisi y Seed (1977)

Makdisi y Seed (1977), formularon un método desacoplado que consta de dos procedimientos, el primero es un análisis de respuesta dinámica, el cual se realiza para cuantificar la aceleración máxima en la cresta experimentada por la masa deslizante y su periodo fundamental, y el segundo es un procedimiento para el cual se desarrollaron una serie de gráficos de cálculo basados en el análisis de tres registros de terremotos con diferentes magnitudes. Uno de dichos gráficos evalúa las aceleraciones sísmicas que experimenta la masa deslizante en función de la profundidad de la superficie de deslizamiento y la aceleración máxima de la cresta del Pad, y el otro gráfico se utiliza para estimar los SIPD con respecto al período fundamental del Pad tal como se muestran en las Figura N° 18 y Figura N° 19.

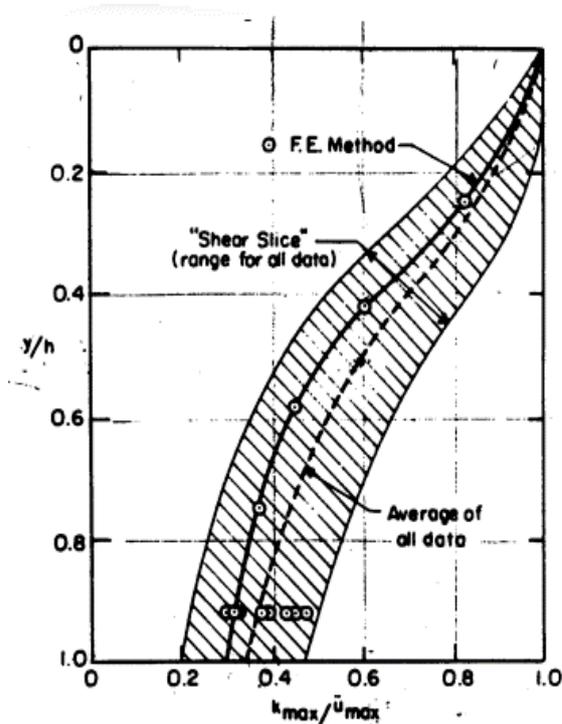


Figura N° 18: Variación de la aceleración máxima con la profundidad de la masa deslizante

Fuente: Makdisi y Seed (1977)

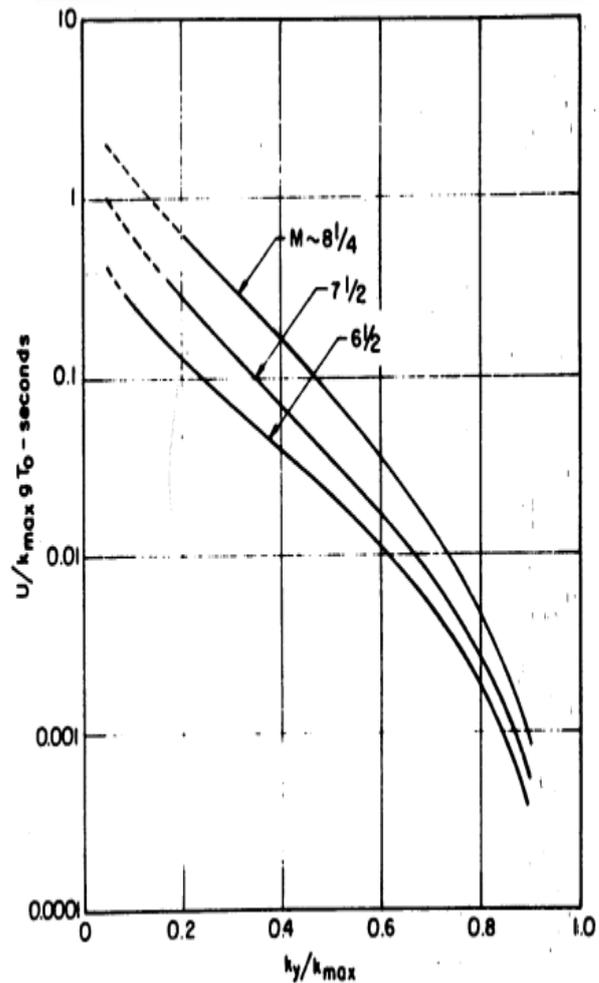


Figura N° 19: Variación del desplazamiento permanente con la aceleración de fluencia

Fuente: Makdisi y Seed (1977)

Este método todavía se usa ampliamente para una amplia gama de estructuras, principalmente debido a su simplicidad, a pesar de que solo se desarrolló para presas y terraplenes.

2.3.12.3 Método de Bray - Travararou (2007)

Bray y Travararou (2007), presentaron un modelo acoplado simplificado para estimar los SIPD basado en el método de Newmark. Este método involucra un modelo de falla por bloque, el cual que se desliza sobre una superficie acoplada no lineal (Bray, 2007).

Este procedimiento puede representar el comportamiento dinámico de estructuras como presas, botaderos o plataformas de lixiviación, estas últimas generalmente se diseñan con sistemas de revestimientos, los cuales controlan su mecanismo de falla, limitando así los desplazamientos máximos permitidos.

Bray y Travasarou (2007), señalaron que una de las mayores incertidumbres que se tienen al momento de evaluar una estructura es el evento sísmico, es por esto que se basaron en una data de más de 688 registros de terremotos y concluyeron que la medida del suelo más eficiente es la aceleración espectral para un cierto período degradado de la masa deslizante. El método expresa la resistencia sísmica del talud de la estructura a través de su aceleración de fluencia (k_y) y período fundamental de la estructura (T_s).

Bray y Travasarou (2007), indicaron que para el cálculo del T_s , se puede estimar utilizando las expresiones de $T_s = 4H/V_s$ para el caso de un bloque de masa deslizante que posea una forma trapezoidal o de segmento circular y si esta tiene una forma triangular se usa $T_s = 2.6H/V_s$, tal como se muestra en la Figura N° 20.

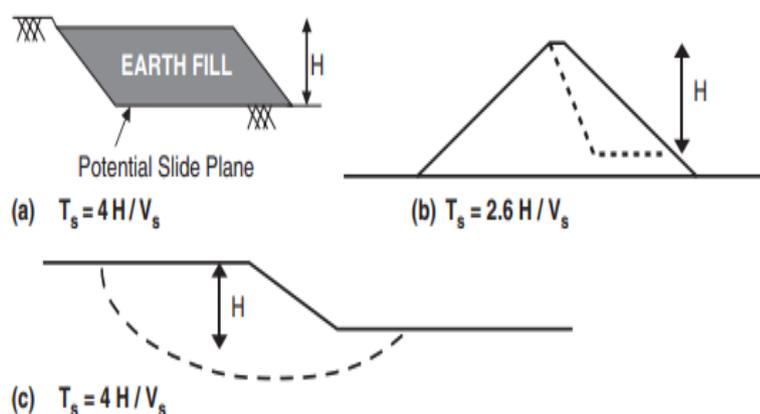


Figura N° 20: Estimación del período fundamental inicial para bloques deslizantes
Fuente: Bray y Travasarou (2007)

Utilizando los parámetros anteriormente mencionados como entrada, Bray y Travasarou (2007) presentaron una fórmula para estimar los SIPD, la cual se presenta a continuación:

$$\ln(D) = - 1.10 - 2.83 \ln(ky) - 0.333(\ln(ky))^2 + 0.566 \ln(ky) \ln(Sa(1.5Ts)) + 3.04 \ln(Sa(1.5Ts)) - 0.244 (\ln(Sa(1.5Ts)))^2 + 1.5Ts + 0.278(M - 7) \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

M = magnitud del movimiento sísmico.

D = desplazamiento permanente (en cm).

Sa(1.5Ts) = Aceleración espectral del movimiento sísmico en el periodo fundamental degradado de la masa deslizando (en g).

Ts = Periodo fundamental de la masa deslizando (en s).

Ky = Aceleración de fluencia (en g).

2.3.12.4 Método de Bray – Macedo - Travararou (2017)

Este método es una variante del método de Bray – Travararou (2007) para sismos de interfaz en subducción como los que ocurren en el Perú, los autores formularon una ecuación para calcular los SIPD, la cual se presenta a continuación:

$$\ln(D) = - 6.896 - 3.353 \ln(ky) - 0.390(\ln(ky))^2 + 0.538 \ln(ky) \ln(Sa(1.5Ts)) + 3.060 \ln(Sa(1.5Ts)) - 0.255 (\ln(Sa(1.5Ts)))^2 + 3.081Ts - 0.803(Ts)^2 + 0.550(M) \dots\dots\dots (5)$$

Donde:

M = magnitud del movimiento sísmico.

D = desplazamiento permanente (en cm).

Sa(1.5Ts) = Aceleración espectral del movimiento sísmico en el periodo fundamental degradado de la masa deslizando (en g).

Ts = Periodo fundamental de la masa deslizando (en s).

Ky = Aceleración de fluencia (en g).

2.3.13 Análisis Post-sismo

El análisis post-sismo evalúa la estabilidad del talud/pendiente inmediatamente después del terremoto de diseño. El análisis se realiza asumiendo un porcentaje de reducción en los parámetros de resistencia de los materiales.

2.3.14 Análisis de estabilidad mediante métodos numéricos

Debido a que generalmente los mecanismos de falla en los taludes son muy amplios debido a todos los factores que se deben considerar, se debe aplicar una metodología mucho más eficiente que los MEL, estas son las aplicaciones de los métodos numéricos.

Las fallas que se generan en los taludes son progresivas, es decir que se desarrollan dependiendo del factor tiempo, mas no comienza la falla al mismo tiempo como es que lo suponen los MEL. Entonces, los métodos numéricos son útiles para analizar estas fallas progresivas ya que permiten desarrollar un estudio más real del comportamiento en el talud (Suárez, 2009).

Suárez (2009), clasificó a los métodos numéricos en las siguientes categorías:

a) Método de Elementos Finitos (MEF)

El método de elementos finitos resuelve muchas de las deficiencias de los MEL. El MEF esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos, estos elementos se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. Generalmente este método es empleado utilizando la formulación de desplazamientos, con esto se presentan resultados como esfuerzos y desplazamientos de los puntos nodales. La falla que se obtiene es progresiva, es decir que no todos los elementos fallan al mismo tiempo. Aunque es una herramienta muy potente, su utilización es muy compleja, pero a lo largo del tiempo se ha ido popularizando para resolver problemas prácticos (Suárez, 1998).

Los elementos finitos son muy útiles ya que permiten que mediante su utilización se puedan analizar diversas formas de falla de un talud, también existen la aplicación de los MEF en tres direcciones (3D), la cual

permite analizar muchas de las condiciones que los MEL no pueden suponer.

Suárez (1998), indicó que un análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características:

- Se debe satisfacer las condiciones de equilibrio de esfuerzos en cada punto, para lo cual se usa la teoría elástica permitiendo describir los esfuerzos y deformaciones. Además, se requiere que se tenga la relación esfuerzo – deformación para poder predecir el nivel de esfuerzos.
- Se debe satisfacer las condiciones de los esfuerzos de frontera.

El análisis ya sea en una dirección o en dos direcciones supone al esfuerzo y la deformación sobre las paredes laterales del modelo como cero, por lo tanto, es necesario que existan estas condiciones para poder simular las condiciones de campo. Las mallas que se analizan para la realización del MEF presentan elementos de tamaño uniforme con anchos(w) y alturas(h) iguales. Los resultados que se obtienen se deben a la forma y el tamaño que se les da a los elementos en el modelo. Se conoce que mientras más pequeños sean los elementos, los niveles de esfuerzos tensionales en la cresta del talud serán mucho mayores. Uno de los factores o quizá el más influyente es la altura del elemento, para lo cual se recomienda suponer a este como mínimo diez niveles de elementos entre el pie y la cabeza del talud para con esto poder obtener una simulación precisa del comportamiento del talud analizado (Suárez, 1998).

En la Figura N° 21 se muestra una malla típica para el análisis de un talud por elementos finitos.

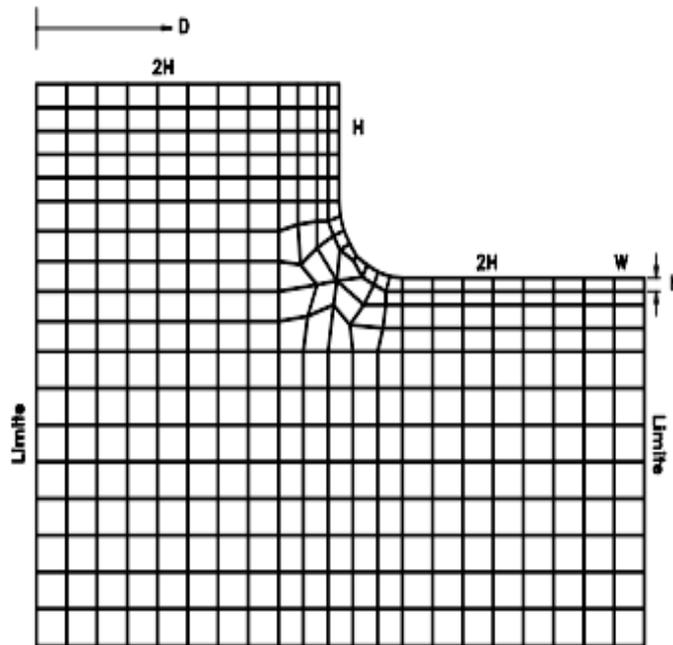


Figura N° 21: Malla típica 2D para el análisis de un talud vertical por elementos finitos
Fuente: Suárez (2009)

b) Método de Diferencias Finitas (MDF)

En este método, la representación de los materiales se da por zonas, las cuales forman una malla con respecto a su geometría y se puede determinar relaciones esfuerzo -deformación. El MDF se calcula básicamente con el esquema de Lagrange, el cual permite el modelamiento de deformaciones a gran escala y el colapso de los materiales. A excepción del análisis de flujo o consolidación, el MDF no es muy empleado en la estabilidad de taludes (Suárez, 2009).

c) Método de Elementos de Borde (MEB)

Para materiales discontinuos o fracturados, este método es muy utilizado, también es una opción alternativa al MEF. Se puede modelar las fracturas e interfaces que existen entre los materiales que componen el talud a analizar, sin embargo, hay poca experiencia en el desarrollo del MEB, es por esto que generalmente se utiliza el MEF para el análisis de la estabilidad de taludes, aunque también se pueden utilizar estos dos métodos de forma combinada. Esta combinación se obtiene discretizando el material ya sea suelo o roca dentro de una zona de interés (Suárez, 2009).

2.4 Definición de términos básicos

- Talud: Se le llama talud a una superficie de suelo que presenta una inclinación.
- Banquetas: Son superficies que se le aplican a un talud para mejorar su estabilidad.
- Cohesión: Es un parámetro de resistencia del suelo que tiene que ver con la atracción de las partículas del material y es una propiedad importante de los suelos cohesivos.
- Ángulo de fricción: Es un parámetro de resistencia del suelo que permite conocer el ángulo de inclinación que permite aun material estar en reposo y es una propiedad importante de los suelos granulares.
- Fuerzas cortantes: Estas fuerzas se desarrollan internamente en el suelo debido a una fuerza que actúa en forma paralela a la superficie donde esta se aplica.
- Fuerzas normales: Estas fuerzas se desarrollan internamente en el suelo debido a una fuerza que actúa en forma perpendicular a la superficie donde esta se aplica.
- Esfuerzo cortante: Es el esfuerzo que se desarrolla en un suelo debido a la aplicación de una fuerza cortante sobre sobre un área determinada.
- Nivel freático: Esto representa el nivel superior que existe en un acuífero o agua subterránea.
- Granulometría: Es el proceso en el cual se mide y se gradúa las partículas de un suelo y que permite una clasificación y descripción de un material de suelo.
- Peso Específico: Es el peso de un material por unidad de volumen.
- Permeabilidad: es una propiedad geotécnica de un suelo que describe la facilidad de un material al momento de atravesado por un fluido que comúnmente es agua.
- Mineral: Sustancia natural sólida de origen inorgánico de composición química específica y homogénea.
- Estudio de Peligro Sísmico: Es un estudio que permite medir la probabilidad de ocurrencia de una cierta aceleración de un suelo debido a la acción de un sismo.
- Aceleración de fluencia: es un coeficiente sísmico, el cual al aplicarlo a una estructura mediante un análisis pseudo-estático resulta en esta un factor de seguridad igual a 1.

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis Principal

El método de estabilización 2.5H:1V es la alternativa más óptima que debe aplicarse en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.

3.1.2 Hipótesis Secundarias

- a) El método de estabilización 2.5H:1V presenta los factores de seguridad más óptimos para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.
- b) El método de estabilización 2.5H:1V presenta los desplazamientos permanentes inducidos por sismos más óptimos para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo y método de investigación

Tipo

Según su propósito o finalidad la investigación es del tipo Básica ya que solo se realizará el diseño y análisis de estabilidad, pero no habrá aplicación real (construcción). En términos de Gómez (2012) “una investigación básica, pura o fundamental desarrolla teorías, presenta amplias generalizaciones y realiza formulaciones hipotéticas de aplicación posterior. Es un proceso formal y sistemático” (p.88).

Nivel

Según el nivel de desarrollo del tema a investigar, Campos (2017) plantea que existen cuatro tipos de investigaciones en base al abordaje del objeto, las cuales son: investigación exploratoria, descriptiva, correlacional y explicativa. En base a lo anterior se clasifica a esta investigación como explicativa, ya que se explicará el procedimiento del diseño y además se verificará la hipótesis aplicando una simulación en un software y así ofrecer el entendimiento completo del fenómeno.

4.2 Relación entre variables

La estabilidad del área de ampliación del Pad de Lixiviación A depende de los métodos de estabilización física, ya que la implementación de estos interviene directamente en el comportamiento de la estabilidad del Pad.

4.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Se han usado técnicas bibliográficas, es decir, búsqueda ya sea de libros, tesis relacionadas al tema de investigación, por otro lado, para la aplicación del modelo de estabilidad física se usó como instrumentos a los resultados obtenidos de las investigaciones geotécnicas que se realizaron anteriormente en el Pad. Además, se realizó un modelamiento en un software que permitió verificar la estabilidad física de cada uno de los métodos de estabilización que se le implemento al área de ampliación del Pad de Lixiviación A.

4.4 Procedimientos para la recolección de datos

Con toda la información obtenida, se clasificó y se utilizó lo más relevante para el desarrollo de la tesis, también se realizó la compilación de datos en base los estudios

de investigaciones geotécnicas que se desarrollaron con anterioridad en el Pad de Lixiviación - A.

4.5 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Se obtuvo la información de puntos de muestreo, resultados de diferentes ensayos de laboratorio que se encuentran en los estudios de investigaciones geotécnicas que se hicieron previamente en el Pad, así como también con la teoría y los antecedentes del tema. El modelamiento geotécnico se realizó con el software SLOPE/W perteneciente a Geostudio, para el análisis de estabilidad del Pad de Lixiviación y para el cálculo de desplazamientos se utilizó el software Displa-Quake y hojas de cálculo en Excel.

Para el diseño y dibujo se realizó con el software AUTOCAD CIVIL 3D perteneciente a Autodesk.

CAPÍTULO V: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

5.1 Descripción de la zona de ubicación

El Pad de lixiviación - A se encuentra ubicado en los distritos de Chaviña y Sancos, provincia de Lucanas, departamento de Ayacucho con una elevación que varía entre los 4100 metros sobre el nivel del mar (msnm) a 4300 msnm. La Figura N° 22 muestra la ubicación del proyecto.

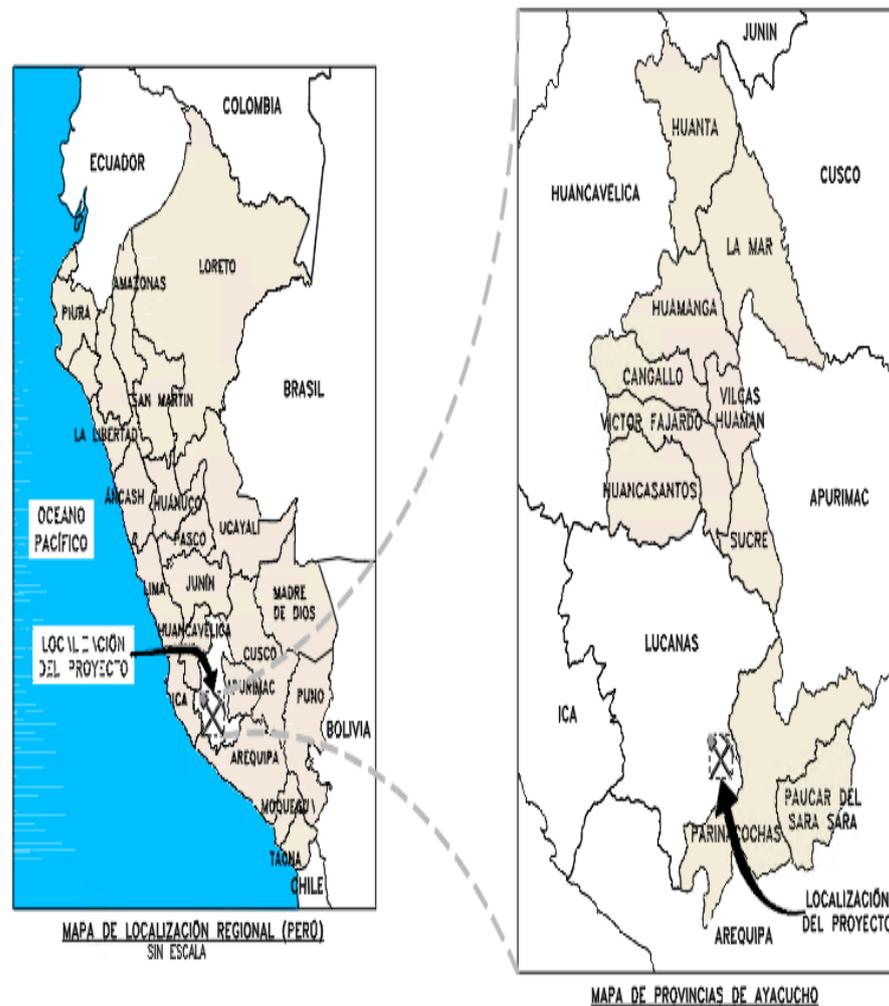


Figura N° 22: Mapa de ubicación del proyecto

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D

En la Figura N° 23, se muestra la vista panorámica del Pad de lixiviación existente, vista de sur a norte.



Figura N° 23: Vista panorámica del Pad de lixiviación existente

Fuente: Google Earth

En la Figura N° 24, se muestra la ubicación general del área de ampliación y el Pad de lixiviación existente.

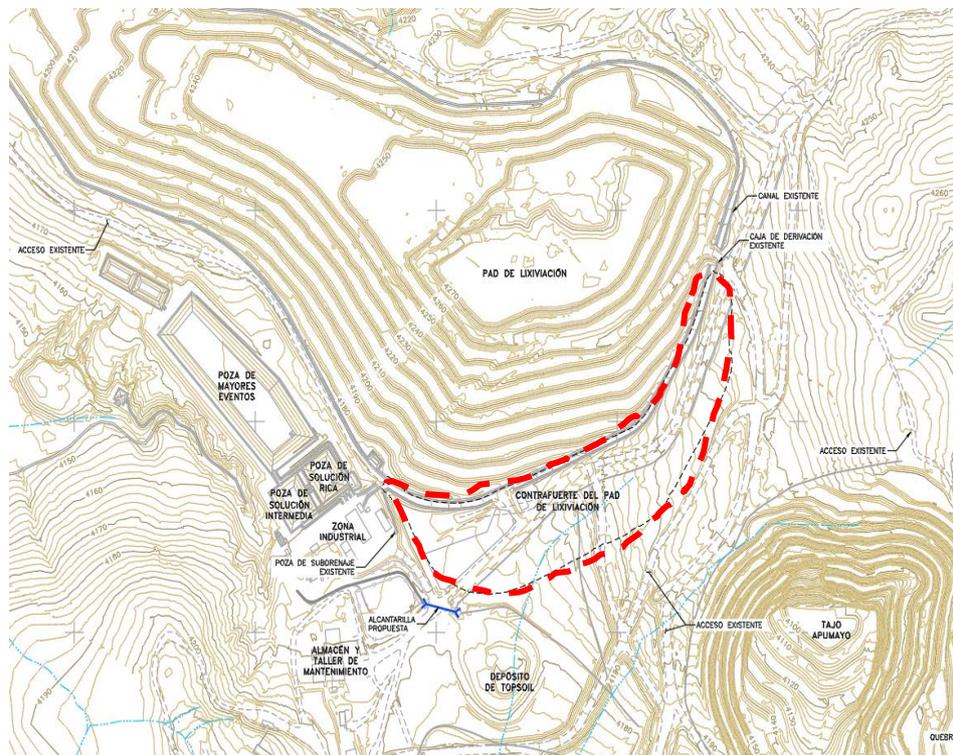


Figura N° 24: Ubicación General del área de ampliación del Pad de lixiviación

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D

5.2 Investigaciones Geotécnicas

Se realizaron investigaciones geotécnicas con la finalidad de determinar la caracterización de los materiales que conforman las zonas de fundación, interfase y mineral del Pad de Lixiviación – A y el área de ampliación del mismo.

5.2.1 Perforaciones

Como parte del diseño inicial, se llevó a cabo la ejecución de perforaciones geotécnicas distribuidas en los alrededores del Pad de Lixiviación existente con la finalidad de conocer la condición del material de fundación del Pad - A.

5.2.2 Calicatas

Se ejecutaron calicatas, cuyas profundidades varían entre 3.0 m y 4.0 m. En cada una de las calicatas se tomaron muestras representativas disturbadas para la ejecución de ensayos de laboratorio. Por otro lado, se hicieron calicatas con la finalidad de realizar la caracterización geotécnica del mineral en cada fase del Pad.

5.2.3 Ensayos de Densidad de Campo y Toma de Muestras

Se realizaron ensayos de densidad de campo utilizando el método del cono de arena y el método por reemplazo de agua en los puntos de muestreo para obtener la densidad húmeda del mineral, así como también se ejecutó la toma de muestras inalteradas en bloque, con las cuales se llevaron a cabo ensayos de densidad in-situ para caracterizar el material de Over Liner y Soil Liner existentes en el Pad.

5.2.4 Ensayos de Clasificación de Suelos

Con las muestras extraídas de los ensayos anteriores se realizaron ensayos de laboratorio, con los cuales se obtuvieron resultados de contenido de humedad, límites de Atterberg, análisis granulométrico y la nomenclatura por clasificación SUCS que se utilizaron para la investigación.

5.2.5 Ensayos de Compresión triaxial CD y CU

Para obtener los parámetros de resistencia del material en el Pad - A, se ejecutaron ensayos de compresión triaxial tipo CU (consolidado no drenado) con medición de presión de poros y ensayos de compresión triaxial CD (consolidado drenado). La medición de presión de poros permitió obtener las

envolventes y los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos y totales.

5.2.6 Ensayos de Corte directo a gran escala

Con la finalidad de conocer la resistencia del contacto entre el material de revestimiento (Soil Liner) y la geomembrana instalada durante la construcción del Pad - A, se asumieron resultados en base a otros ensayos de interfase realizados en proyectos similares. La geomembrana utilizada para la zona de interfase es polietileno de baja densidad (LLDPE) texturizada en una cara (SST) de 1.50 mm. En la Tabla N° 2 y Tabla N° 3 se muestran los resultados de los ensayos de interfase.

Tabla N° 2: Resultados de los ensayos de Interfase

Muestra	Interfase	Pico		Residual	
		Cohesión (Kpa)	Ángulo de Fricción	Cohesión (Kpa)	Ángulo de Fricción
AP-01	(Arcilla / Geomembrana LLDPE Texturizada en una cara de 60 mil)	12.5	32.4	24.1	20.9

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3: Resultados de los esfuerzos en los ensayos de corte directo a gran escala

Muestra	Interfase	Esfuerzo Normal (Kpa)	Esfuerzos de Corte	Esfuerzos de Corte
			Valores Pico (Kpa)	Valores Post Pico (Kpa)
AP-01	Soil Liner - Geomembrana	103.7	71.9	57.6
		207.4	150.7	103.5
		414.7	277.1	196.3
		663.4	430.7	270.4

Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 25 se muestran las curvas resultantes de los ensayos de interfase para resistencias pico y post-pico.

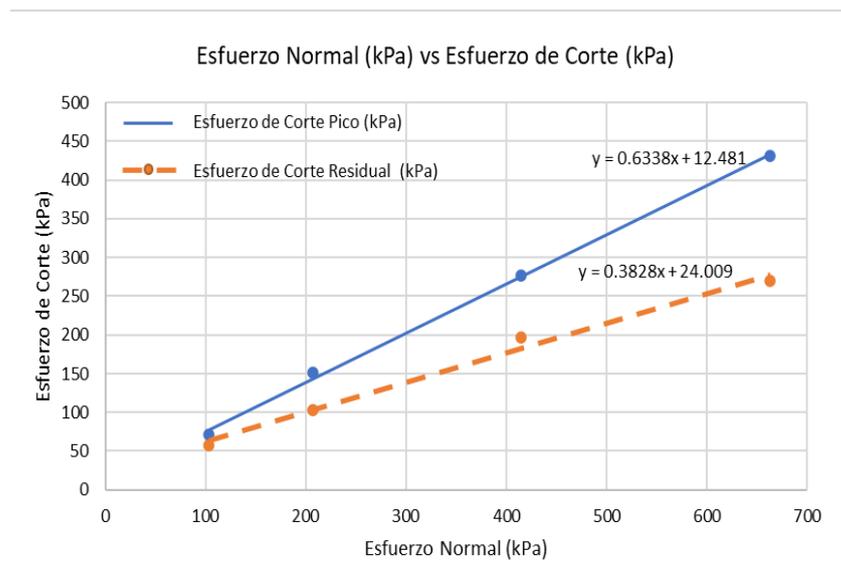


Figura N° 25: Resistencias Pico y Post - pico

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

5.3 Investigaciones Geofísicas

Se realizaron investigaciones geofísicas, las cuales mediante la medición de la dispersión de las ondas sísmicas determinaron los espesores de los estratos y profundidades que conforman el subsuelo del del Pad de Lixiviación – A y del área de ampliación del mismo.

5.3.1 Ensayos MASW

Para caracterizar el suelo que se encuentra debajo del área de ampliación y a los alrededores se asumieron datos en base a resultados de ensayos MASW realizados en proyectos similares, los cuales se presentan en la Tabla N° 4.

Tabla N° 4: Resumen de los resultados de los ensayos MASW

Ubicación	Sondajes	Estrato Sísmico	V _s (m/s)	Espesor (m)	Clasificación Norma Técnica Peruana E.030
Ampliación del Pad	MASW 01	1	299	7	S2-Suelos Intermedios
		2	498	4	S2-Suelos Intermedios
		3	637	5	S1-Roca o Suelo muy rígido
		4	804	12	S1-Roca o Suelo muy rígido
Sobre el Pad Existente	MASW 02	1	195	7	S2-Suelos Intermedios
		2	305		S2-Suelos Intermedios
		3	462	15	S2-Suelos Intermedios
		4	609	9	S1-Roca o Suelo muy rígido

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 5 se presenta un resumen de las velocidades de onda de corte promedio para los primeros 30 m de profundidad (V_{s30}) y la clasificación del material según el IBC (2015) y la Norma Técnica Peruana E.030 (2016).

Tabla N° 5: Resumen de velocidades de ondas de corte (V_{s30})

Ubicación	Ensayo	V_{s30} (m/s)	Tipo de Suelo		T_s (s)
			IBC (2015)	E.030	
Ampliación del Pad	MASW 01	499	C	S2	0.240
Sobre el Pad Existente	MASW 02	362.3	C	S2	0.331

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados obtenidos de las investigaciones geofísicas, el tipo de material al pie del Pad de Lixiviación – A es clasificado por la propuesta del IBC (2015) como suelo tipo C (suelo muy denso o roca blanda) y por la norma peruana E.030 (2018) como suelo tipo S2 (suelo muy denso o roca blanda).

CAPÍTULO VI: PROPUESTAS DE ESTABILIZACIÓN DEL ÁREA DE AMPLIACIÓN DEL PAD DE LIXIVIACIÓN Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

6.1 Criterios de Análisis

6.1.1 Factores de seguridad

El criterio geotécnico utilizado para evaluar la estabilidad física del contrafuerte del Pad de lixiviación está en función de los factores de seguridad (F.S), estos valores mínimos requeridos por la “Guía Ambiental para Proyectos de Lixiviación en Pilas” del Ministerio de Energía y Minas de Perú. El criterio geotécnico también cumple los valores mínimos requeridos por la norma internacional comúnmente usada en la industria minera para el diseño de Pads de lixiviación y están establecidos en la Canadian Dam Association (CDA). En la Tabla N° 6 se muestra el resumen de los factores mínimos de seguridad.

Tabla N° 6: Factores de seguridad Mínimos

Caso	FS Mínimo	Fuente
Estático	1.30	MINEM (1997)
Pseudo-estático para Fase de Operación y Cierre	1.00	MINEM (1997)
Post Sismo	1.20	CDA (2019)

Fuente: Elaboración propia

6.1.2 Desplazamientos permanentes

Algunos autores recomiendan calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismos utilizando como valores máximos permitidos para las condiciones de operación y de cierre a los que se presentan en la Tabla N° 7.

Tabla N° 7: Desplazamientos máximos permitidos para pilas de lixiviación

Caso	FS Mínimo	Fuente
Fase de Operación	15 cm	Kavazanjian, et. al(2011)
Fase de Cierre	30 cm	Kavazanjian, et. al (2011)

Fuente: Elaboración propia

6.2 Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales de las zonas de fundación, interfase y mineral utilizados en los análisis de estabilidad fueron asumidas en base a resultados de diversos ensayos geotécnicos realizados en proyectos similares. Las propiedades de corte de la interfase del revestimiento (arcilla/geomembrana) provienen de los resultados de laboratorio de los ensayos de corte a gran escala. Para los análisis con superficie de falla en bloque, se ha asumido que los suelos de cimentación son impenetrables de manera que la superficie de falla pasa por el material de menos resistencia (interfase). En la Tabla N° 8 se presenta el resumen de las propiedades de los materiales.

Tabla N° 8: Resumen de Propiedades de los Materiales

Material	Modelo	Peso Unitario (kN/m ³)	Cohesión (Kpa)	Ángulo de Fricción (°)
Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36
Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37
Interfase Arcilla/Geomembrana	Mohr-Coulomb	17	Relación Corte/Normal Post-Pico	
Roca compactada	Mohr-Coulomb	23	0	35
Relleno estructural	Mohr-Coulomb	18	10	34
Sobre revestimiento (Over Liner)	Mohr-Coulomb	18	0	34
Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)			-

Fuente: Elaboración propia

Se asumieron resultados de ensayos de corte directo a gran escala para obtener los parámetros de la interfase soil liner-geomembrana, la zona de interfase está conformada por geomembrana de polietileno de baja densidad (LLDPE, por su sigla en inglés) texturizada en una cara de 60 mil (1.5mm) y una capa de suelo de baja permeabilidad (soil liner) de 0.30m de espesor, donde la cara texturizada de la geomembrana está en contacto con el suelo de baja permeabilidad (soil liner).

6.3 Métodos de Estabilización

En el área de ampliación del Pad de lixiviación - A, se realizaron 03 métodos de estabilización física donde se emplearon diferentes geometrías en el apilamiento de mineral, considerando 03 secciones de análisis para cada uno de ellos.

6.3.1 Secciones Analizadas para los métodos de estabilización

Se analizaron tres (03) secciones críticas: la sección A, sección de máxima pendiente o crítica, de acuerdo al plano de inclinación de la superficie de nivelación y la sección B y C, las cuales han sido seleccionadas debido a que cortan el Pad de lixiviación existente, tal como se muestra en la Figura N° 26 y más a detalle en el Anexo 2. La base del área de ampliación del Pad de lixiviación, se encontrará ubicada sobre un sistema de revestimiento compuesto por geomembrana LLDPE de 60 mil y suelo de baja permeabilidad. Los materiales de cimentación están compuestos por capas de suelo residual con gravas, limos y arcillas, con espesores entre los 12m y 26m, cubriendo el basamento rocoso caracterizado como roca Andesita.

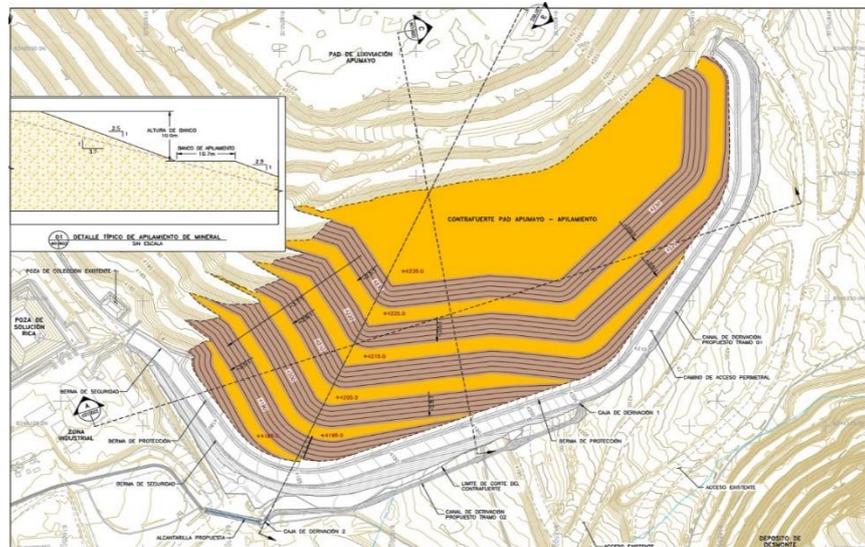


Figura N° 26: Secciones de análisis

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D

6.3.2 Método de Estabilización 1.25H:1V

6.3.2.1 Diseño Geotécnico

Se realizó una propuesta de estabilización para la ampliación del Pad de lixiviación con bancos de apilamiento de 10.7m de ancho y 10.0m

de altura entre ellos, la pendiente de los taludes que se consideró fue de 1.25H:1V, tal como se muestra en la Figura N° 27.

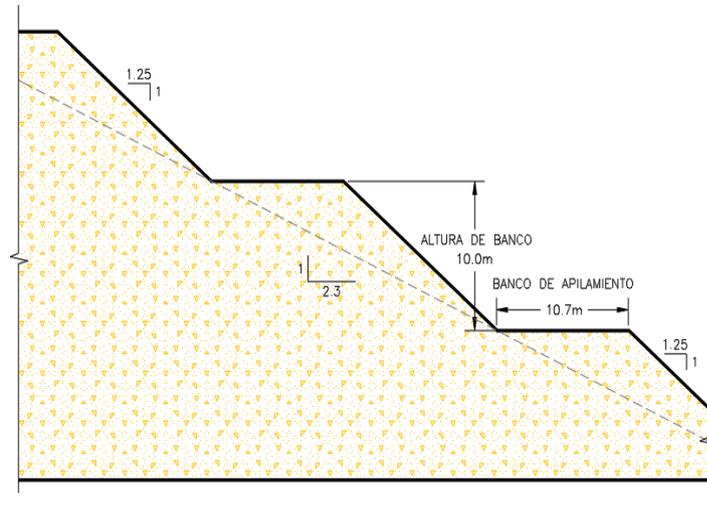


Figura N° 27: Detalle de apilamiento de mineral 1.25H:1V

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D

6.3.3 Método de Estabilización 1.5H:1V

6.3.3.1 Diseño Geotécnico

Se realizó una propuesta de estabilización para la ampliación del Pad de lixiviación con bancos de apilamiento de 10.7m de ancho y 10.0m de altura entre ellos, la pendiente de los taludes que se consideró fue de 1.5H:1V, tal como se muestra en la Figura N° 28.

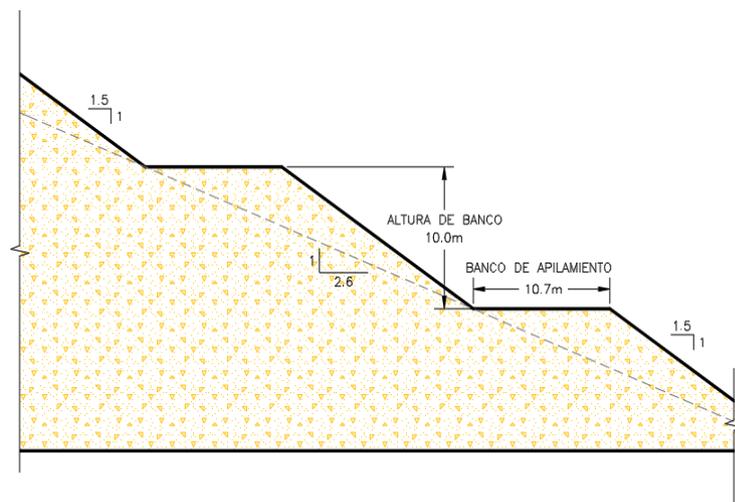


Figura N° 28: Detalle de apilamiento de mineral 1.5H:1V

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D

6.3.4 Método de Estabilización 2.5H:1V

6.3.4.1 Diseño Geotécnico

Se realizó una propuesta de estabilización para la ampliación del Pad de lixiviación con bancos de apilamiento de 10.7m de ancho y 10.0m de altura entre ellos, la pendiente de los taludes que se consideró fue de 2.5H:1V, tal como se muestra en la Figura N° 29.

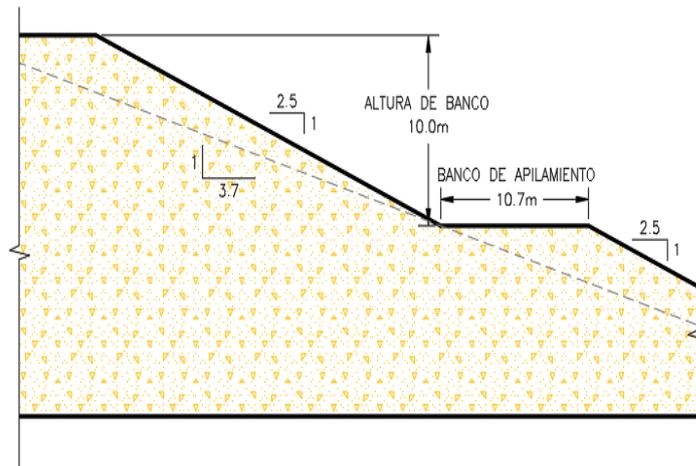


Figura N° 29: Detalle de apilamiento de mineral 2.5H:1V

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D

6.4 Análisis de estabilidad Estático, Pseudo-estático y Post-sismo

6.4.1 Metodología

Los análisis de estabilidad fueron realizados utilizando el software Slope/W, perteneciente a GeoStudio 2018, este software emplea los métodos de equilibrio limite, de los cuales para este análisis se utilizó el método de Morgenstern-Price, debido a que este satisface el equilibrio de fuerzas y momentos. Los análisis se hicieron para condiciones de carga estática, pseudo-estática y post-sismo.

6.4.2 Consideraciones Sísmicas

Para los análisis bajo condiciones sísmicas, se adoptaron resultados en base a estudios de peligro sísmico realizados en proyectos similares, los cuales se muestran en la Tabla N° 9.

Tabla N° 9: Aceleraciones máximas del terreno (PGA) – Suelo muy denso (Tipo C)

Clasificación del Sitio	PGA para Periodos de Retorno	
	Tr = 100 años	Tr = 475 años
Tipo C (Suelo muy denso)	0.260	0.484

Fuente: Elaboración propia

6.4.2.1 Análisis Pseudo-estático

Hynes y Franklin (1984), recomendaron utilizar como coeficientes sísmicos al 50% de las aceleraciones pico de diseño, los cuales se muestran en la Tabla N° 10.

Tabla N° 10: Coeficientes sísmicos para análisis Pseudo-estático – Suelo muy denso (Tipo C)

Clasificación del Sitio	Coeficiente Sísmico	
	Tr = 100 años	Tr = 475 años
Tipo C (Suelo muy denso)	0.130	0.242

Fuente: Elaboración propia

6.4.2.2 Análisis Post-sismo

El análisis post-sismo evalúa la estabilidad del talud inmediatamente después del terremoto de diseño. El análisis se realizó asumiendo una reducción del 20% en los parámetros de resistencia de los materiales.

6.4.3 Resultados de Estabilidad

Se realizó el modelo en el software Slope/W, donde se calcularon los factores de seguridad (F.S) de las 3 secciones de análisis para cada método de estabilización, los cuales se presentan en la Tabla N° 11, Tabla N° 12 y Tabla N° 13. Los resultados de las corridas de estabilidad se muestran a detalle en el Anexo 3.

Tabla N° 11: Resultados de los análisis de estabilidad - sección AA

Falla	Talud	Factor de Seguridad			
		F.S. Estático Mín.: 1.3	Pseudo - Estático (Tr=100años) Mín.: 1.0	Pseudo - Estático (Tr=475años) Mín.: 1.0	Post - Sismo Mín.: 1.2
CIRCULAR	H:V 1.25:1	1.85	1.35	1.07	1.46
	H:V 1.5:1	2.02	1.45	1.14	1.55
	H:V 2,5:1	2.63	1.7	1.28	2.15
BLOQUE	H:V 1.25:1	1.73	1.24	0.98	1.46
	H:V 1.5:1	1.84	1.30	1.00	1.60
	H:V 2,5:1	2.33	1.5	1.12	2.07

Fuente: Elaboración propia

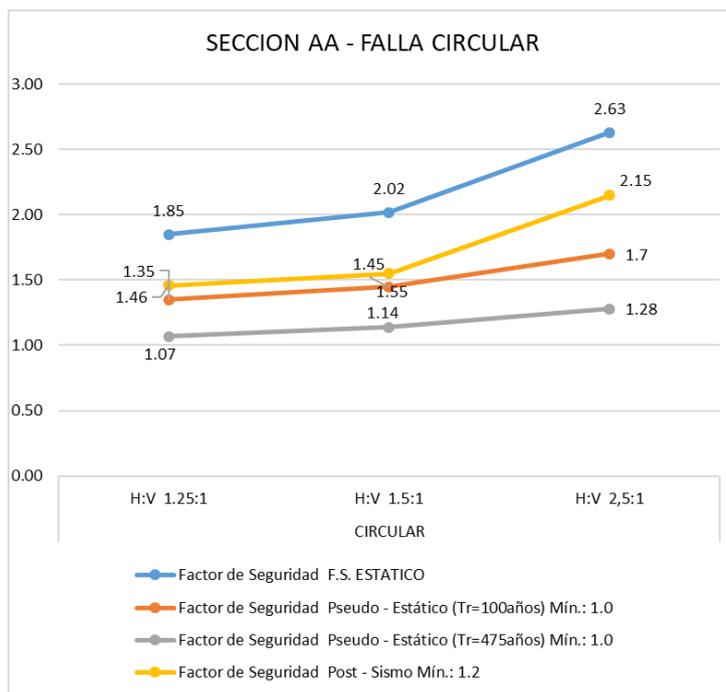


Figura N° 30: Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección AA - Falla Circular
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

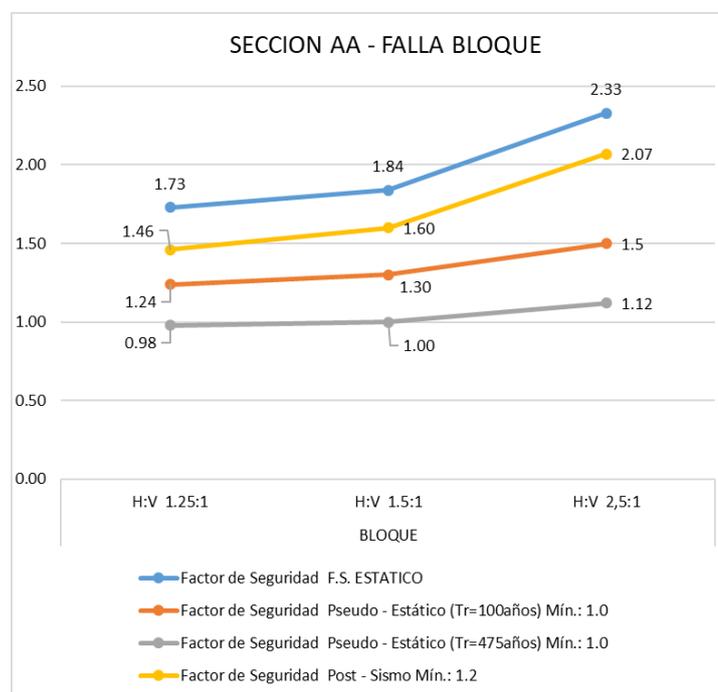


Figura N° 31 : Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección AA - Falla por bloque
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Tabla N° 12: Resultados de los análisis de estabilidad - sección BB

Falla	Talud	Factor de Seguridad			
		F.S. Estático Mín.: 1.3	Pseudo - Estático (Tr=100años) Mín.: 1.0	Pseudo - Estático (Tr=475años) Mín.: 1.0	Post - Sismo Mín.: 1.2
CIRCULAR	H:V 1.25:1	1.89	1.35	1.06	1.49
	H:V 1.5:1	2.02	1.43	1.12	1.60
	H:V 2,5:1	3.30	1.98	1.45	2.65
BLOQUE	H:V 1.25:1	1.85	1.32	1.04	1.49
	H:V 1.5:1	1.96	1.37	1.07	1.60
	H:V 2,5:1	2.90	1.74	1.28	2.58

Fuente: Elaboración propia

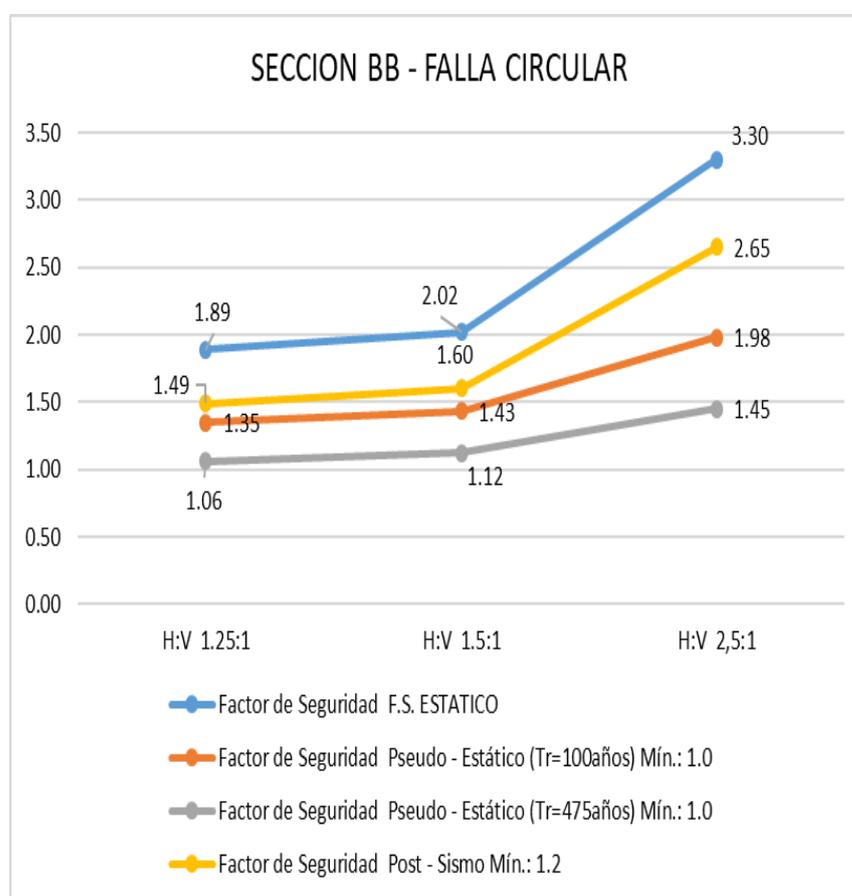


Figura N° 32 : Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección BB – Falla circular

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

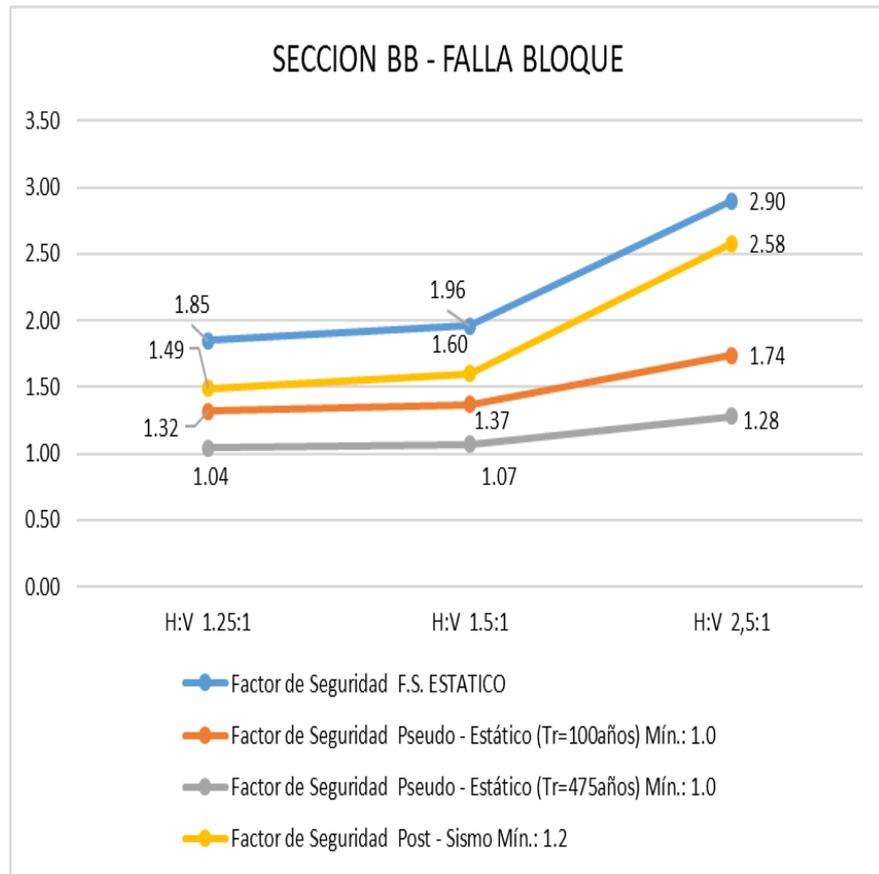


Figura N° 33: Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección BB - Falla por bloque

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Tabla N° 13: Resultados de los análisis de estabilidad - sección CC

Falla	Talud	Factor de Seguridad			
		F.S. Estático Mín.: 1.3	Pseudo - Estático (Tr=100años) Mín.: 1.0	Pseudo - Estático (Tr=475años) Mín.: 1.0	Post - Sismo Mín.: 1.2
CIRCULAR	H:V 1.25:1	1.77	1.30	1.04	1.40
	H:V 1.5:1	1.98	1.40	1.10	1.56
	H:V 2,5:1	2.65	1.76	1.34	2.10
BLOQUE	H:V 1.25:1	1.76	1.29	1.03	1.40
	H:V 1.5:1	1.90	1.36	1.08	1.56
	H:V 2,5:1	2.52	1.65	1.25	2.10

Fuente: Elaboración propia

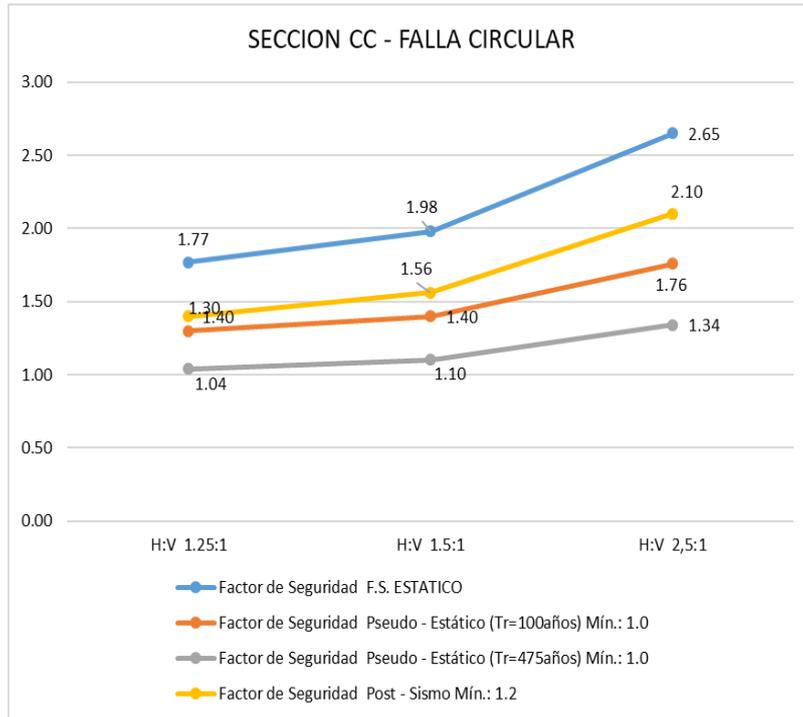


Figura N° 34: Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección CC – Falla circular
 Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

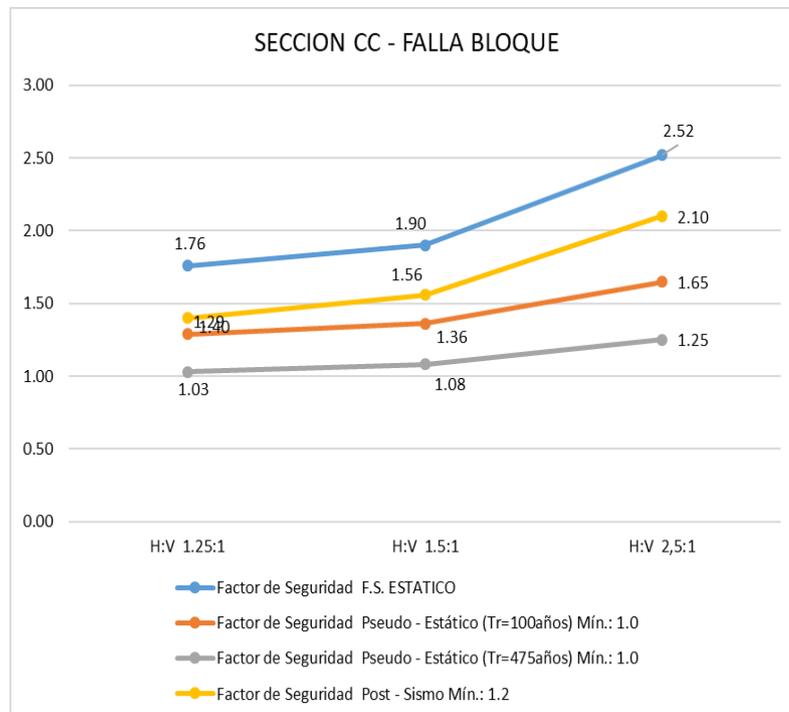


Figura N° 35: Gráfico de resultados de factores de seguridad de la sección CC - Falla por bloque
 Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

6.4.4 Discusión de resultados

De acuerdo a los resultados presentados en la Tabla N° 11, Tabla N° 12 y Tabla N° 13, se determinó que para el método de estabilización 1.25H:1V en la sección de análisis AA, muestra factores de seguridad que no cumplen con los valores mínimos requeridos es por ello que se considera este método inestable. Por otro lado, el método 1.5H:1V en base al análisis Pseudo-estático presenta algunos F.S=1.0 o ligeramente por encima de 1.0, lo que muy por el contrario sucede en el método 2.5H:1V, el cual presenta factores de seguridad muy por encima de los valores mínimos requeridos, con lo cual este último método es más estable que los otros.

6.5 Análisis de Desplazamientos Permanentes Inducidos por Sismos

6.5.1 Método de Newmark (1965)

Para la realización de este método, primero se calculó las aceleraciones de fluencia “Ky”, cuyos resultados se muestran en la Tabla N° 14.

Tabla N° 14: Aceleraciones de Fluencia “Ky” para el Método de Newmark

Alternativa	Ky (g)		
	Sección AA	Sección BB	Sección CC
H:V 1.25:1	Falla por Bloque 0.23	Falla por Bloque 0.26	Falla por Bloque 0.30
H:V 1.5:1	0.25	0.27	0.32
H:V 2.5:1	0.30	0.35	0.35

Fuente: Elaboración propia

Luego, se escaló el sismo de Lima de 1974 con respecto al espectro de peligro uniforme tal como se muestra en el Anexo 4, para un $T_r=100$ años y $T_r=475$ años (condición de operación y cierre), de tal manera que se obtuvo mediante el software SeismoMatch 2021 un registro sísmico de diseño para los $T_r=100$ años y $T_r=475$ años tal como se muestran en la Figura N° 36 y Figura N° 37.

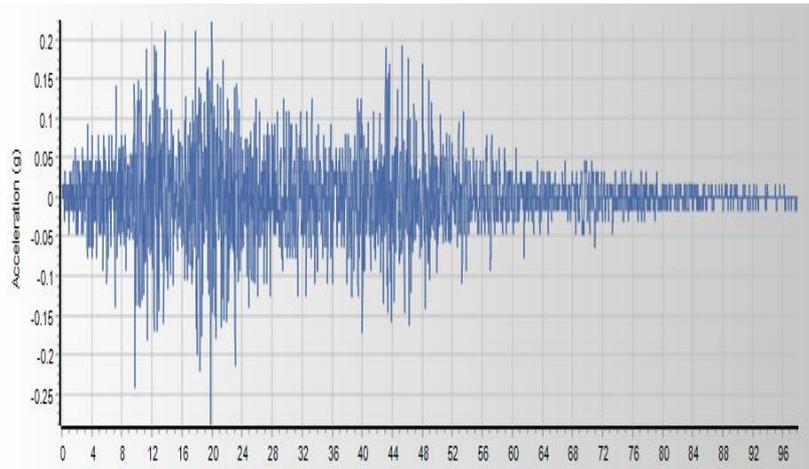


Figura N° 36: Registro sísmico de diseño – $Tr = 100$ años

Fuente: Elaboración propia utilizando el software SeismoMatch 2021

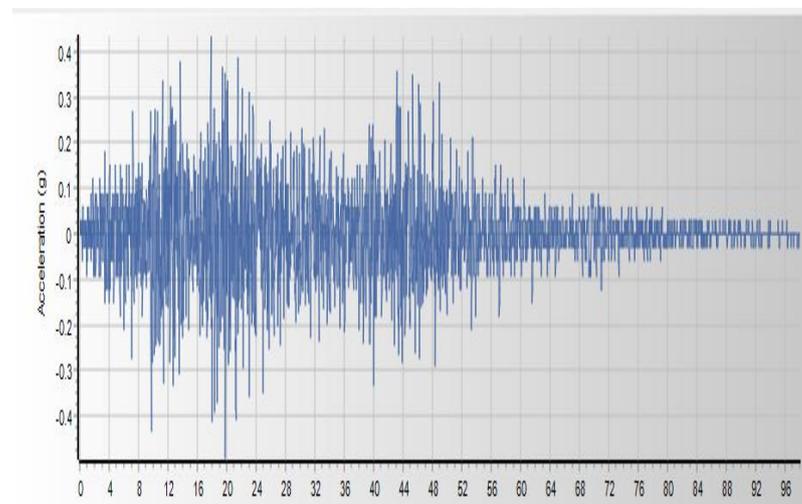


Figura N° 37: Registro sísmico de diseño – $Tr = 475$ años

Fuente: Elaboración propia utilizando el software SeismoMatch 2021

Por último, se calculó los desplazamientos mediante el siguiente procedimiento:

- Para el caso del Método de Estabilización 1.25H:1V (Sección AA – $Tr=475$ años), se utilizó el software Displa-Quake con el cual se realizó la doble integración del registro de aceleraciones que se muestra en la Figura N° 38 y se obtuvieron las gráficas de velocidad y desplazamientos, las cuales se muestran en la Figura N° 39 y Figura N° 40 respectivamente.

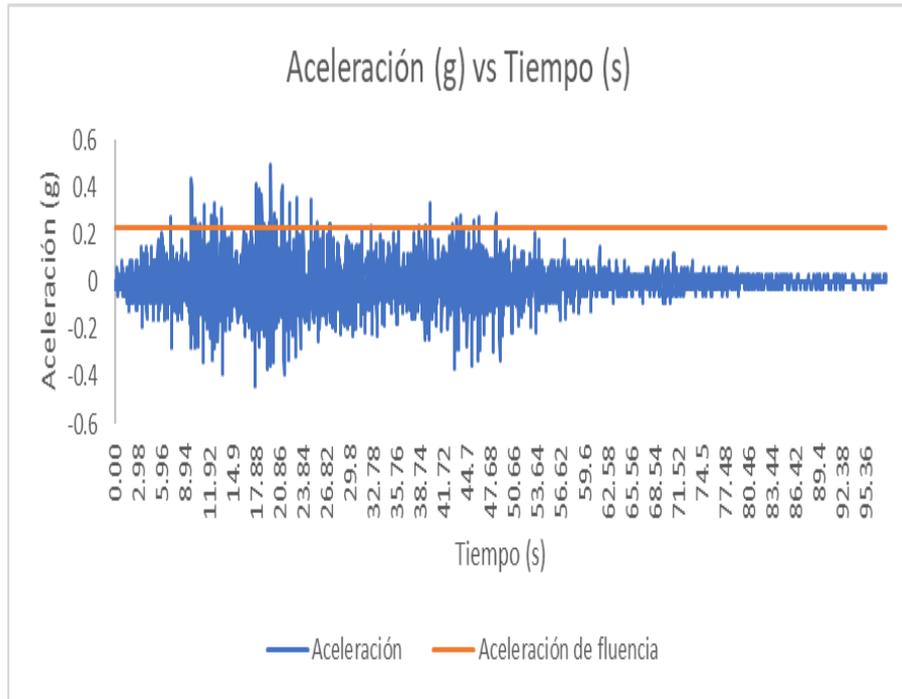


Figura N° 38: Aceleración en la superficie del Pad vs Tiempo– Tr = 475 años

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

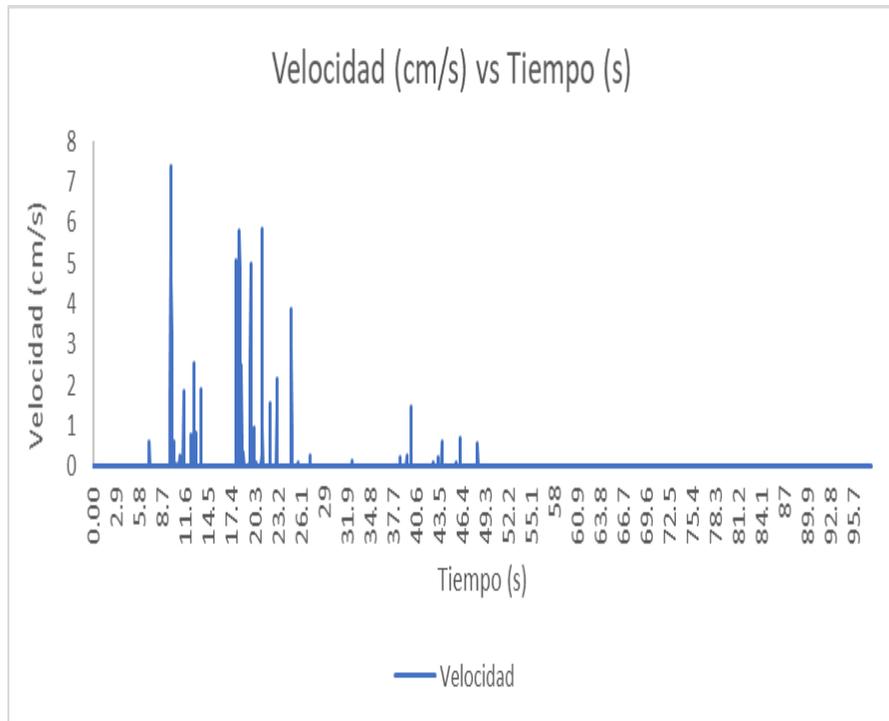


Figura N° 39: Velocidad en la superficie del Pad vs Tiempo– Tr = 475 años

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

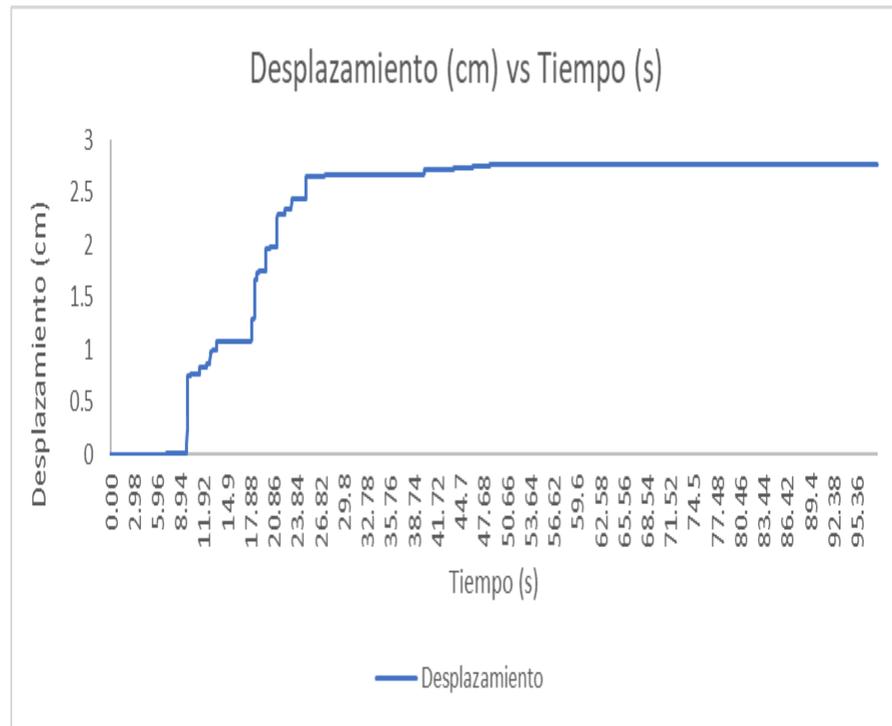


Figura N° 40: Desplazamiento en la superficie del Pad vs Tiempo– Tr = 475 años

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Siguiendo el procedimiento anteriormente descrito, se calcularon todos los desplazamientos permanentes inducidos por sismo para cada método de estabilización, los cuales se presentan en la Tabla N° 15 y cuyo procedimiento a detalle de cada valor obtenido se muestra en el Anexo 5.

Tabla N° 15: Resultados de los desplazamientos permanentes por el Método de Newmark

Condición de Análisis	Alternativa	Desplazamientos (cm)			Promedio
		Sección AA (Falla por Bloque)	Sección BB (Falla por Bloque)	Sección CC (Falla por Bloque)	
Operación (Tr=100 años)	H:V 1.25:1	0.01	0.00	0.00	0.00
	H:V 1.5:1	0.00	0.00	0.00	0.00
	H:V 2.5:1	0.00	0.00	0.00	0.00
Cierre (Tr=475 años)	H:V 1.25:1	2.76	1.38	0.57	1.57
	H:V 1.5:1	1.72	1.09	0.34	1.05
	H:V 2.5:1	0.57	0.14	0.14	0.28

Fuente: Elaboración propia

6.5.2 Método de Makdisi – Seed (1977)

Para la realización de este método, primero se calcularon la aceleración máxima en la cresta (\ddot{u} máx.) y el periodo natural (T_0) de la ampliación del Pad de lixiviación - A, para el cálculo de estos parámetros se empleó un procedimiento simplificado para calcular las aceleraciones máximas de la corona y el período natural de terraplenes desarrollado por Makdisi – Seed (1977). Los resultados se presentan en la Tabla N° 16 y cuyo procedimiento a detalle de cada valor obtenido se muestra en el Anexo 6.

Tabla N° 16: Resultados del procedimiento simplificado para calcular las aceleraciones máximas de la corona y el período natural

Resultados		
Condición	Operación (Tr=100años)	Cierre (Tr=475años)
Aceleración Máxima en la Cresta (g)	1.006	1.608
Periodo Natural (s)	0.28	0.31
Deformación Cortante Promedio (%)	0.021	0.038
Amortiguamiento (%)	8	11

Fuente: Elaboración propia

Lo siguiente que se calculó fueron las aceleraciones de fluencia “Ky”, cuyos resultados se muestran en la Tabla N° 18.

Tabla N° 17: Aceleraciones de Fluencia “Ky” para el Método de Makdisi - Seed

Alternativa	Ky (g)		
	Sección AA	Sección BB	Sección CC
H:V 1.25:1	Falla por Bloque 0.23	Falla por Bloque 0.26	Falla por Bloque 0.30
H:V 1.5:1	0.25	0.27	0.32
H:V 2.5:1	0.30	0.35	0.35

Fuente: Elaboración propia

Luego con el empleo de los gráficos desarrollados por los autores, presentados en el Capítulo II y los parámetros de la Tabla N° 16, se realizó el siguiente procedimiento para el cálculo de los desplazamientos permanentes:

- Para el caso del Método de Estabilización 1.25H:1V (Sección AA – Tr=475 años), se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$, tal como se muestra en la Figura N° 41.

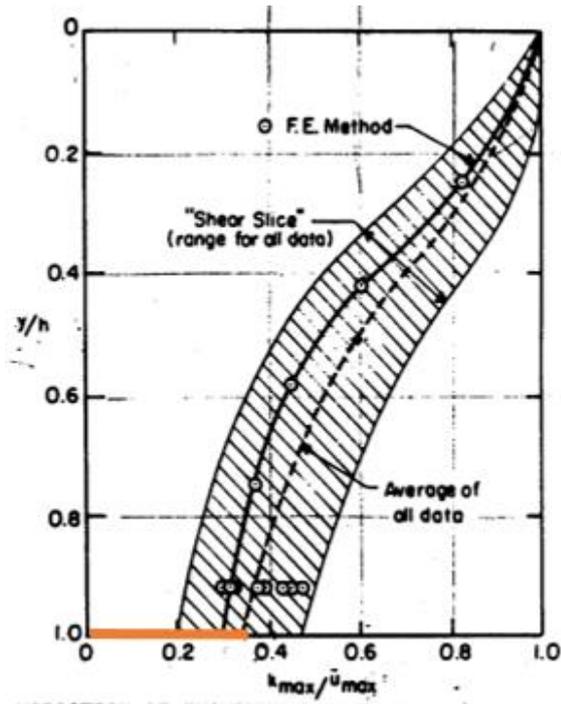


Figura N° 41: Gráfica para el cálculo de K_{max}/\ddot{u}_{max}

Fuente: Elaboración Propia en base al gráfico de Makdisi - Seed

- Con el valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$, se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.23$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.41$, con este valor se obtuvo $U/K_{m\acute{a}x} \cdot g \cdot T_0 = 0.100$, tal como se muestra en la Figura N° 42.

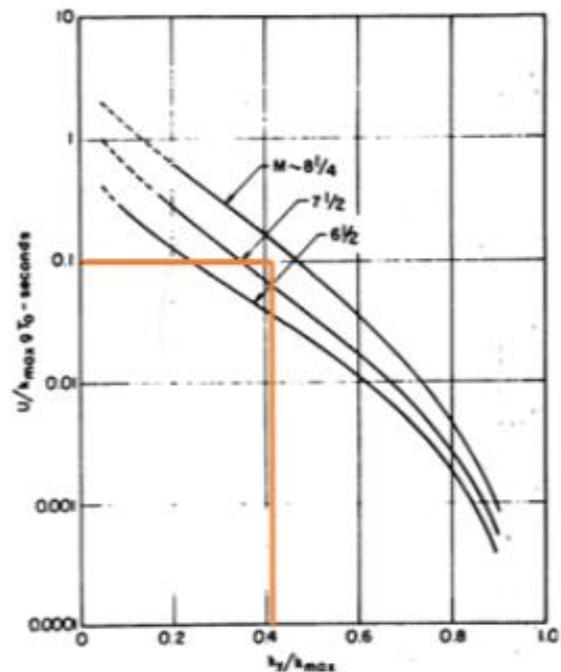


Figura N° 42: Gráfica para el cálculo de $U/K_{max} \cdot g \cdot T_0$

Fuente: Elaboración propia en base al gráfico de Makdisi - Seed

- Finalmente con el valor de $U/Km_{\text{máx.g.To}}=0.100$, se calculó el desplazamiento $U = 17.35$ cm.

Siguiendo el procedimiento anteriormente descrito, se calcularon todos los desplazamientos permanentes inducidos por sismo para cada método de estabilización, los cuales se presentan en la Tabla N° 18 y cuyo procedimiento a detalle de cada valor obtenido se muestra en el Anexo 7.

Tabla N° 18: Resultados de los desplazamientos permanentes por el Método de Makdisi – Seed

Condición de Análisis	Alternativa	Desplazamientos (cm)			Promedio
		Sección AA (Falla por Bloque)	Sección BB (Falla por Bloque)	Sección CC (Falla por Bloque)	
Operación (Tr=100 años)	H:V 1.25:1	2.92	0.68	0.02	1.21
	H:V 1.5:1	0.88	0.58	0.00	0.49
	H:V 2.5:1	0.19	0.00	0.00	0.06
Cierre (Tr=475 años)	H:V 1.25:1	17.35	13.88	10.41	13.88
	H:V 1.5:1	15.62	12.15	8.68	12.15
	H:V 2.5:1	10.41	5.21	5.21	6.94

Fuente: Elaboración propia

6.5.3 Método de Bray – Macedo - Travasarou (2017)

La zona de estudio se encuentra expuesta a sismos de subducción debido a la interacción de las Placas de Nazca y Sudamericana, es por eso que se utilizó el Método de Bray – Macedo - Travasarou (2017) para el cálculo de desplazamientos permanentes por sismo, el cual es una variante del método de Bray – Travasarou (2007) para sismos de interfaz en subducción.

Entonces, para la realización de este método, primero se calculó las aceleraciones de fluencia “Ky”, tal como se muestra en la Tabla N° 19.

Tabla N° 19: Aceleraciones de Fluencia “Ky” para el método de Bray – Macedo - Travasarou

Alternativa	Ky (g)		
	Sección AA	Sección BB	Sección CC
H:V 1.25:1	Falla por Bloque 0.23	Falla por Bloque 0.26	Falla por Bloque 0.30
H:V 1.5:1	Falla por Bloque 0.25	Falla por Bloque 0.27	Falla por Bloque 0.32
H:V 2.5:1	Falla por Bloque 0.30	Falla por Bloque 0.35	Falla por Bloque 0.35

Fuente: Elaboración propia

Luego se definieron algunas características sísmicas del bloque deslizante, tales como su altura (H), el período fundamental (T_s), la velocidad de ondas de corte (V_s) y la aceleración espectral para el período de “ $1.5T_s$ ” ($S_a(1.5T_s)$), este último se determina en base a los espectros de respuesta con amortiguamiento crítico de 5% de la zona tanto para una condición de operación ($T_r = 100$ años) y de cierre ($T_r = 475$ años), los cuales se muestran en la Figura N° 43 y Figura N° 44.

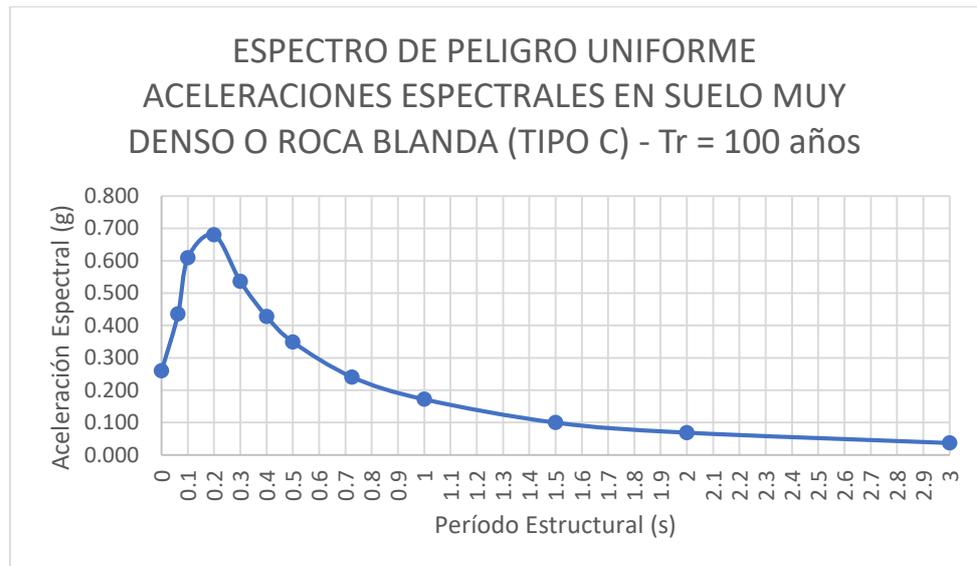


Figura N° 43: Espectro de respuesta para suelo muy denso o roca blanda (Tipo C) – $T_r=100$ años.

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

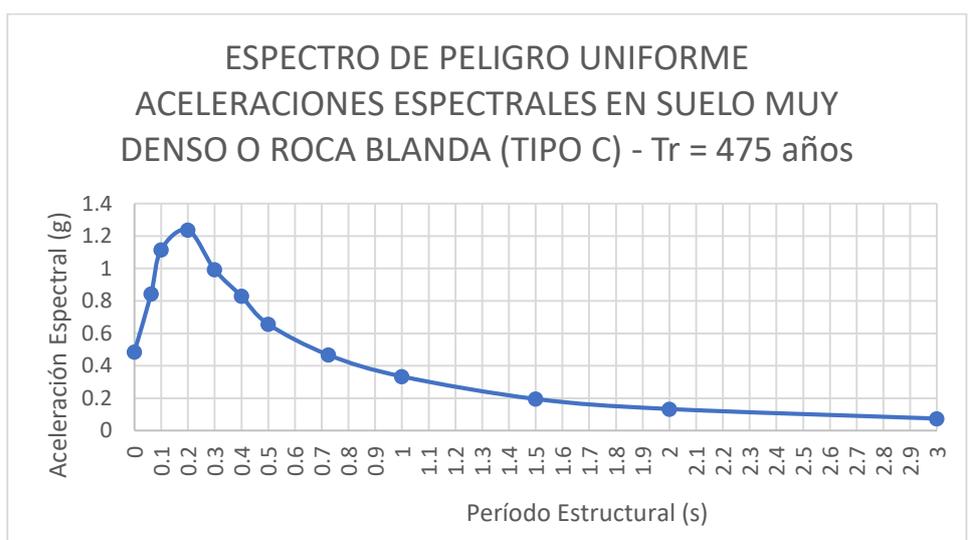


Figura N° 44: Espectro de respuesta para suelo muy denso o roca blanda (Tipo C) – $T_r=475$ años

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de las ecuaciones propuestas por Bray – Macedo – Travasarou presentadas en el Capítulo II realizando el siguiente procedimiento:

- Para el caso del Método de Estabilización 1.25H:1V (Sección AA – Tr=475 años), se reemplazó los valores de H=51.00 m, Vs=480m/s, Ts=4H/Vs= 0.43, 1.5Ts=0.64, M=7.9, Sa(1.5Ts)= 0.53 en la ecuación (5), obteniendo un desplazamiento de 3.21 cm.

$$\ln(D) = - 6.896 - 3.353 \ln(0.23) - 0.390 (\ln(0.23))^2 + 0.538$$

$$\ln(0.23) \ln(0.53)) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2$$

$$+3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9)$$

$$D= 3.21 \text{ cm}$$

De esta manera se calcularon todos los desplazamientos permanentes inducidos por sismo para cada método de estabilización, los cuales se presentan en la Tabla N° 20 y cuyo procedimiento a detalle de cada valor obtenido se muestra en el Anexo 8.

Tabla N° 20: Resultados de los desplazamientos permanentes por el Método de Bray-Macedo-Travasarou

Condición de Análisis	Alternativa	Desplazamientos (cm)			PROMEDIO
		Sección AA (Falla por Bloque)	Sección BB (Falla por Bloque)	Sección CC (Falla por Bloque)	
Operación (Tr=100 años)	H:V 1.25:1	0.57	0.40	0.26	0.41
	H:V 1.5:1	0.45	0.36	0.21	0.34
	H:V 2.5:1	0.26	0.16	0.16	0.19
Cierre (Tr=475 años)	H:V 1.25:1	3.21	2.34	1.59	2.38
	H:V 1.5:1	2.59	2.11	1.33	2.01
	H:V 2.5:1	1.59	1.03	1.03	1.22

Fuente: Elaboración propia

6.5.4 Comparación de resultados

De acuerdo a los resultados presentados en la Tabla N° 15, Tabla N° 18, Tabla N° 20, para un período de retorno de 100 años, los tres procedimientos de Newmark, Makdisi – Seed y Bray-Macedo-Travasarou mostraron desplazamientos insignificantes en comparación con los 15 cm definidos como límite máximo permisible para condiciones de operación. Por otro lado, para un período de retorno de 475 años, los procedimientos de Newmark y Bray-Macedo-Travasarou mostraron desplazamientos de alrededor de 3 cm, los cuales son muy bajos en comparación a los 30 cm de deformación máxima permitida para una condición de cierre, sin embargo, el método de Makdisi-Seed arrojó desplazamientos de hasta 17 cm, los cuales son mucho más altos que los otros dos, por lo tanto se observó que este último es el procedimiento de cálculo de desplazamientos permanentes más conservador.

CONCLUSIONES

1. Se analizó la información de las investigaciones geológicas y geotécnicas y se obtuvieron las propiedades de los materiales del suelo de fundación, zona de interfase (arcilla/geomembrana) y apilamiento de mineral lixiviado, las cuales se presentaron en la Tabla N° 8.
2. En base al criterio geotécnico se implementaron 3 métodos de estabilización física para el área de ampliación del Pad, los cuales presentan bancos de apilamiento de 10.7m de ancho, 10.0m de altura y las pendientes de los taludes fueron de 1.25H:1V, 1.5H:1V y 2.5H:1V.
3. Los resultados de los factores de seguridad obtenidos de cada método a partir de los análisis de estabilidad Estático y Post-sismo fueron mayores a los valores mínimos requeridos, sin embargo a partir del análisis Pseudo-Estático se determinó que el método 2.5H:1V presentó factores de seguridad mayores a 1.0 en todas sus secciones de análisis y que los métodos 1.25H:1V y 1.5H:1V presentaron resultados por debajo o exactamente el valor de 1.0, lo cual indica que el método de estabilización 2.5H:1V presentó mejores resultados en comparación a los otros.
4. Conforme a los análisis de deformaciones permanentes inducidas por sismos, se concluyó que los resultados de los desplazamientos obtenidos de los tres métodos de estabilización cumplieron con los desplazamientos máximos permitidos para pilas de lixiviación, tanto en su condición de operación (15cm) como de cierre (30cm), teniendo en cuenta que el método 2.5H:1V presentó desplazamientos mucho menores en comparación a los otros dos.
5. De acuerdo a los análisis de estabilidad y desplazamientos, se concluyó que el método de estabilización 2.5H:1V es el más óptimo, ya que presenta factores de seguridad muy por encima de los mínimos requeridos y desplazamientos menores en comparación al resto de propuestas.

RECOMENDACIONES

1. Para un análisis sísmico en pilas de lixiviación se recomienda que en vez de un análisis Pseudo-estático y calcular un factor de seguridad, se debe realizar un análisis de desplazamientos permisibles, ya que las plataformas de lixiviación en pilas y su sistema de revestimiento se consideran más sensibles a los desplazamientos inducidos por sísmicos que otras instalaciones mineras debido al potencial de desgarro de la geomembrana durante los eventos sísmicos.
2. Para el cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismos mediante métodos simplificados, se recomienda emplear el método de Bray - Macedo y Travarasrou debido a la simplicidad de su aplicación y a que este utiliza como datos de entrada a las aceleraciones espectrales y períodos del espectro de peligro uniforme que se tiene del estudio de peligro sísmico de la zona de estudio, además sus ecuaciones han sido determinadas a partir de una data importante de registros sísmicos. Los otros dos métodos presentan una gran incertidumbre al escoger los datos de entrada como los son los eventos sísmicos de diseño para el caso del método de Newmark o en el caso de método de Makdisi – Seed, la estimación de la aceleración máxima en la cresta, la cual es un valor que es difícil de determinar ya que se debe hacer un análisis de respuesta sísmica, lo que genera conflictos con lo viene a ser un método simplificado que no debe requerir un análisis muy avanzado.
3. Para el cálculo de los desplazamientos permanentes en pilas de lixiviación, se sugiere que en una próxima investigación se realice a partir de un análisis dinámico, ya que este presenta resultados más precisos que los métodos simplificados.
4. Para el cálculo de los factores de seguridad del análisis de estabilidad, se aconseja que en una próxima investigación se realice a partir de un análisis en tres dimensiones (3D), ya que este presenta resultados más precisos que los análisis en dos dimensiones (2D).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Astudillo, S. & Chávez, C. (2019). *Estabilización física en el área de expansión del Pad de lixiviación - A en el distrito de Ucari, departamento de Apurímac* (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Basurto, D. (2010). *Diseño e implementación de un equipo de corte directo para suelos gravosos en el laboratorio* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Boyd, T. (1999). *Introduction to Geophysical Exploration*. Melbourne, Australia: Universidad de Melbourne.
- Bray, J., Macedo, J., y Travasarou, T. (2017). Simplified Procedure for Estimating Seismic Slope Displacements for Subduction Zone Earthquakes. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, 144(3), 1-13.
- Campos, M. (2017). *Métodos de Investigación Académica - Fundamentos de Investigación Bibliográfica*. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Cervantes, J., y Quito, S. (2020). Evaluación de riesgo ambiental generado por pasivo ambiental minero en la calidad de agua superficial. *Natura@economía*, 5(1), 1-14
- Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México DF, México: Cengage Learning Editores.
- Diosa, D. (2016). *Comportamiento geotécnico de los taludes conformados por residuos sólidos en rellenos* (tesis de pregrado). Universidad La Gran Colombia, Bogotá D.C, Colombia.
- Gómez, J. (2012). *Metodología de la Investigación*. Ciudad de México, México: Red Tercer Milenio S.C.
- Ludeña, L. (2014). *Influencia de bermas y canales en la estabilidad de pilas de lixiviación* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Makdisi, F., y Seed, H. (1977). A Simplified Procedure for Estimating Earthquake - Induced Deformations in Dams and Embankments. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, 104(7), 849-867.

- Ministerio de Energía y Minas (1997). *Guía Ambiental para Proyectos de Lixiviación en Pilas*. Recuperado de <http://www.minem.gob.pe>.
- Murphy, P. (2010). *Evaluación de procedimientos analíticos para estimar deformaciones permanentes inducidas sísmicamente en pendientes*. (tesis doctoral). Universidad de Drexel, Filadelfia, USA.
- Negrón, J. (2015). *Análisis de respuesta sísmica y cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo en una pila de lixiviación* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Newmark, N. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Fifth Rankine Lecture, 15(2)*, 139-160.
- Ramírez, N. (2007). *Guía Técnica de Operación y Control de Depósitos de Relaves*. Santiago, Chile: Servicio Nacional de Geología y Minería.
- Sotelo, D. (2018). *Análisis de estabilidad de taludes de botaderos de estériles de gran altura para predecir su fallamiento* (tesis doctoral). Universidad Nacional Federico Villareal, Lima, Perú.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos - Análisis Geotécnico*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander UIS.
- Vilcas, J. & Cier, A. (2020). *Evaluación de los riesgos debido a un depósito informal de desmonte de mina frente a una comunidad – Caso Depósito de Desmonte en Patate Trujillo* (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.

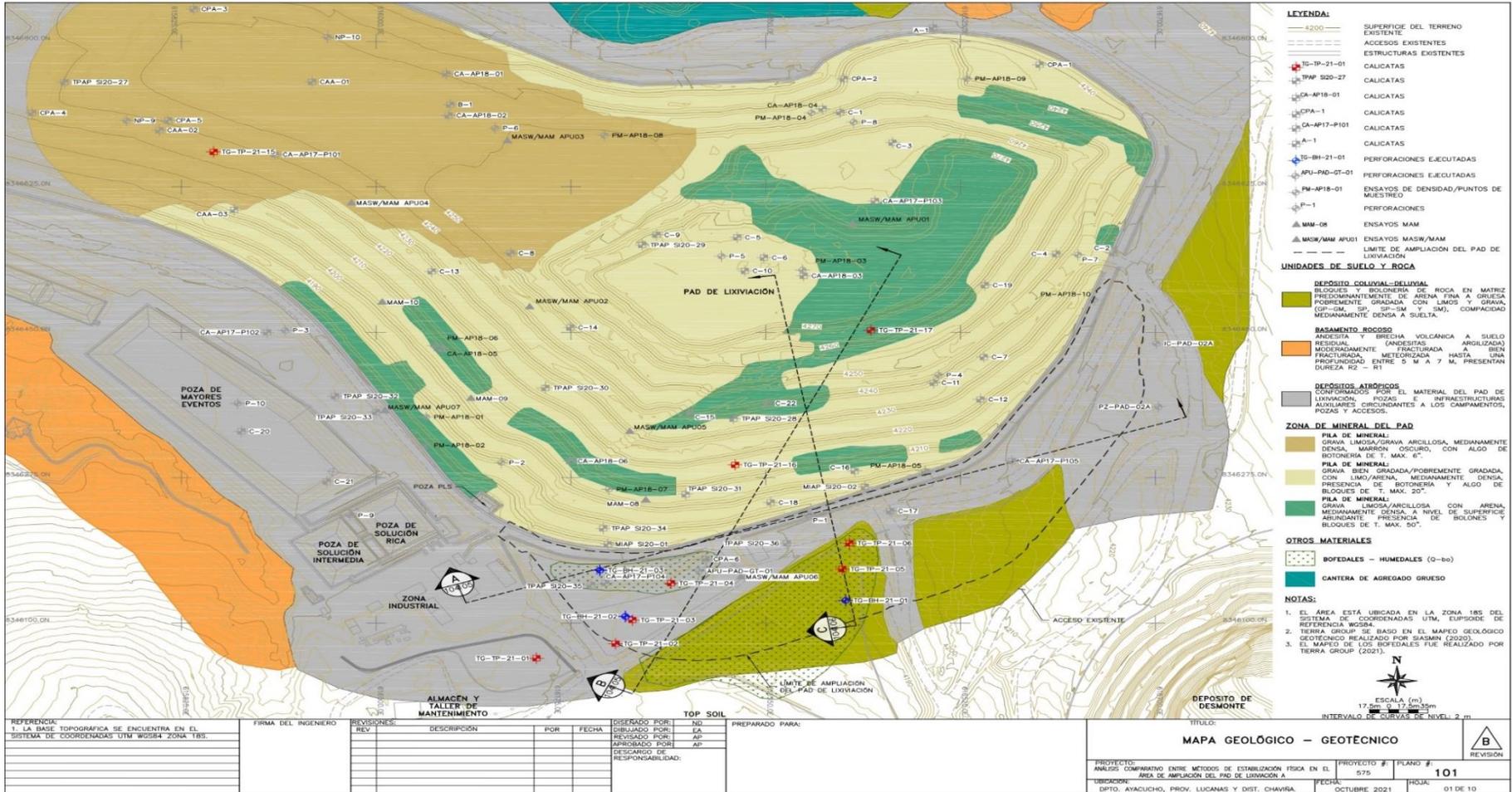
ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia

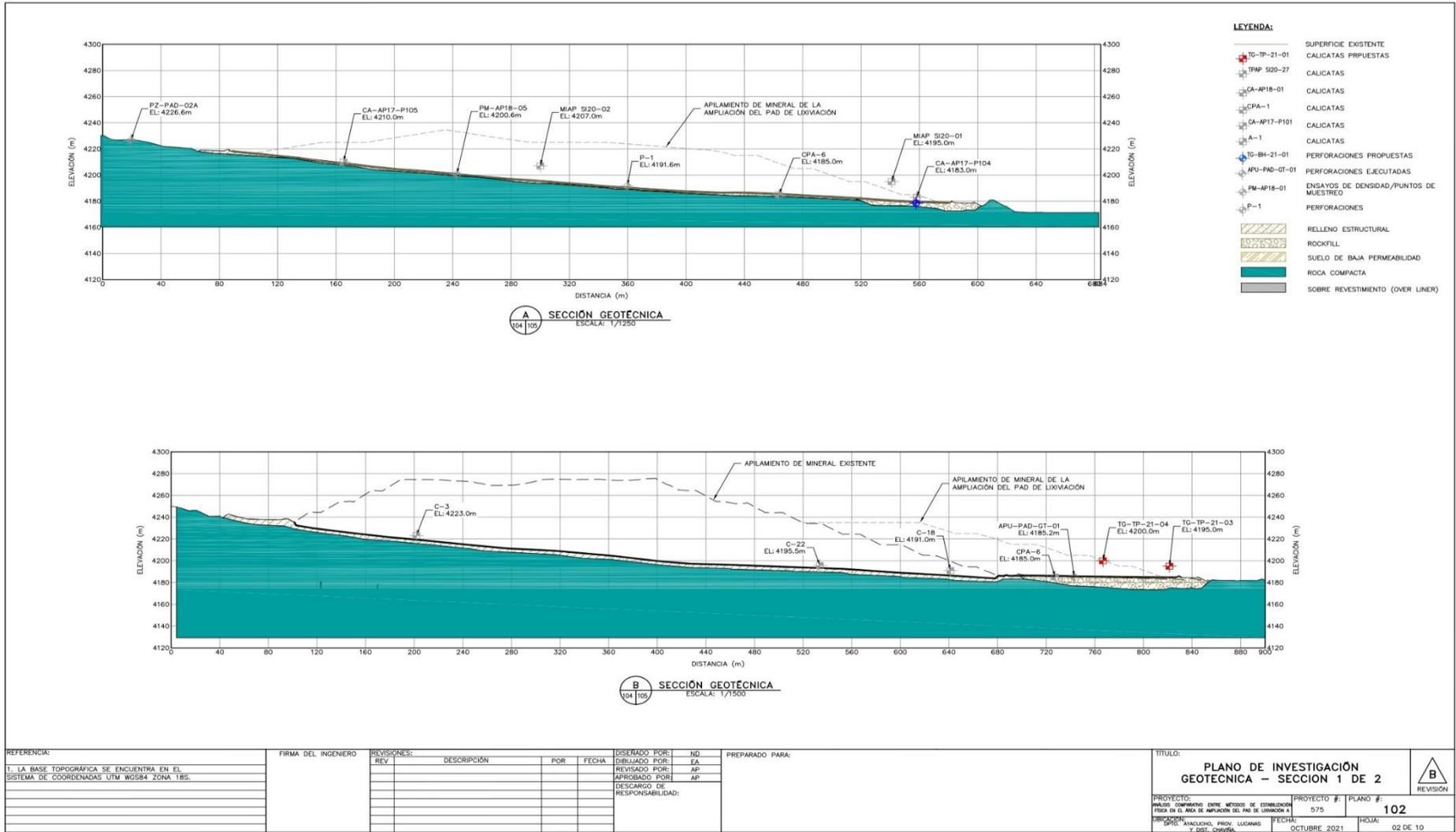
TÍTULO	PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	METODOLOGÍA
	GENERAL	GENERAL	GENERAL	
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN FÍSICA EN EL ÁREA DE AMPLIACIÓN DEL PAD DE LIXIVIACIÓN A – DISTRITO DE CHAVIÑA – DEPARTAMENTO DE AYACUCHO	¿Cuál de los métodos es el más óptimo para la estabilización física del área de ampliación Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho?	Realizar el análisis comparativo entre métodos de estabilización física en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.	El método de estabilización 2.5H:1V es la alternativa más óptima que debe aplicarse en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho.	Esta investigación tiene un enfoque mixto
	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	TECNICAS / INSTRUMENTOS
	<ul style="list-style-type: none"> • ¿Cómo se analiza la información de las investigaciones geológicas y geotécnicas realizadas en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho? • ¿Cómo se implementan los métodos de estabilización física en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho? • ¿Cuál de los métodos de estabilización física presenta los resultados más óptimos con respecto a los factores de seguridad Estático, Pseudoestático y Post-sismo para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho? • ¿Cuál de los métodos de estabilización física presenta los resultados más óptimos con respecto a los desplazamientos permanentes inducidos por sismos mediante los métodos simplificados de Newmark, Makdisi-Seed y Bray-Travasarou para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho? 	<ul style="list-style-type: none"> • Analizar la información de las investigaciones geológicas y geotécnicas realizadas en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho. • Implementar los métodos de estabilización física en el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho. • Determinar los factores de seguridad resultantes de cada método de estabilización física mediante los análisis Estático, Pseudoestático y Post-sismo del área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho. • Determinar los desplazamientos permanentes inducidos por sismos mediante los métodos simplificados de Newmark, Makdisi-Seed y Bray-Travasarou del área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho. 	<ul style="list-style-type: none"> • El método de estabilización 2.5H:1V presenta los factores de seguridad más óptimos para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho. • El método de estabilización 2.5H:1V presenta los desplazamientos permanentes inducidos por sismos más óptimos para el área de ampliación del Pad de Lixiviación A - distrito de Chaviña - departamento de Ayacucho. 	Informe de Estabilidad Física del Pad de Lixiviación Apumayo – Tierra Group 2019. - Software GeoStudio - Software Civil 3D - Software AutoCAD - Software Displa-Quake - Software SEISMOMATCH 2021 - Hojas de cálculo

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2: Planos

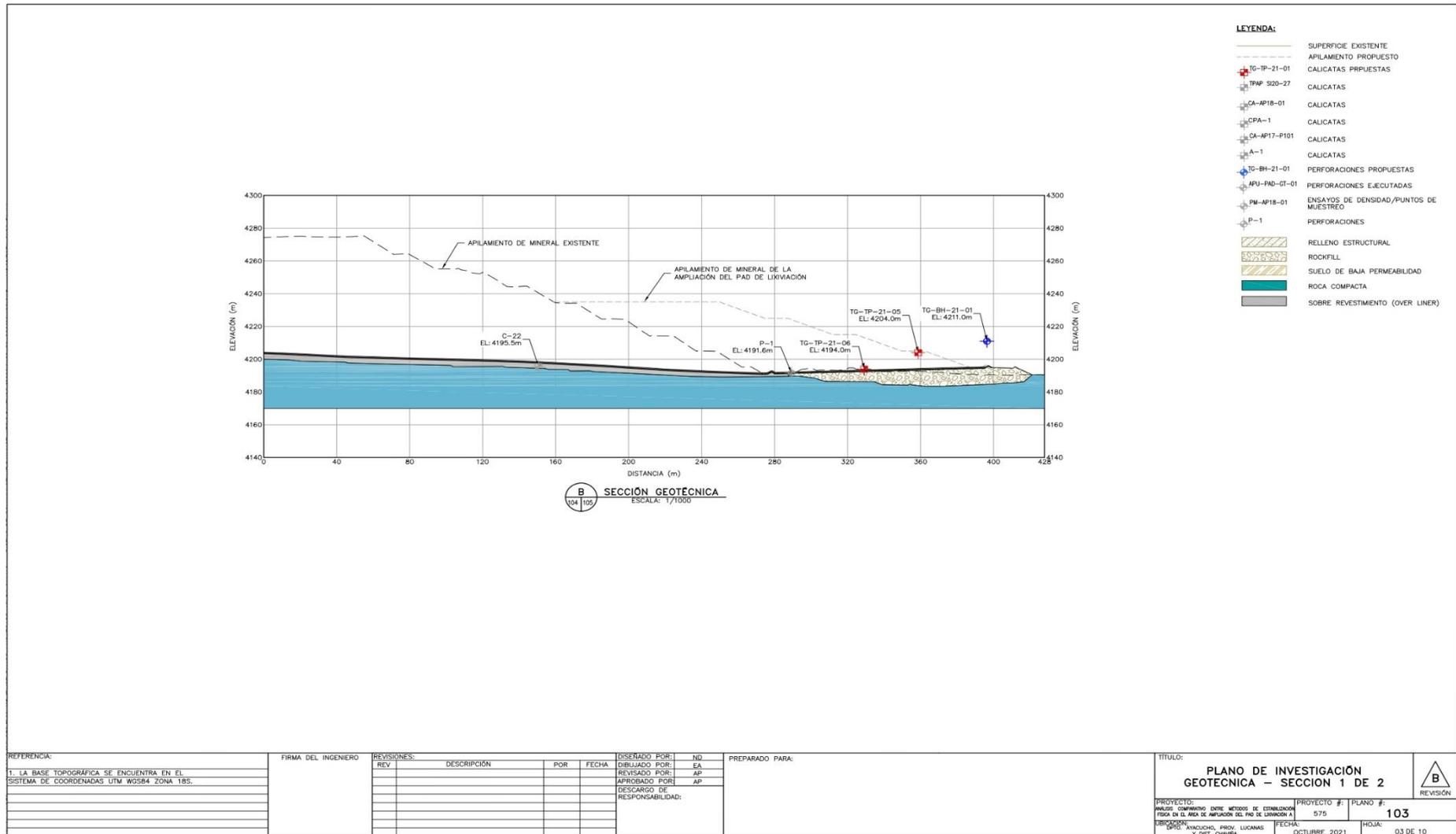


Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D



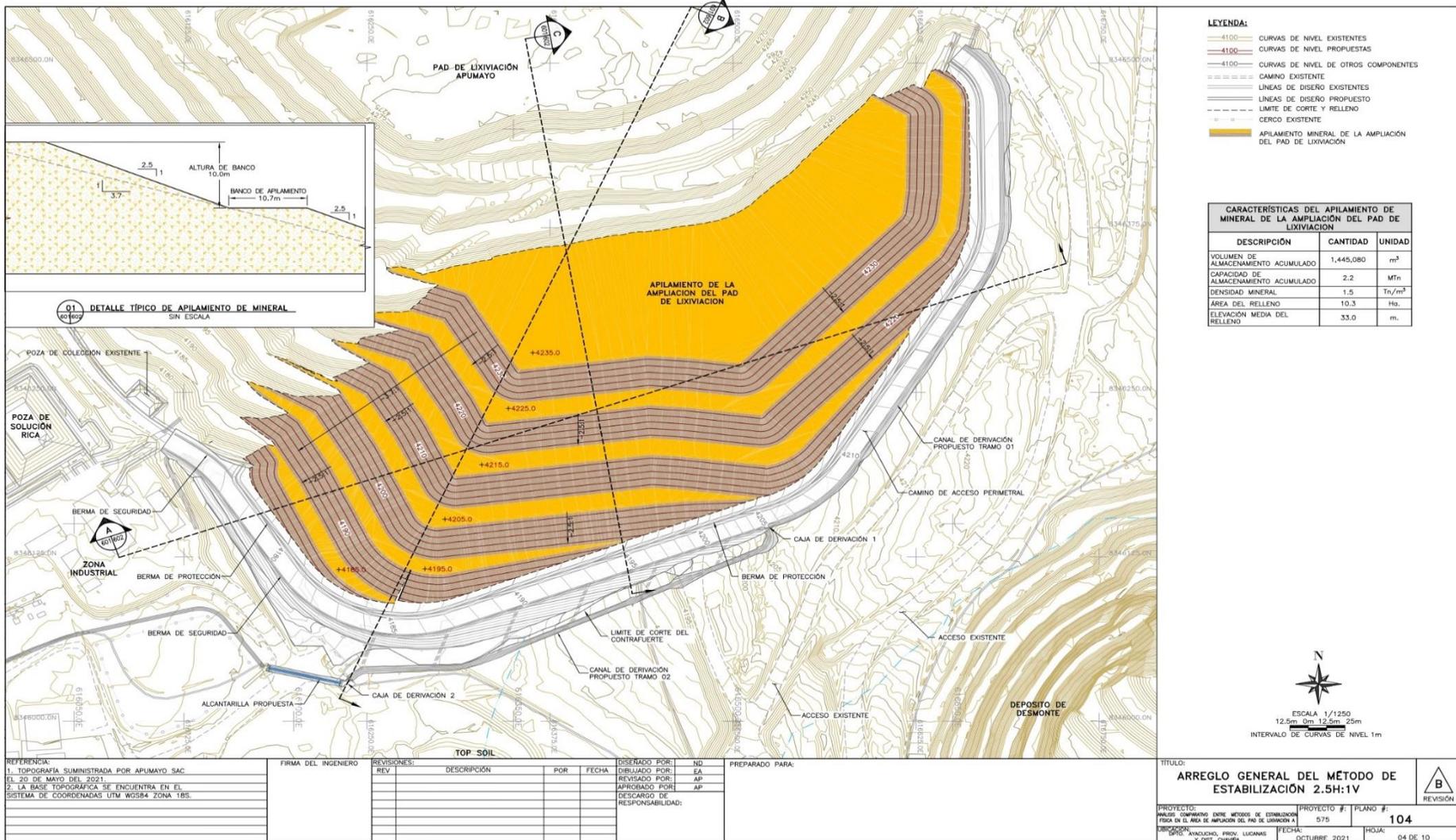
REFERENCIA: 1. LA BASE TOPOGRÁFICA SE ENCUENTRA EN EL SISTEMA DE COORDENADAS UTM WGS84 ZONA 18S.	FIRMA DEL INGENIERO	REVISIONES:	DISENADO POR:	ND:	PREPARADO PARA:	TÍTULO:		
		REV	DESCRIPCIÓN	POR		FECHA		PLANO DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA – SECCION 1 DE 2
								PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS DE ESTABILIDAD FÍSICA EN EL ÁREA DE AMPLIACIÓN DEL PAD DE LIXIVIACIÓN A
								REVISADO POR: AP APROBADO POR: AP DESCARGO DE RESPONSABILIDAD:
						PROYECTO #: 575 PLANO #: 102 FECHA: OCTUBRE 2021 HOJA: 02 DE 10		

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D



REFERENCIA:	FIRMA DEL INGENIERO	REVISIONES:	DISEÑADO POR:	ND	PREPARADO PARA:	TÍTULO:	PROYECTO #:	PLANO #:	REVISIÓN
1. LA BASE TOPOGRÁFICA SE ENCUENTRA EN EL SISTEMA DE COORDENADAS UTM WGS84 ZONA 18S.		REV DESCRIPCIÓN POR FECHA	DIBUJADO POR:	EA		PLANO DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA – SECCIÓN 1 DE 2	575	103	
			REVISADO POR:	AP		PROYECTO: ANALISIS COMPARATIVO ENTRE METODOS DE ESTABILIZACION FRICTA EN EL AREA DE AMPLIACION DEL PISO DE LAVARRON A)			
			APROBADO POR:	AP		REGION: AYACUCHO, PROV. LUCANAS	FECHA: OCTUBRE 2021	HOJA:	03 DE 10
			DESCARGO DE RESPONSABILIDAD:			DE: J. DEL CAMPAÑA			

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D



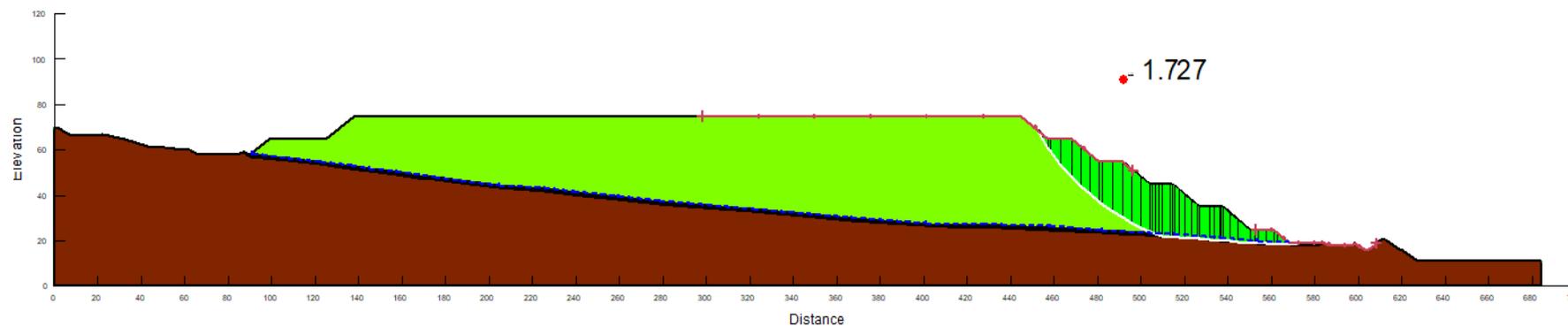
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Civil 3D

Anexo 3: Resultados de Estabilidad mediante los análisis de estabilidad Estático, Pseudo-estático y Post-sismo

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - FICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Red	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



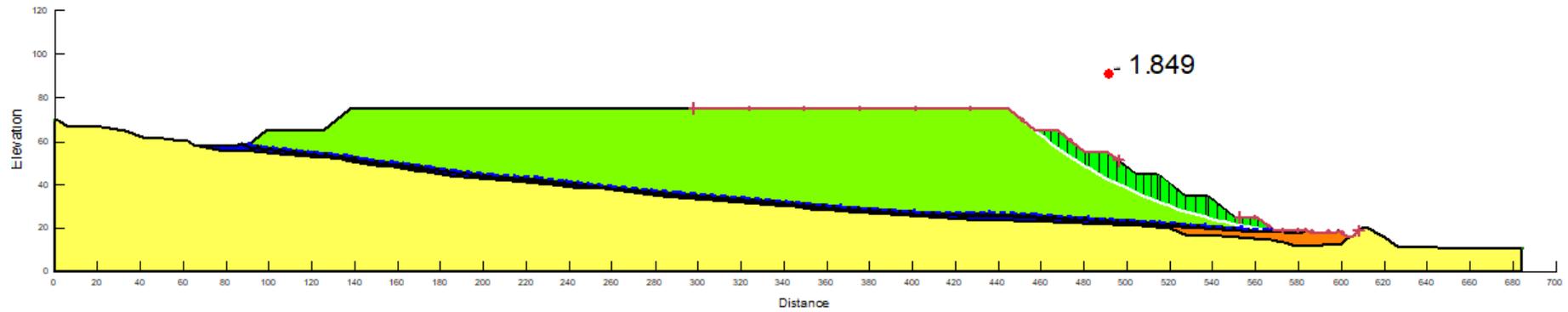
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Green	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1

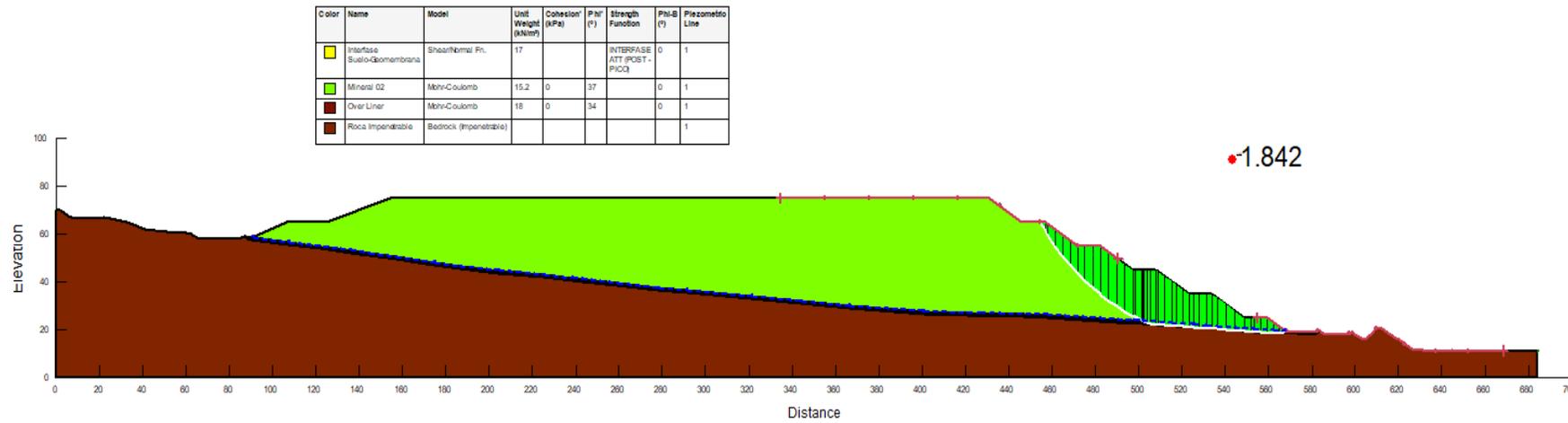


Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Estático



Sección: A-A

MEL: Morgenstern Price

Estático

Condición: Falla por Bloque

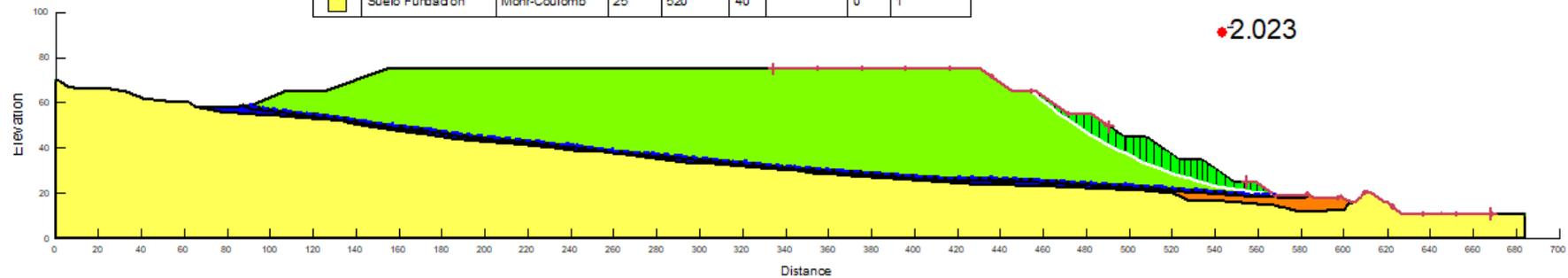
LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Light Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



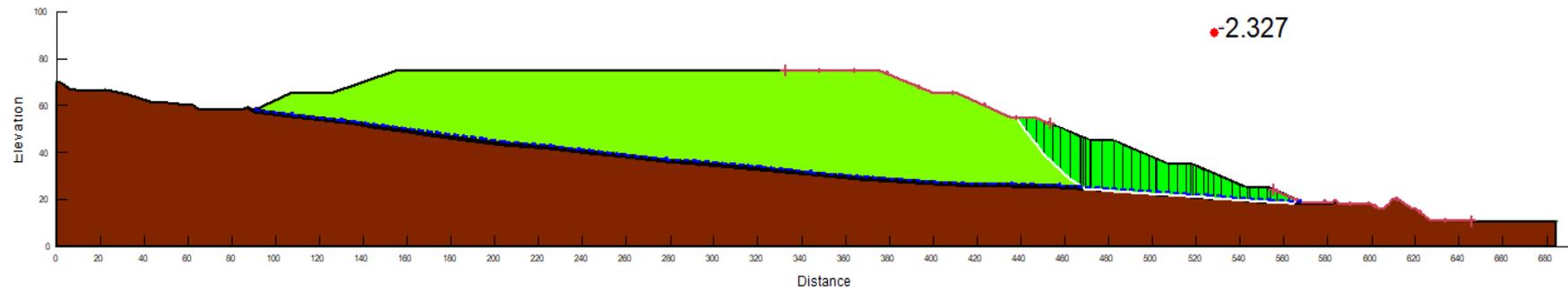
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kNm ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interface Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST-FICCO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	152	0	37		0	1
Dark Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



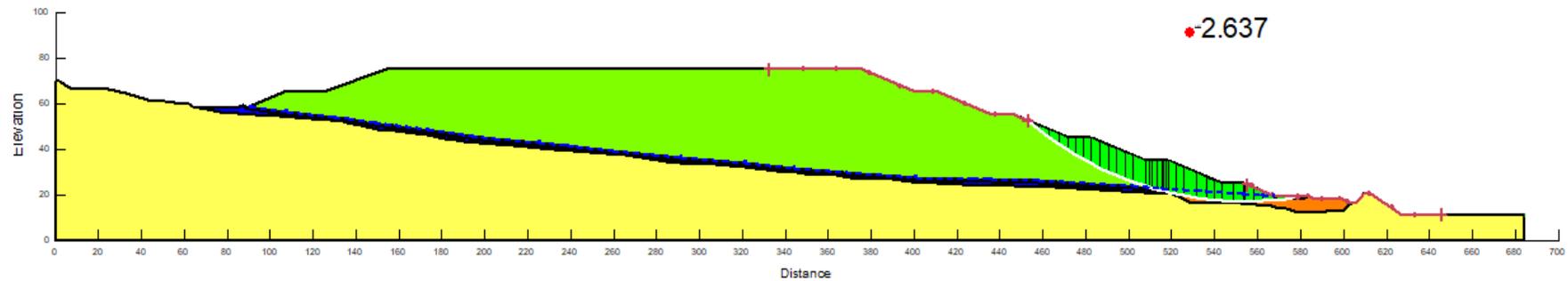
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Red	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



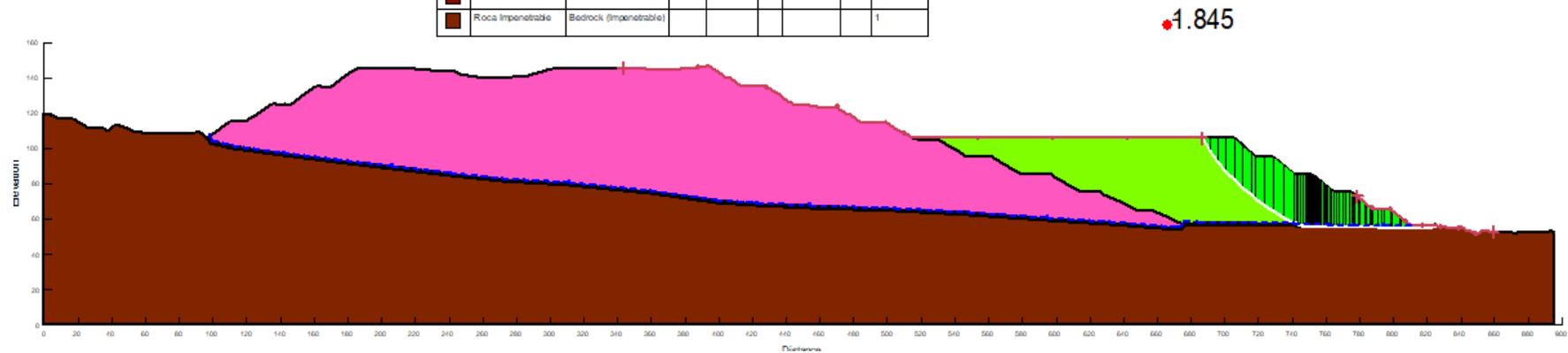
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Membrana	ShearNormal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST-PICQ)	0	1
Pink	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



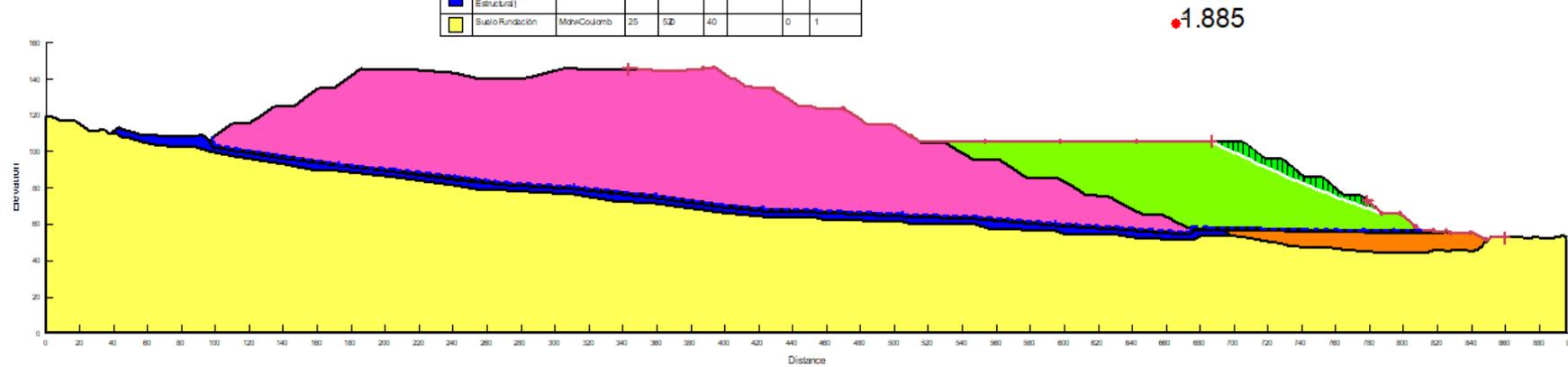
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometro Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTER. SE ATT (POST- PICO)	0	1
Pink	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Brown	OverLiner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock FI (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Estructural FI (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	5.0	40		0	1



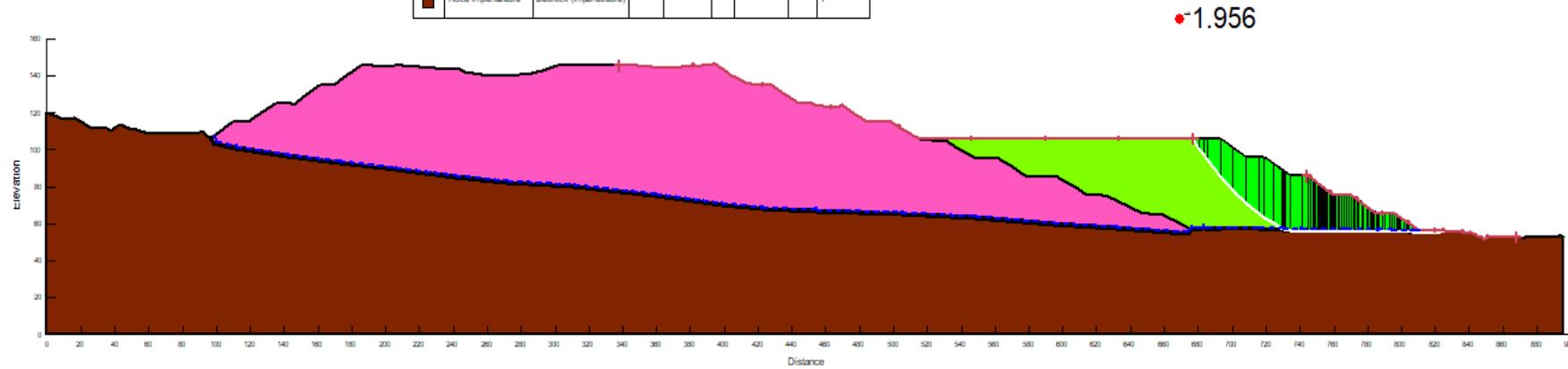
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo/membrana	Shear/Normal Fr.	17			INTERFACE ATT (COS T - P I O C)	0	1
Pink	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



Sección: B-B

MEL: Morgenstern Price

Estático

Condición: Falla por Bloque

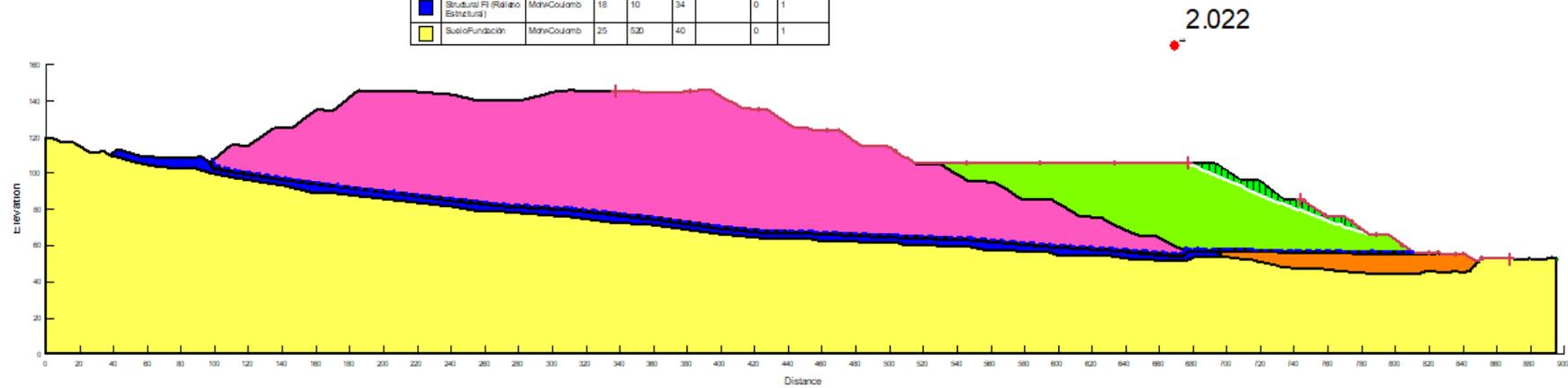
LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfaz Suelo/Gasconbrava	ShearNormal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST-PECC)	0	1
Pink	Mineral01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Brown	Overliner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural FI (Reliefo Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	SueloFundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1

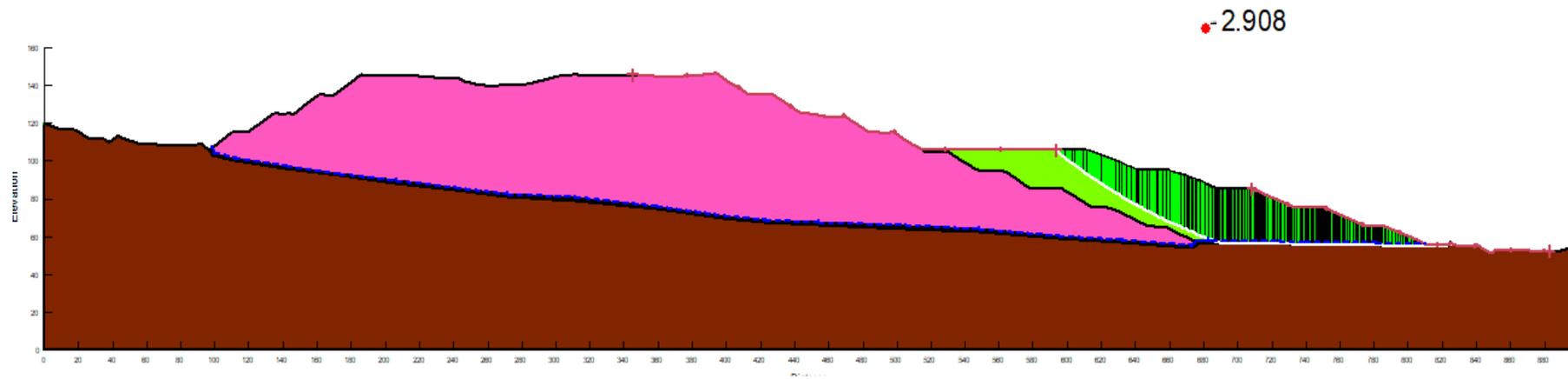


Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Estático



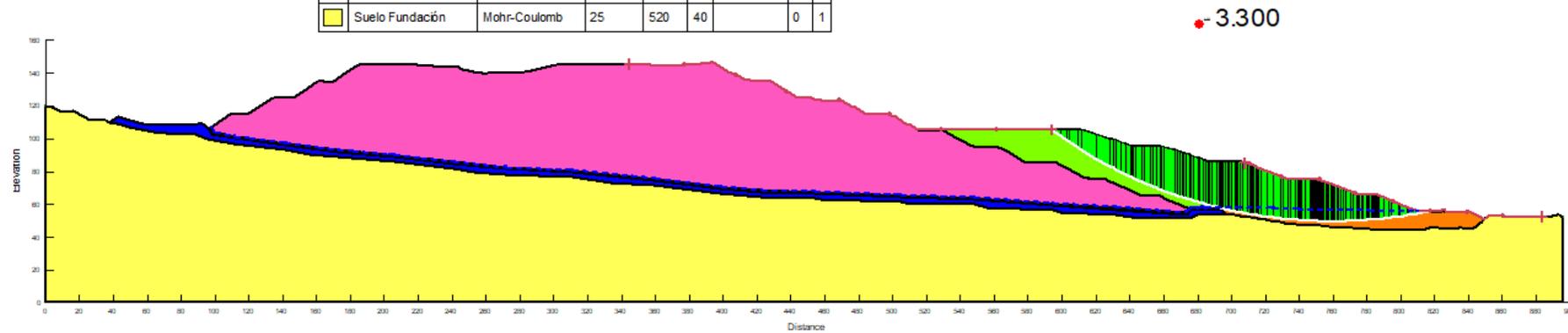
Sección: B-B
MEL: Morgenstern Price
Estático
Condición: Falla por Bloque
LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Estático

			(kN/m ³)	(kPa)	(°)		(°)
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
■	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0 1
■	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0 1
■	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
■	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0 1
■	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0 1
■	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0 1



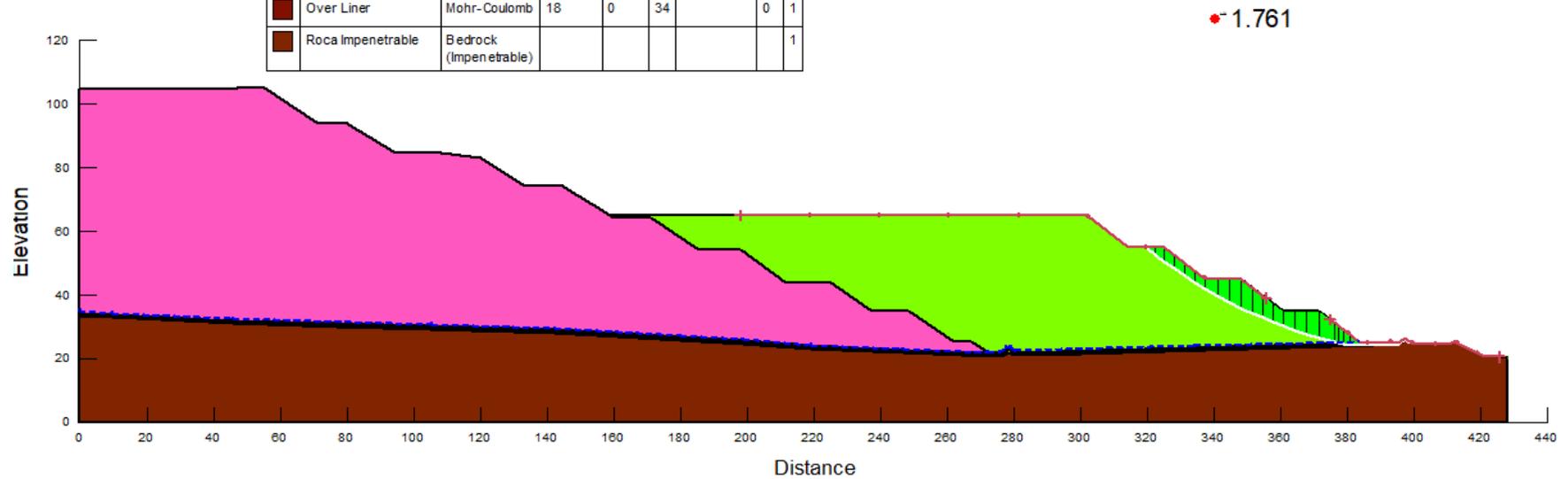
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Estático

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



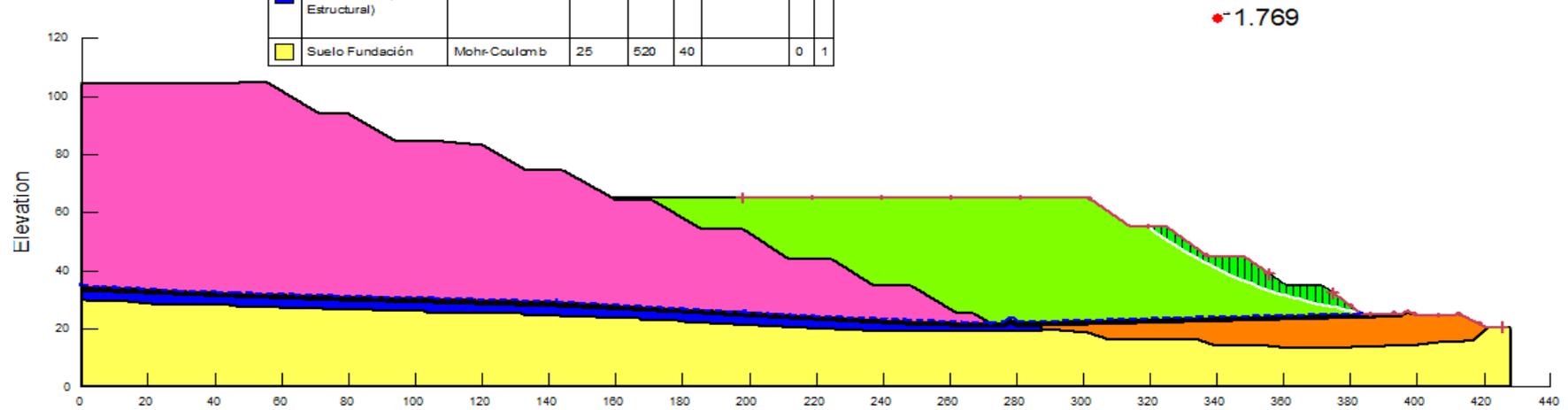
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Estático

			(kN/m ³)	(kPa)	(°)		(°)
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
■	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0 1
■	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0 1
■	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
■	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0 1
■	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0 1
■	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0 1

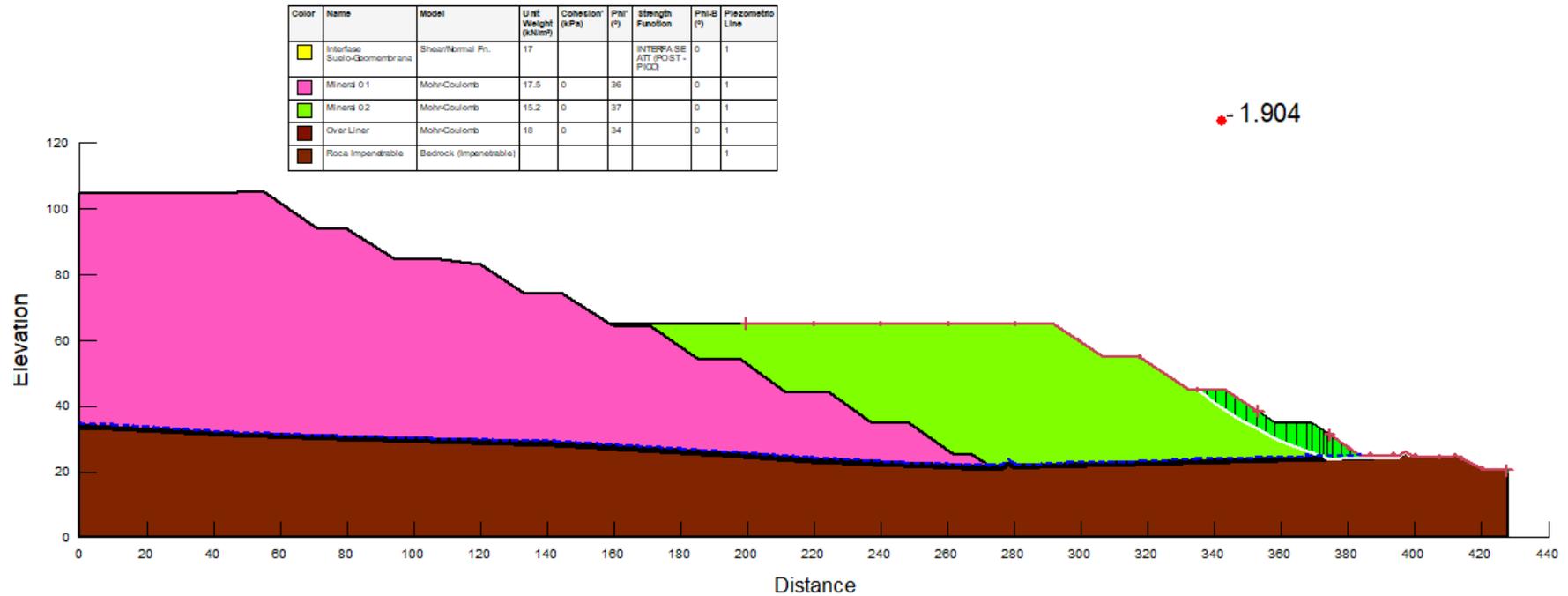


Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Estático



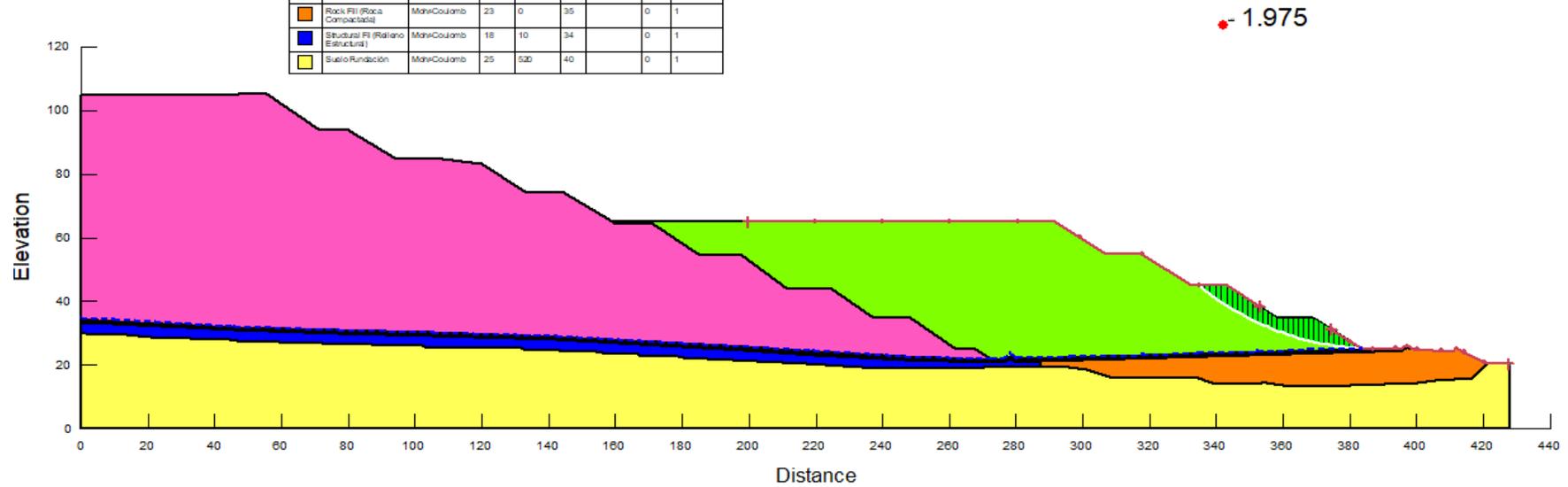
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Estático

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Parameter Line
Yellow	Interfase Suelo-Guionmembrana	ShearNormalFr.	17			INTERFASE AT POST-PICO	0	1
Pink	Mineral 01	MohrCoulomb	175	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	MohrCoulomb	152	0	37		0	1
Brown	OverLiner	MohrCoulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo/Fundación	MohrCoulomb	25	520	40		0	1



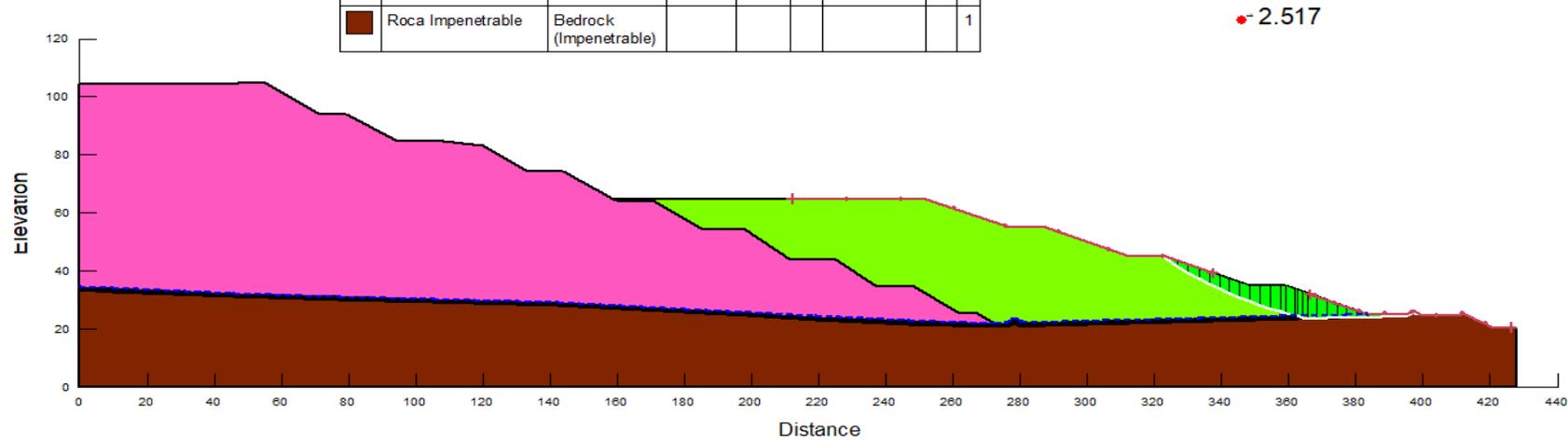
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Estático

			(kN/m ³)	(kPa)	(°)		(°)	
	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



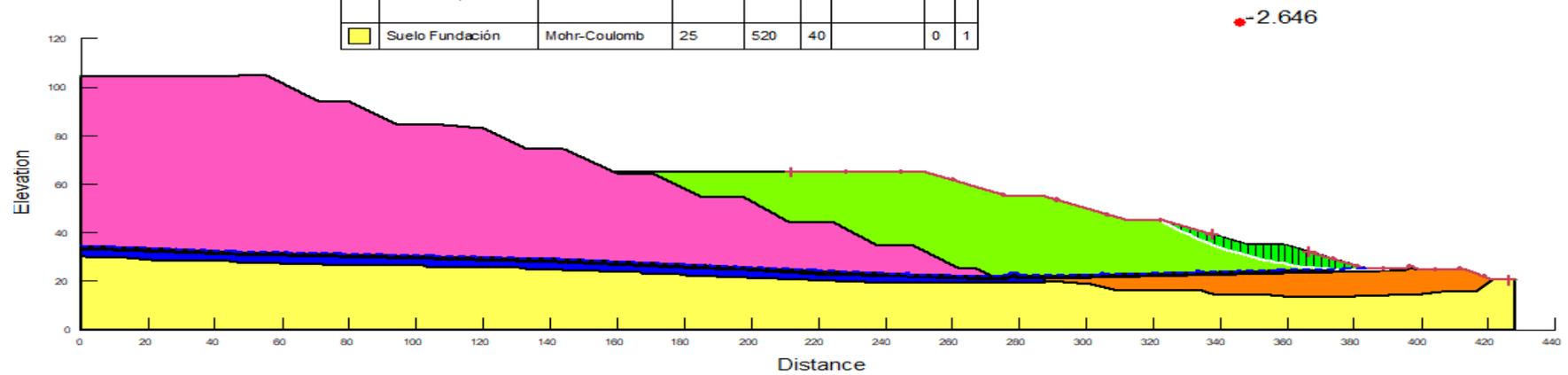
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Estático

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)	
	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



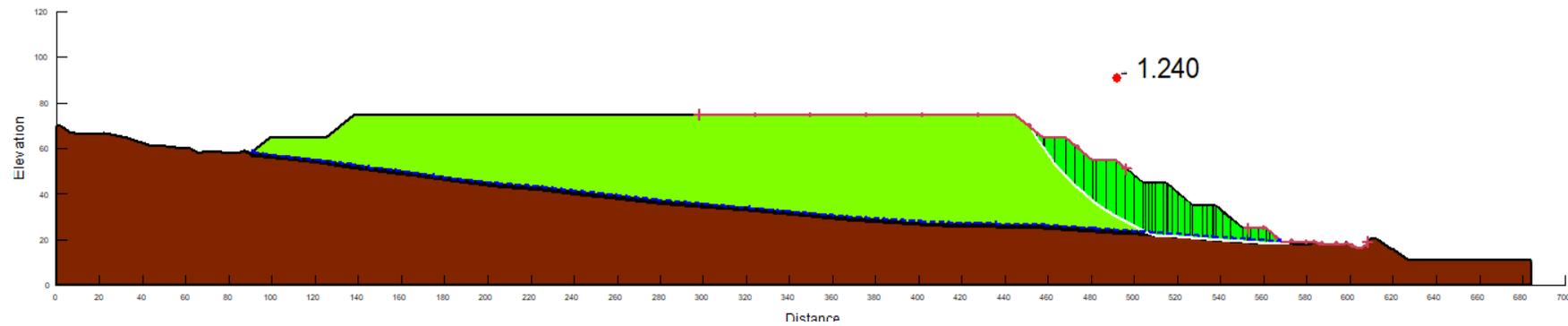
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - RICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Brown	OverLiner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



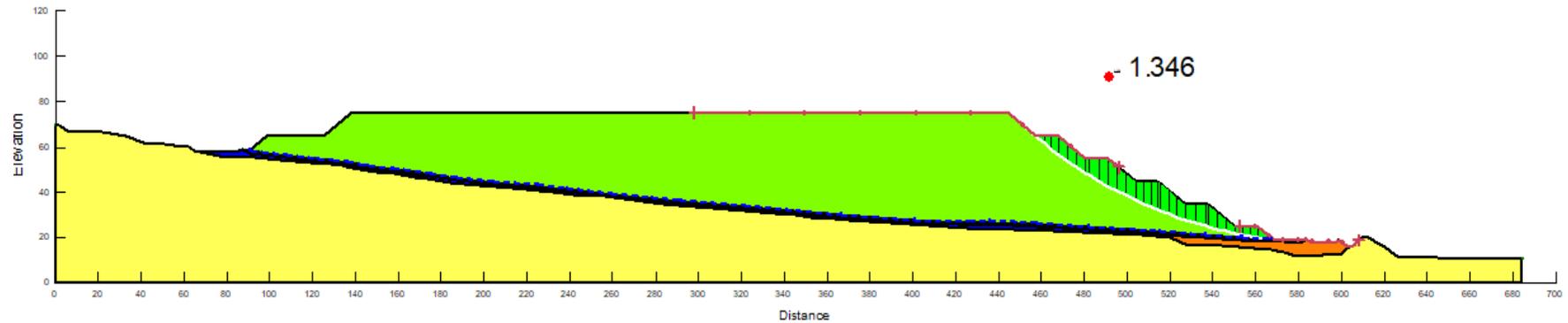
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-Estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (PCST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Green	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Light Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



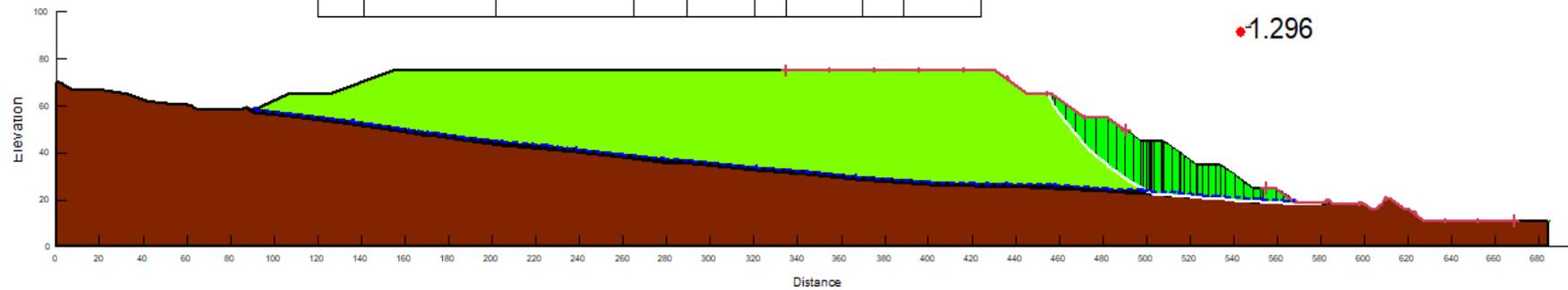
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Red	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



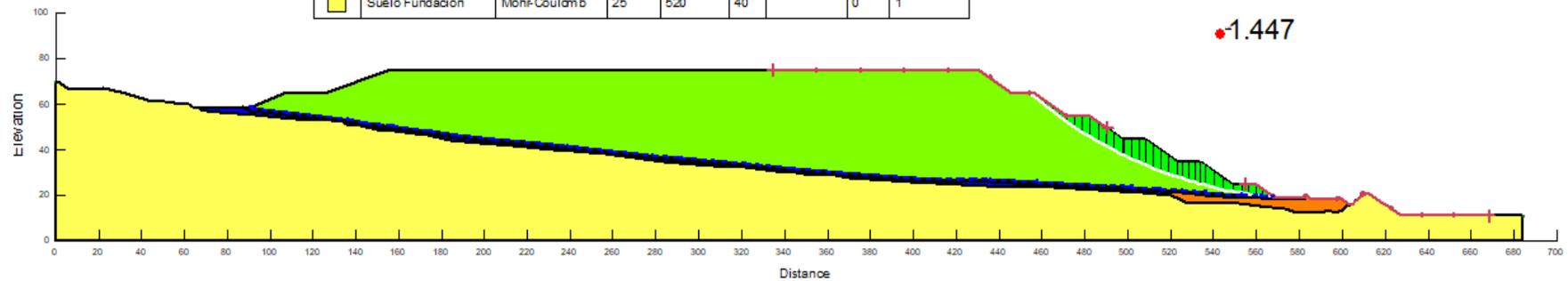
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-Estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Red	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Light Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



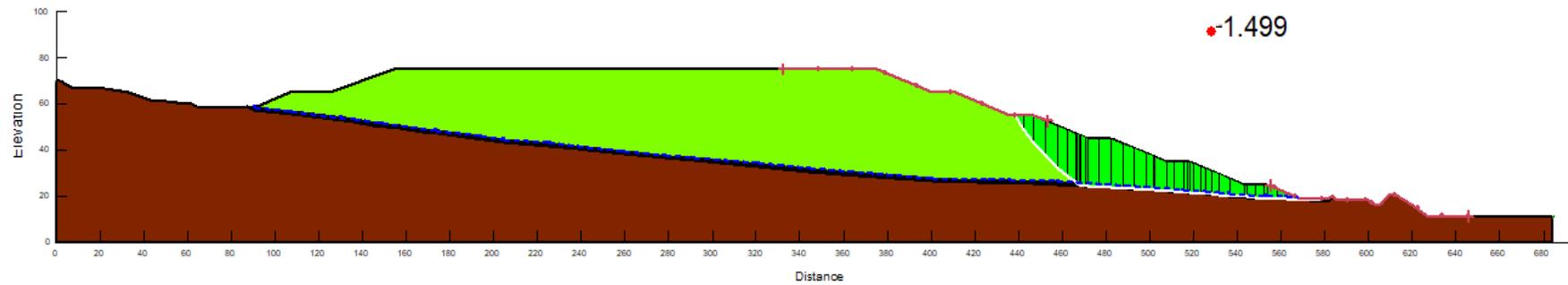
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion ¹ (kPa)	Phi ² (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Red	OverLiner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



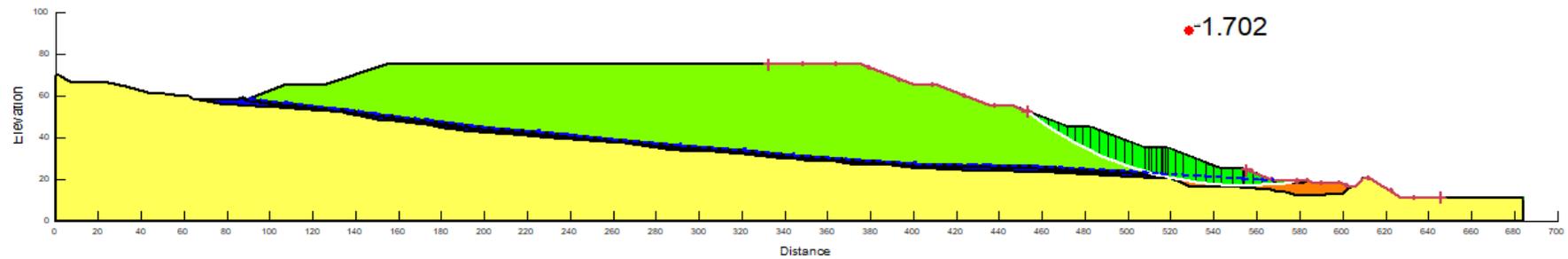
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-Estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fn.	17			INTERFACE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1

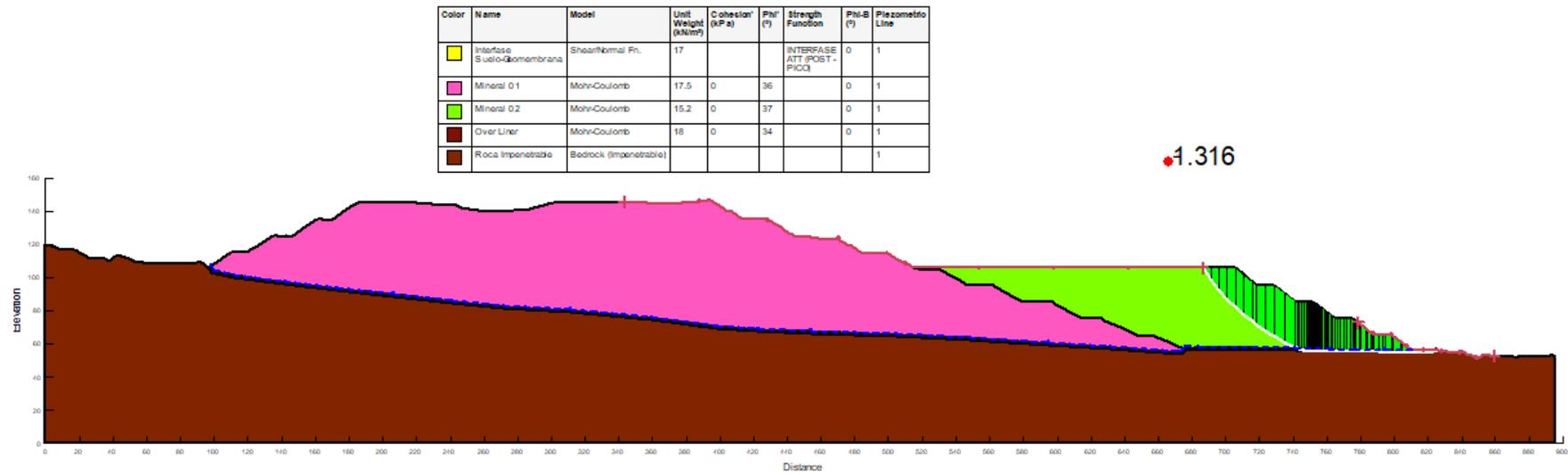


Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-Estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)



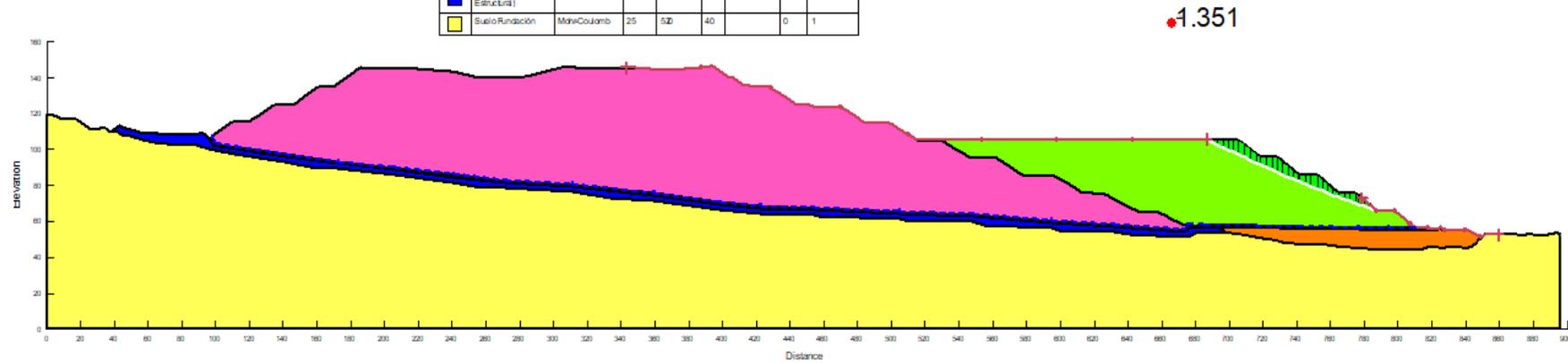
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interface Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERFACE ATT (POST - PICO)	0	1
Pink	Mineral 01	MohrCoulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	MohrCoulomb	15.2	0	37		0	1
Brown	Overliner	MohrCoulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	MohrCoulomb	25	50	40		0	1



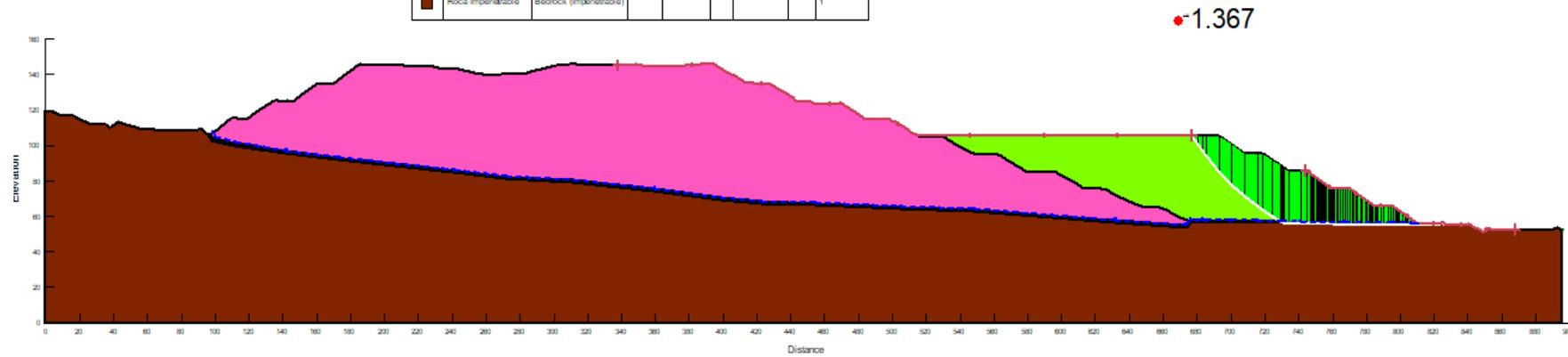
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estatico
 Condición: Falla por Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST-PIED)	0	1
Pink	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



Sección: B-B

MEL: Morgenstern Price

Pseudo-estático

Condición: Falla por Bloque

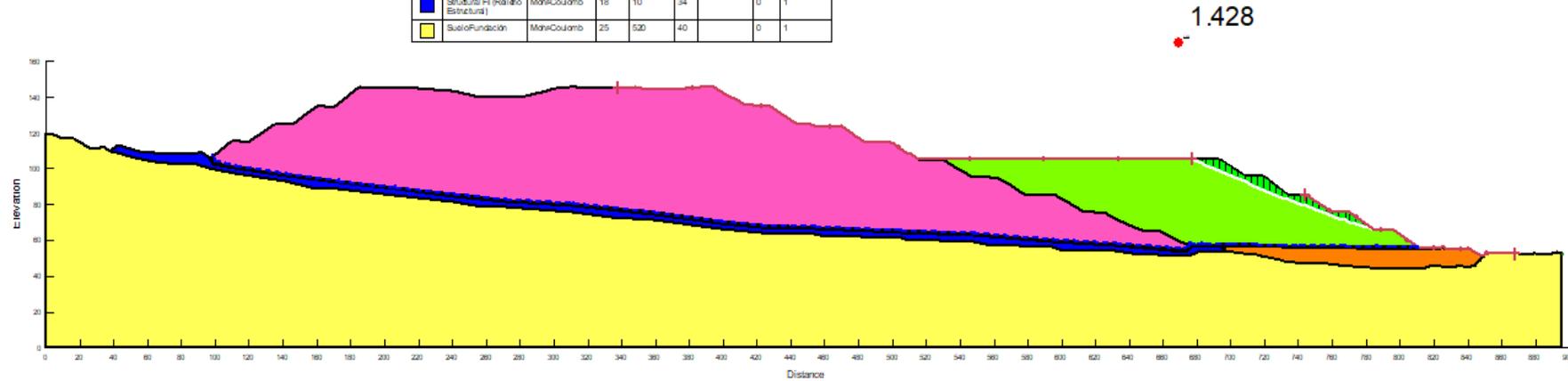
LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezométrico Line
Yellow	Interface Suelo/Diaphragma	ShearNormal Fr.	17			INTERSE (AT POST-PICC)	0	1
Pink	Mineral01	MohrCoulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral02	MohrCoulomb	15.2	0	37		0	1
Brown	OverLiner	MohrCoulomb	18	0	34		0	1
Orange	RockFill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural FI (Ratón Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	SueloFundación	MohrCoulomb	25	500	40		0	1

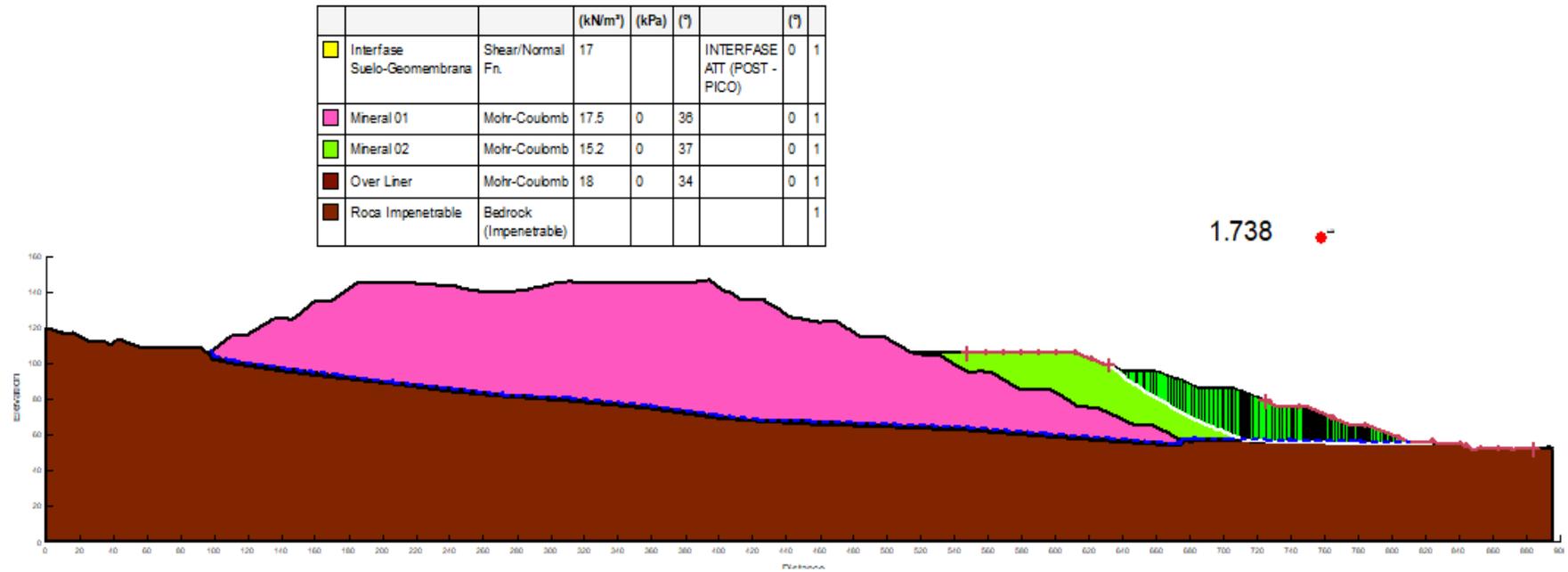


Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla por Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)



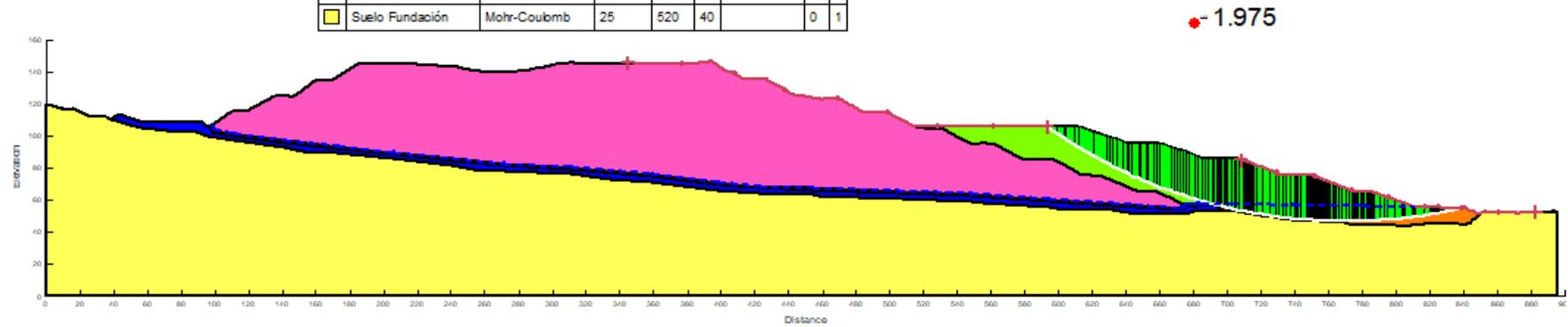
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
■	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	38		0 1
■	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0 1
■	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
■	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0 1
■	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0 1
■	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0 1



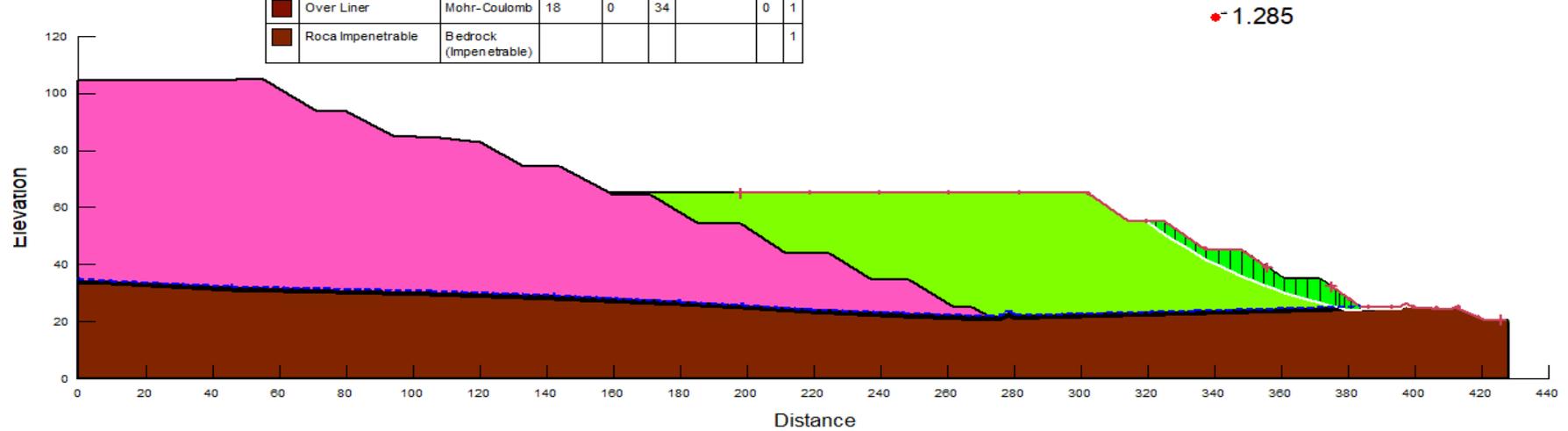
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0 1
	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0 1
	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
	Roca impenetrable	Bedrock (Impenetrable)					1



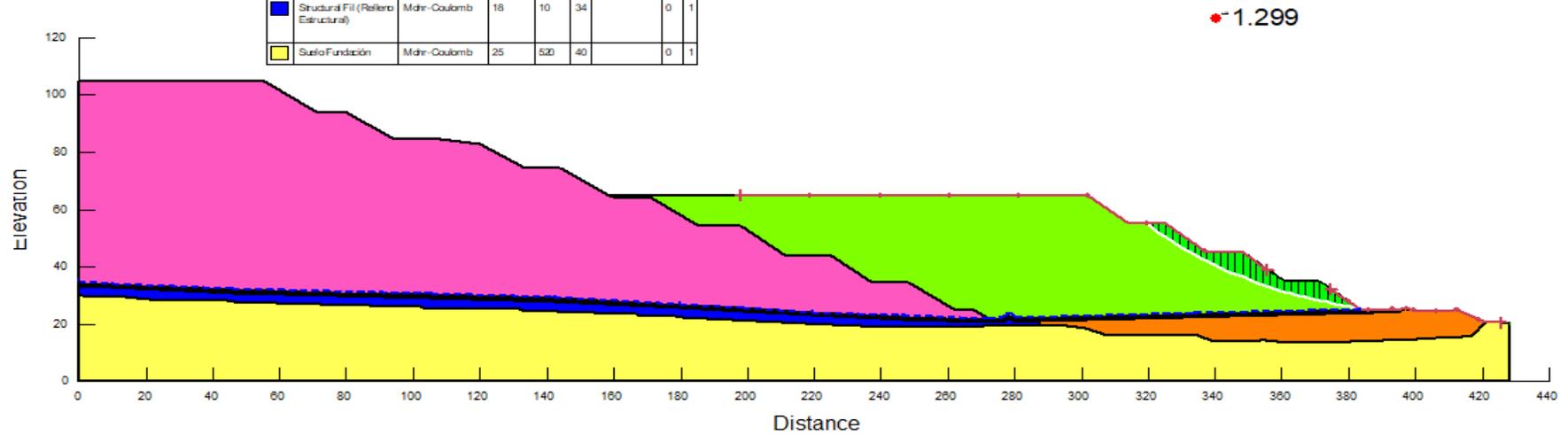
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

		(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
Interfase Suelo Geomembrana	Shear/Normal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
Mineral 01	Mohr-Coulomb	175	0	36		0 1
Mineral 02	Mohr-Coulomb	152	0	37		0 1
Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0 1
Structural Fill (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0 1
Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0 1

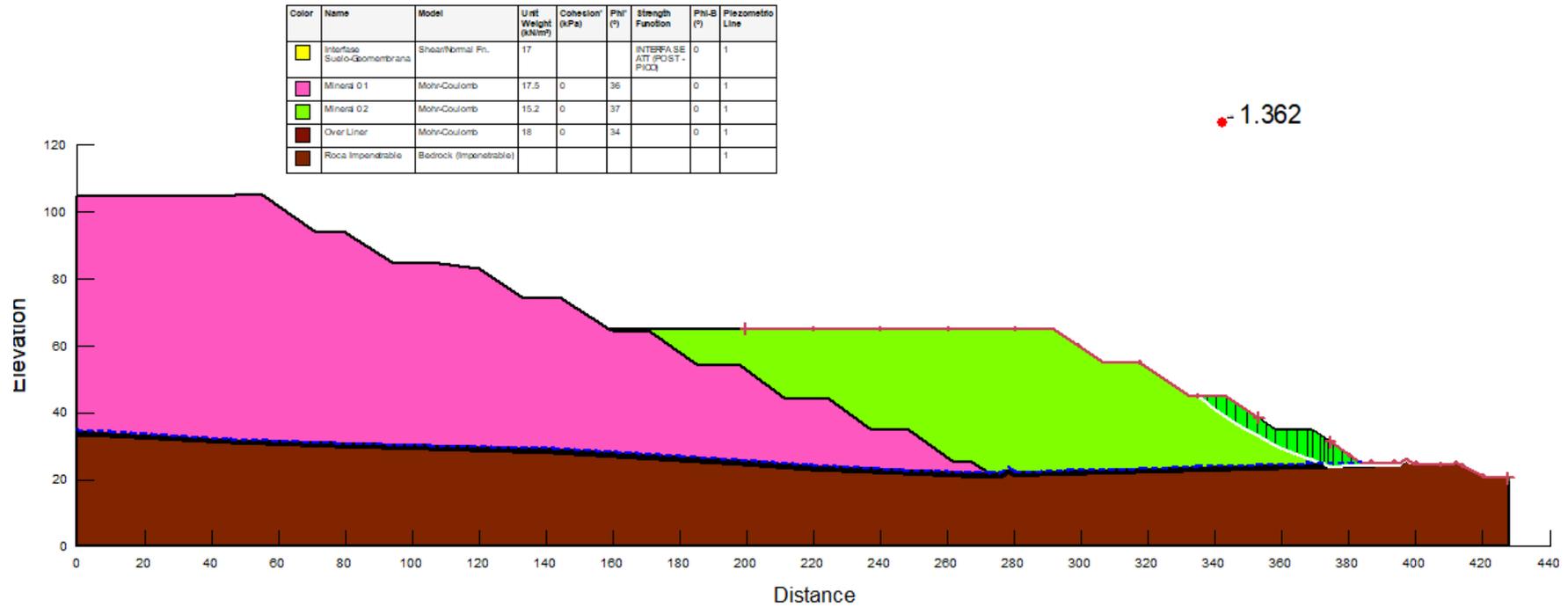


Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)



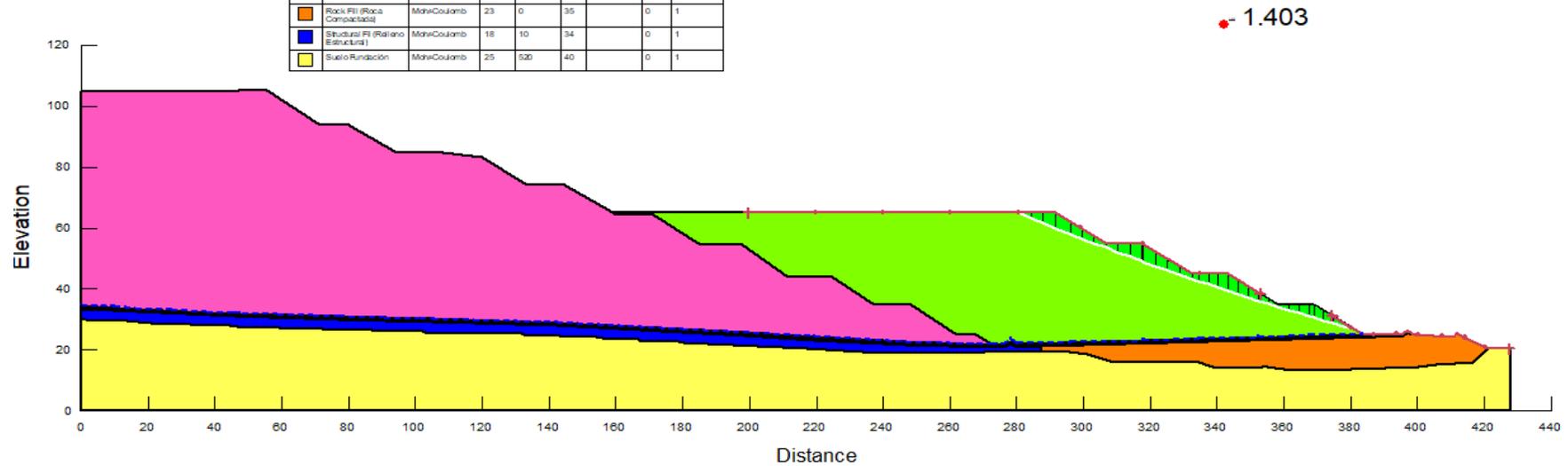
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Piezo-B	Piezometric Line
Yellow	Interface Suelo-Geomembrana	ShearNormalFr	17			INTERFASE ATT POST-FICG	0	1
Pink	Mineral 01	MohrCoulomb	175	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	MohrCoulomb	152	0	37		0	1
Dark Brown	Overliner	MohrCoulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundacion	MohrCoulomb	25	500	40		0	1



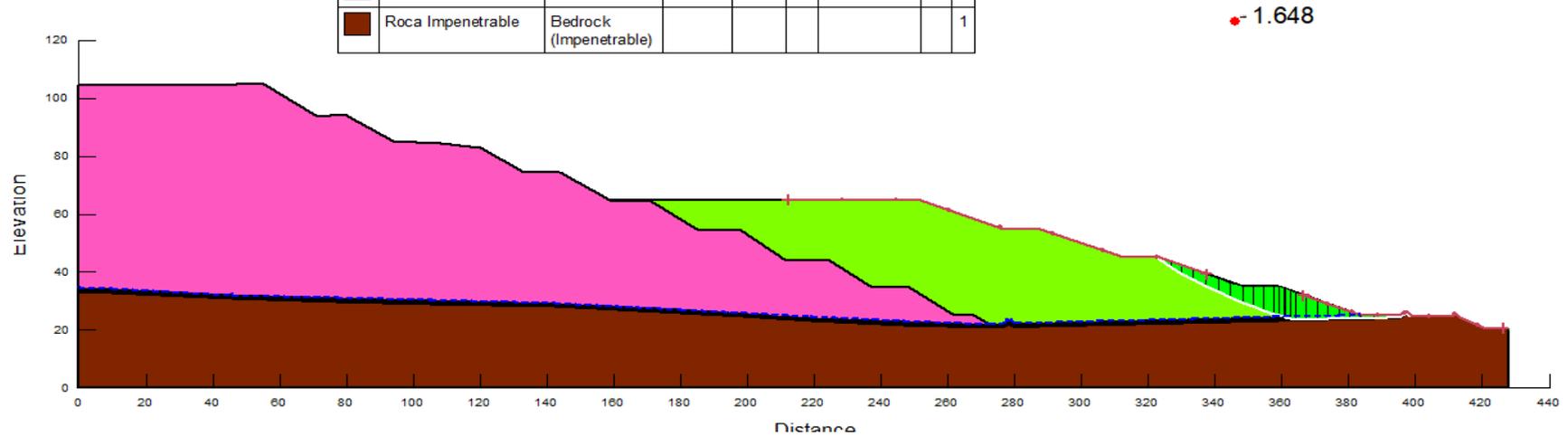
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)	
	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



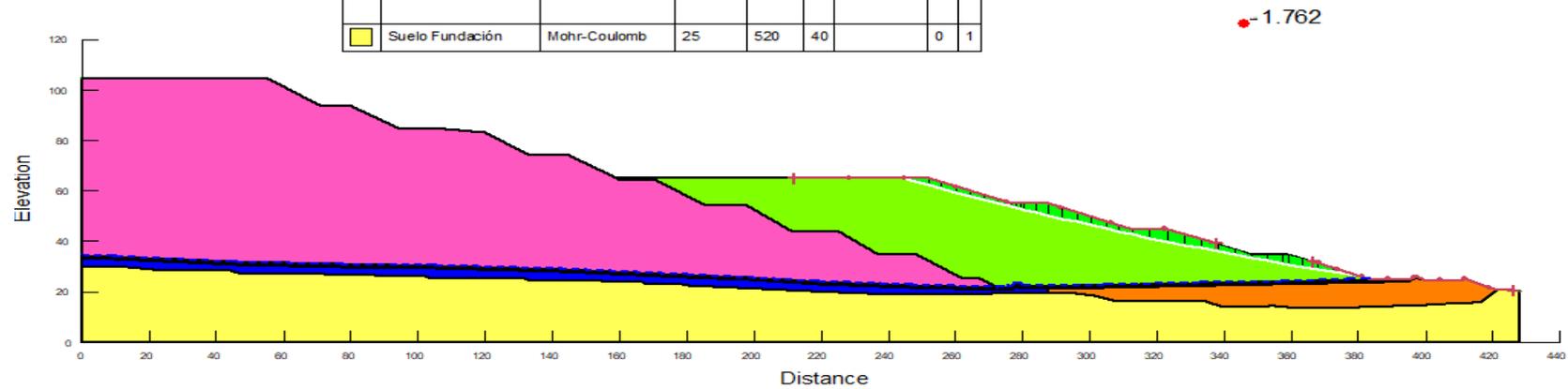
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Operación)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
■	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0 1
■	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0 1
■	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
■	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0 1
■	Structural Fill (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0 1
■	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0 1



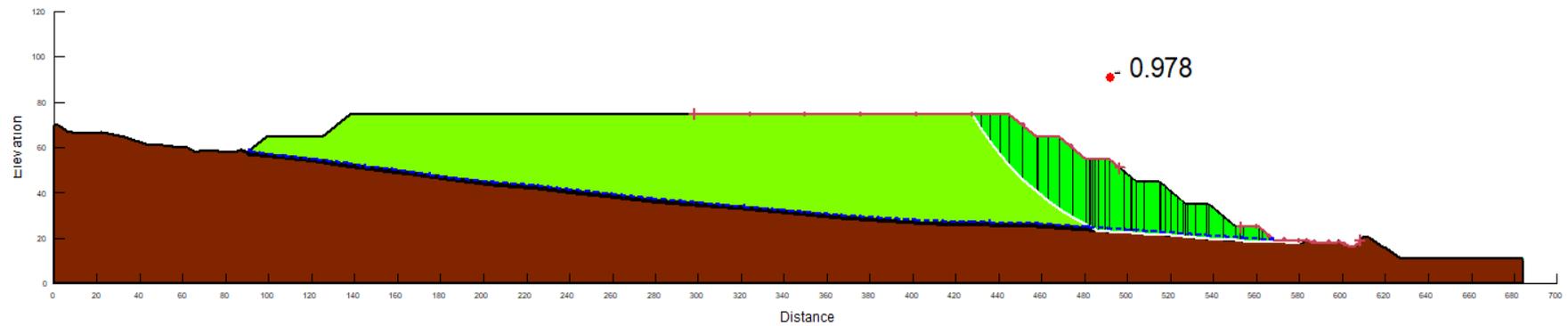
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Minea I 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Brown	OverLiner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



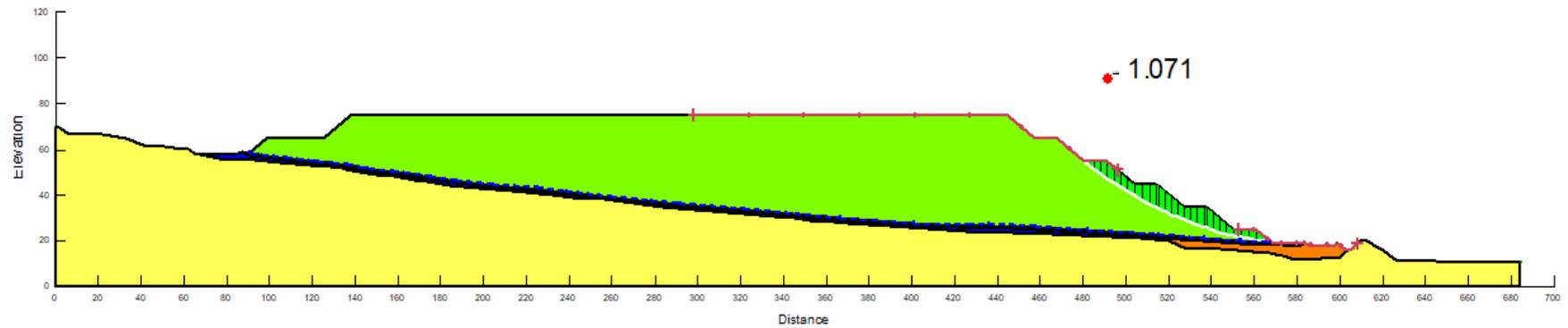
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE AIT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Green	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Light Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



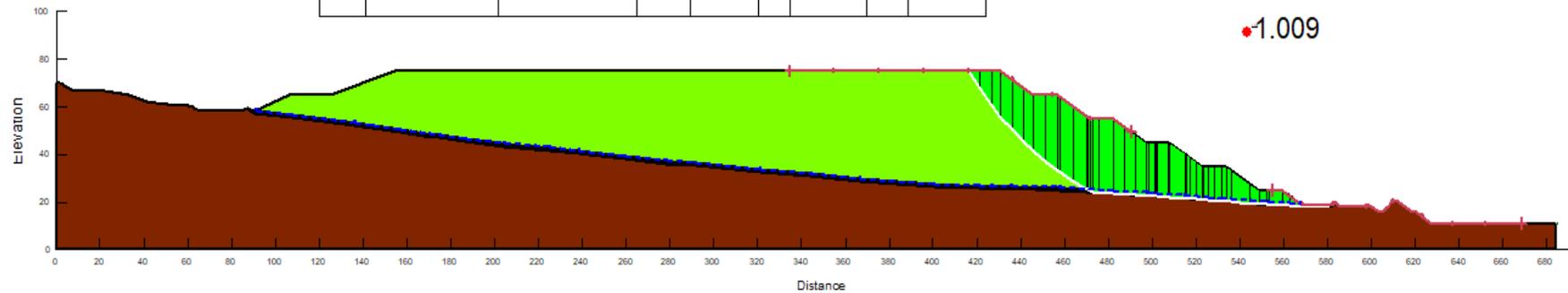
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



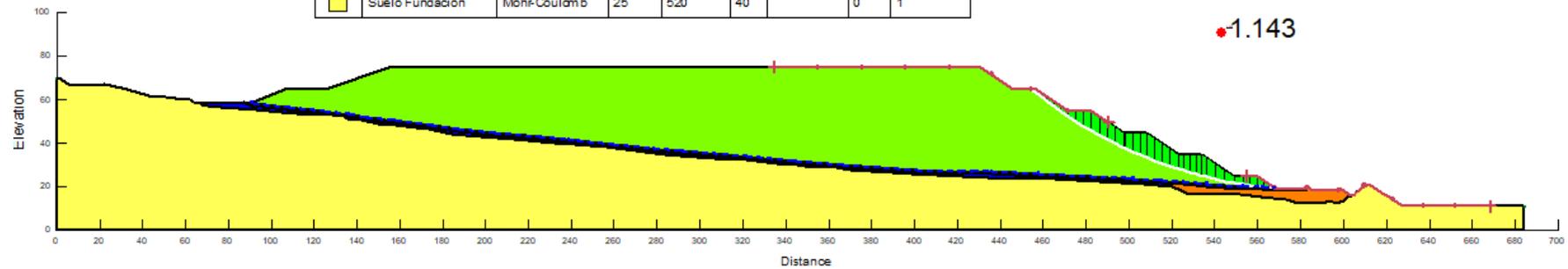
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



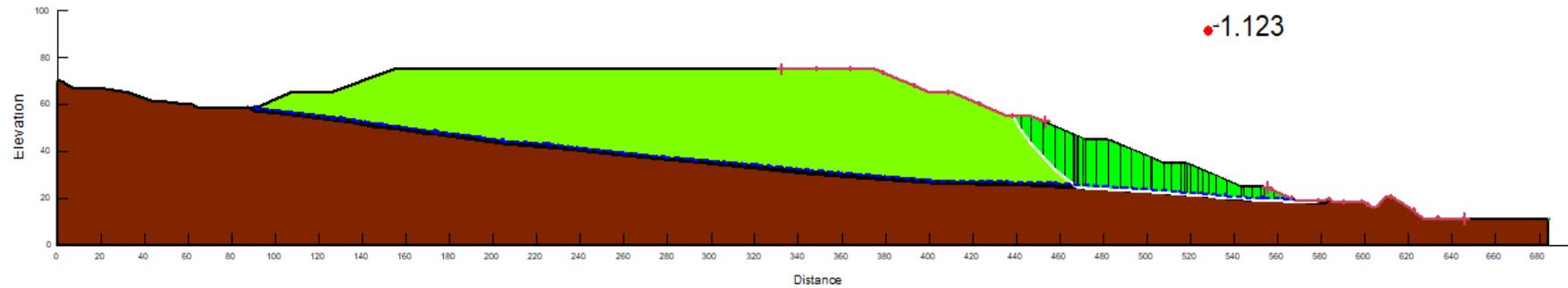
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - FICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Red	OverLiner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



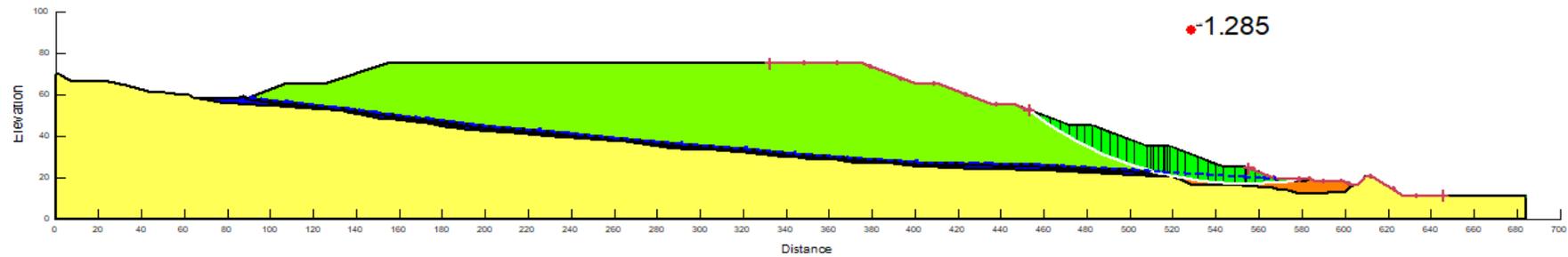
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Red	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



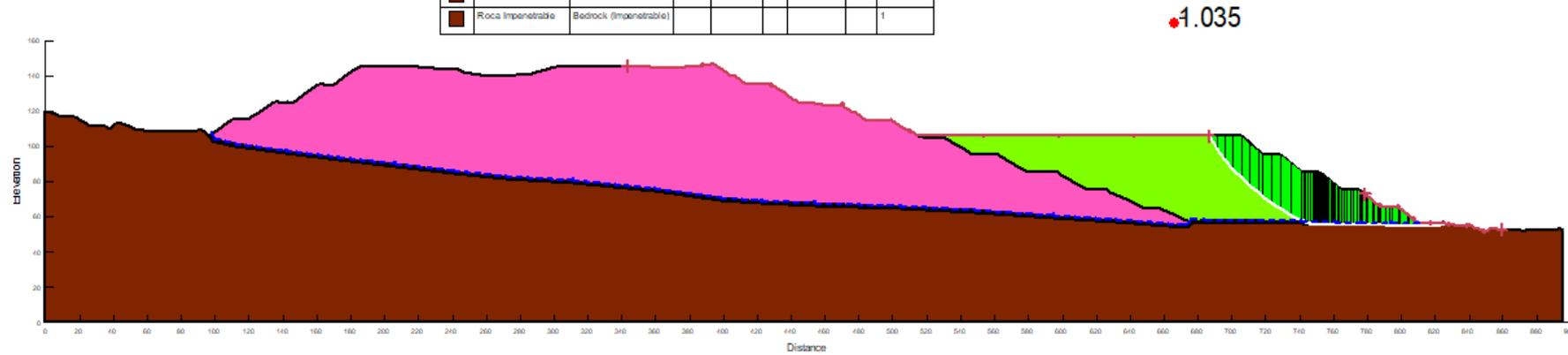
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Membrana	ShearNormal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST-PICQ)	0	1
Pink	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



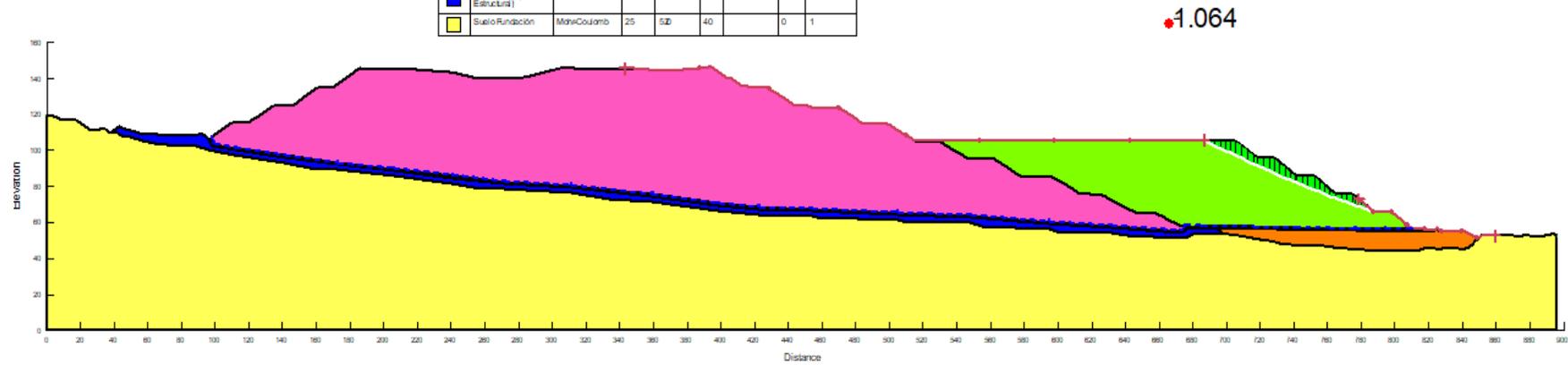
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Pk-G (°)	Resonance Line
Yellow	Interfase Suelo/Gasomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERF. SE ATI (POST- PICO)	0	1
Pink	Mineral 01	MohrCoulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	MohrCoulomb	15.2	0	37		0	1
Brown	OverLiner	MohrCoulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	MohrCoulomb	25	50	40		0	1



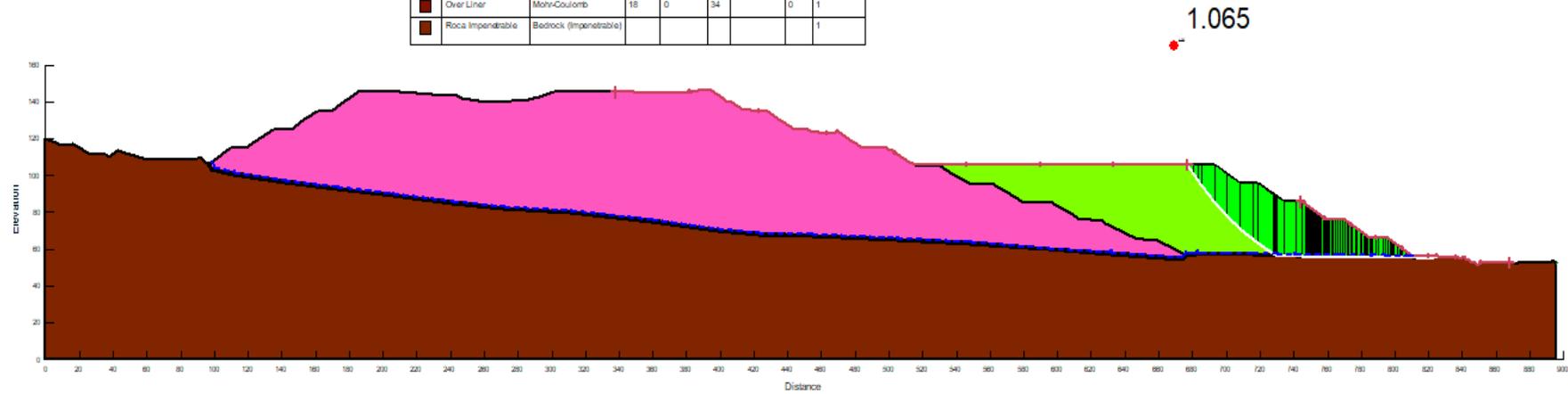
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Biomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERFAS E ATT POS T. P (IC)	0	1
Pink	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Brown	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Dark Brown	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



Sección: B-B

MEL: Morgenstern Price

Pseudo-estático C

Condición: Falla por Bloque

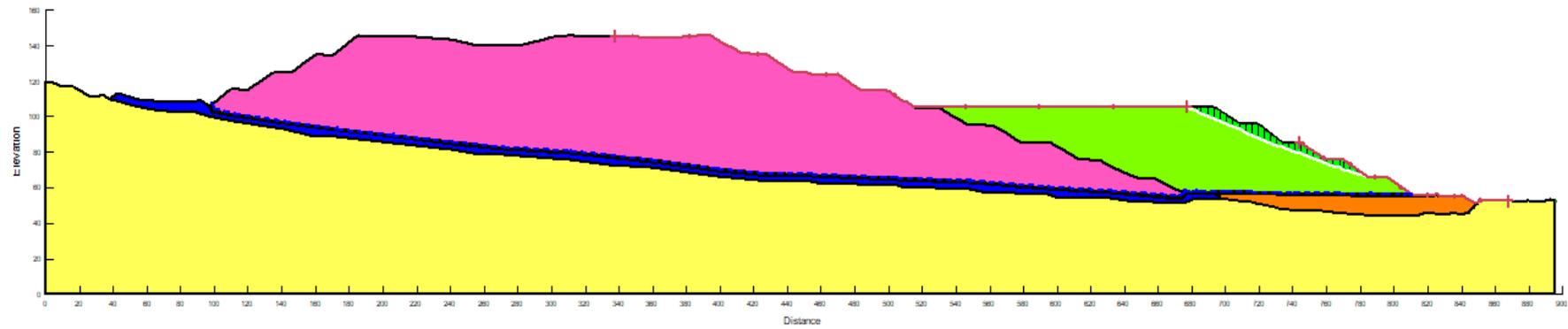
LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (Wt/ft ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interface SueloGeomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERSECT (POST-PILO)	0	1
Pink	Mineral01	MohrCoulomb	17.5	0	36		0	1
Light Green	Mineral02	MohrCoulomb	15.2	0	37		0	1
Dark Green	Overliner	MohrCoulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rockfill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	SueloFundación	MohrCoulomb	25	520	40		0	1



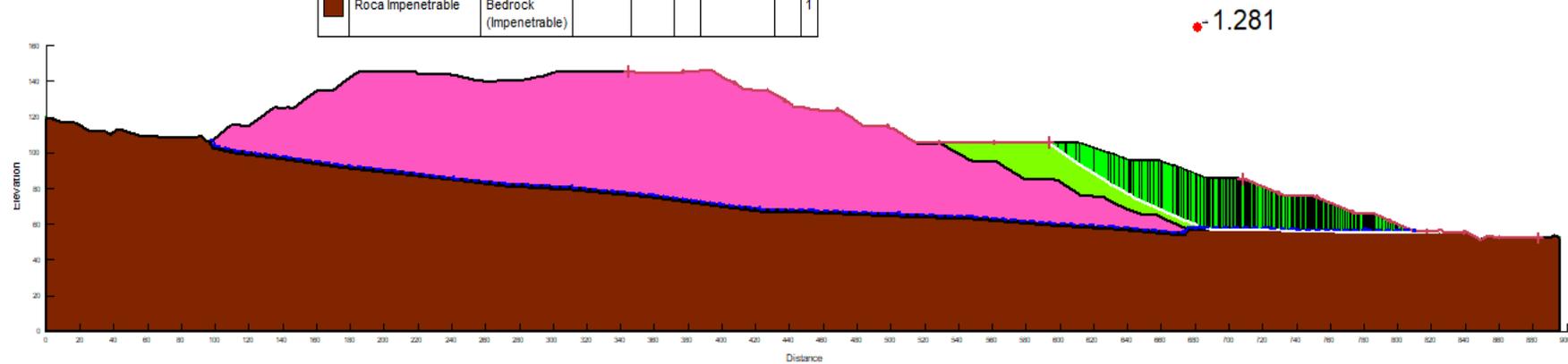
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
■	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0 1
■	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0 1
■	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
■	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)					1



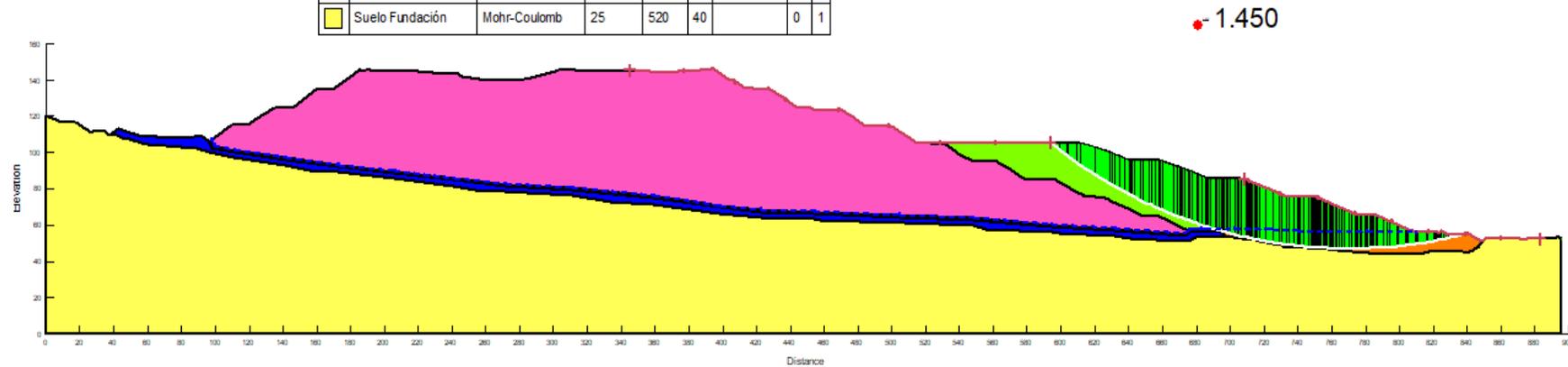
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST -PICO)	0 1
■	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0 1
■	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0 1
■	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
■	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0 1
■	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0 1
■	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0 1



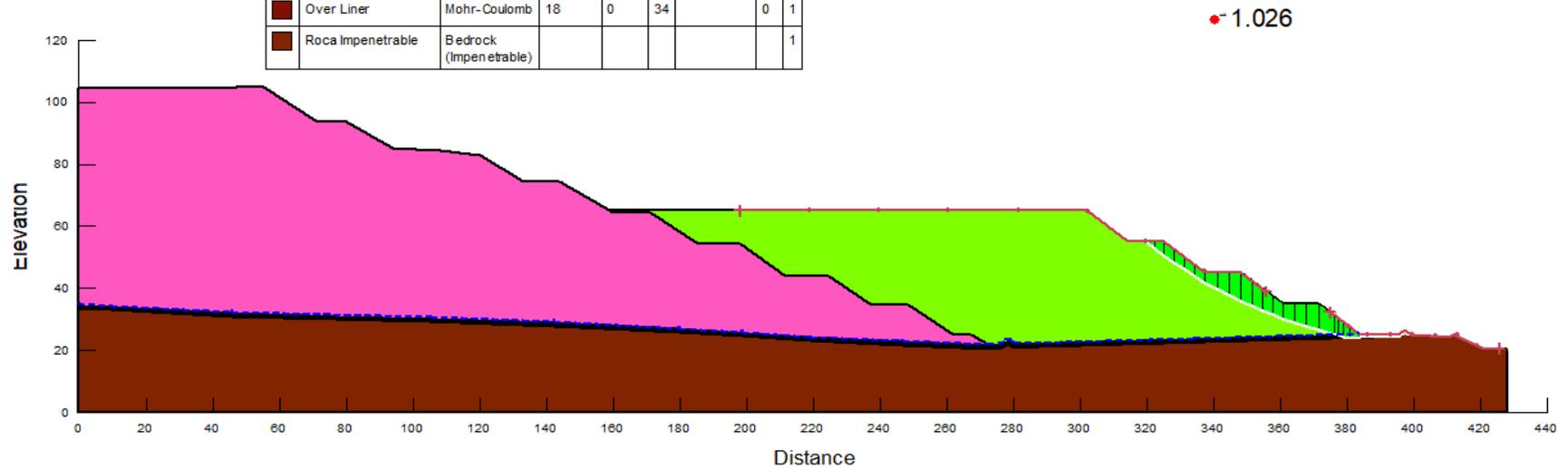
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)	
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
■	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
■	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
■	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
■	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



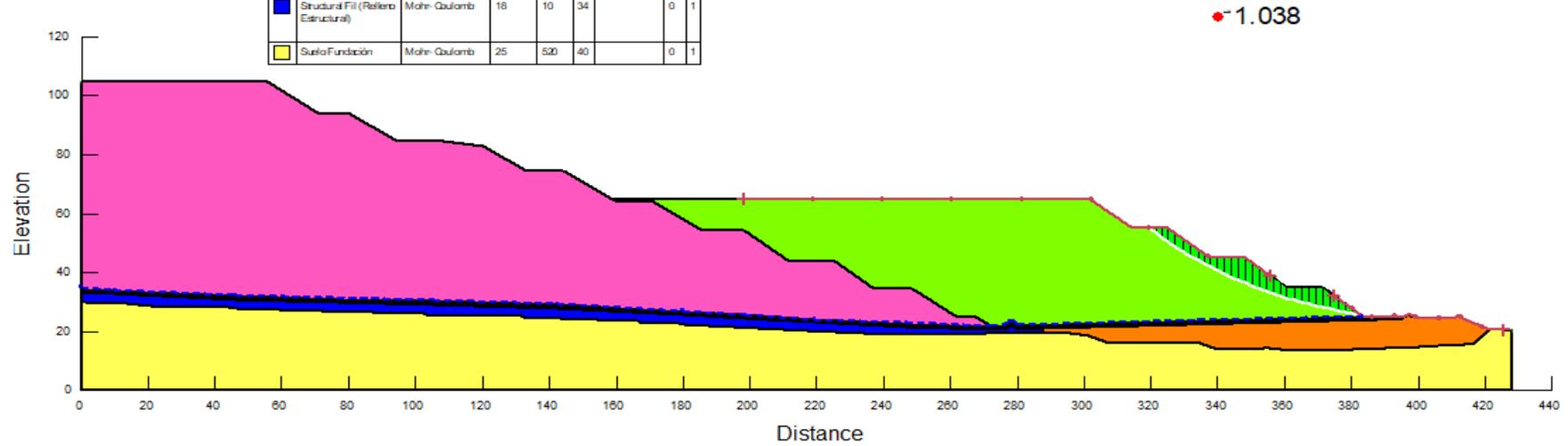
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
Interfase Suelo Geomembrana	Shear/Normal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Mineral 01	Mohr-Coulomb	125	0	36		0	1
Mineral 02	Mohr-Coulomb	152	0	37		0	1
Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Structural Fill (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1

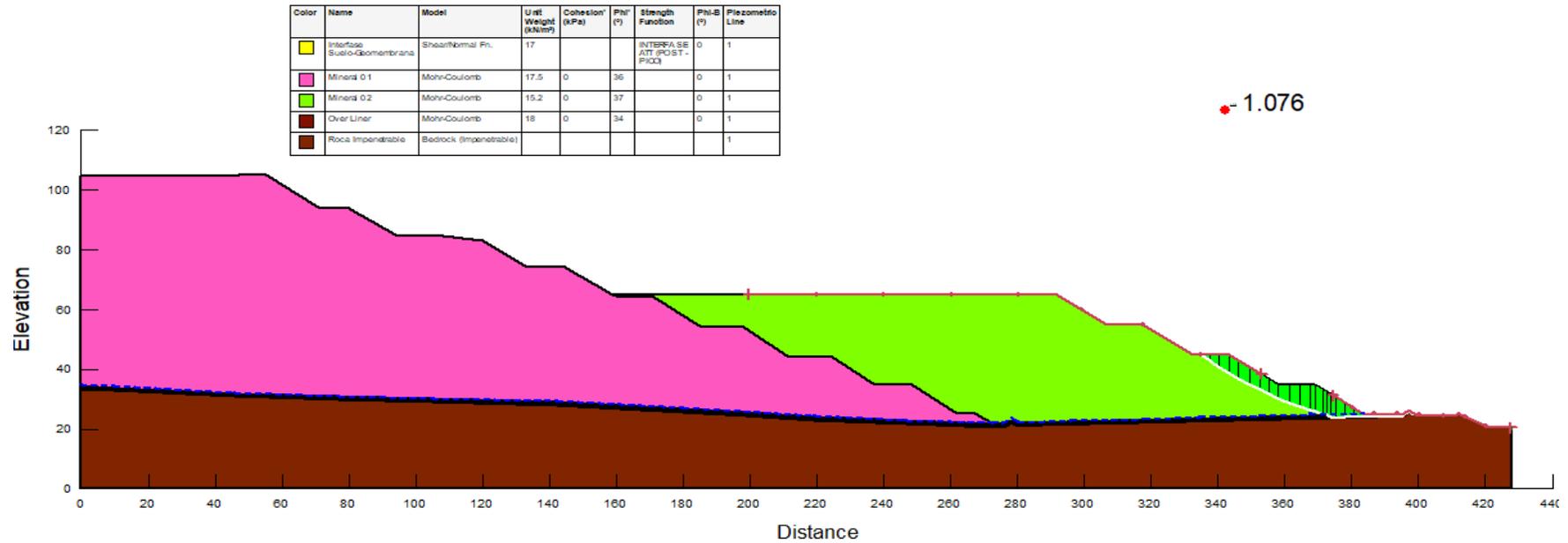


Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)



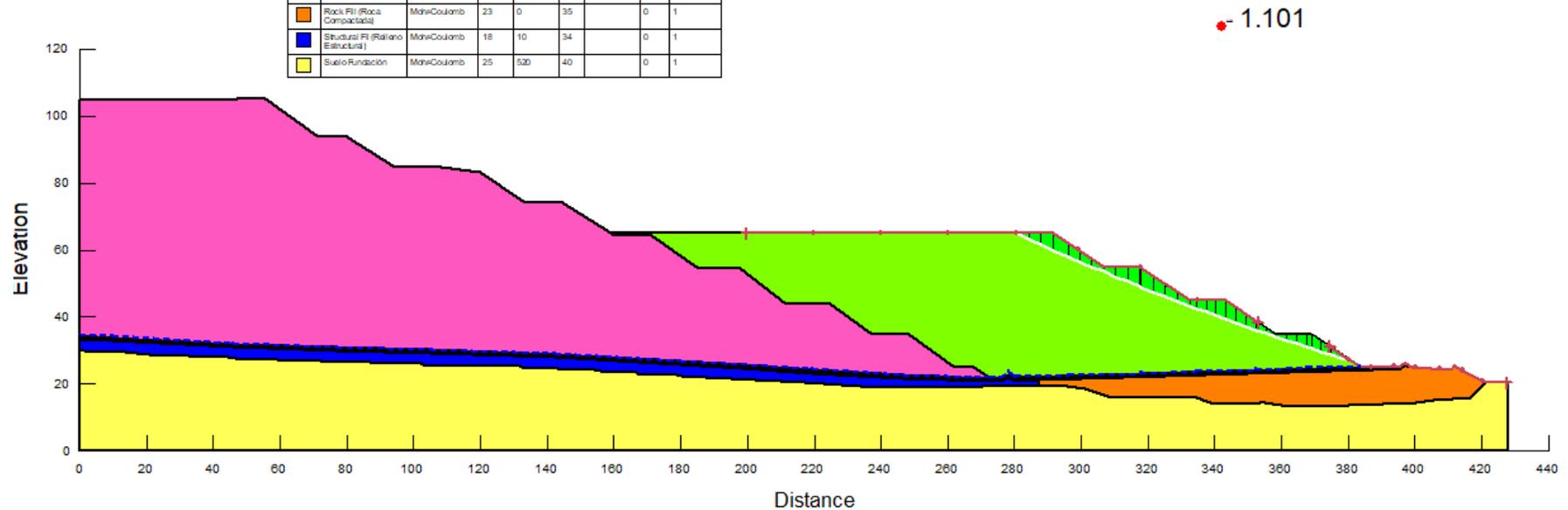
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi° (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Frictional Line
Yellow	Interface Suelo-Gobemembrana	ShearNormalFr.	17			INTERFASE AT POST-FICD)	0	1
Pink	Mineral 01	MohrCoulomb	175	0	36		0	1
Light Green	Mineral 02	MohrCoulomb	152	0	37		0	1
Brown	Over Liner	MohrCoulomb	18	0	34		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Estructural FI (Relleno Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	MohrCoulomb	25	500	40		0	1



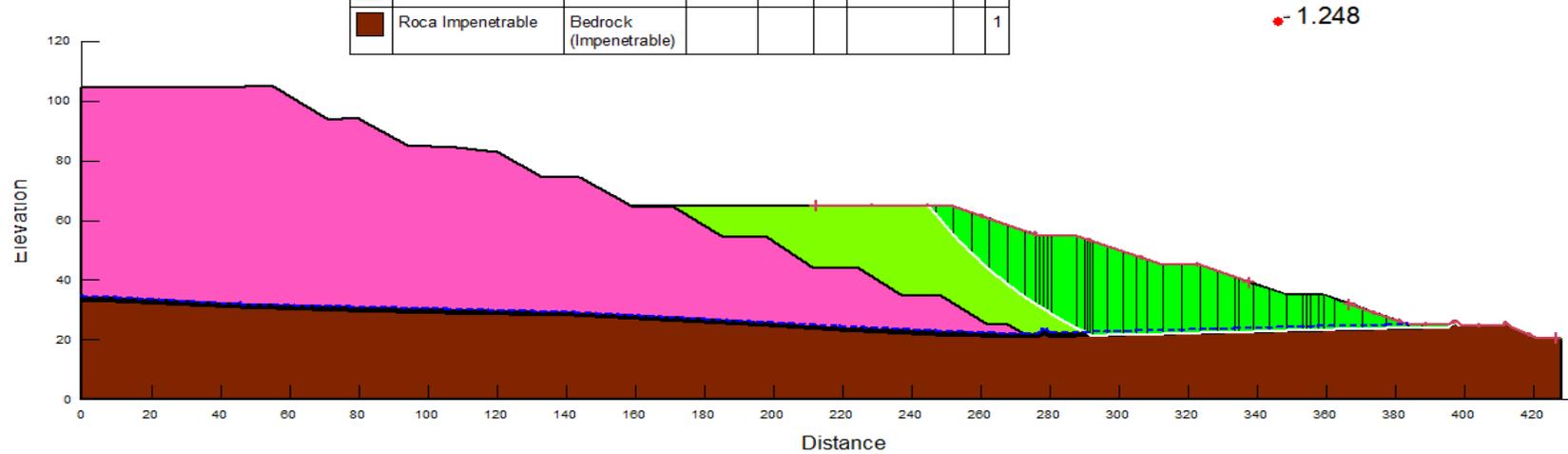
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)	
	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
	Mineral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0	1
	Mineral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0	1
	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0	1
	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



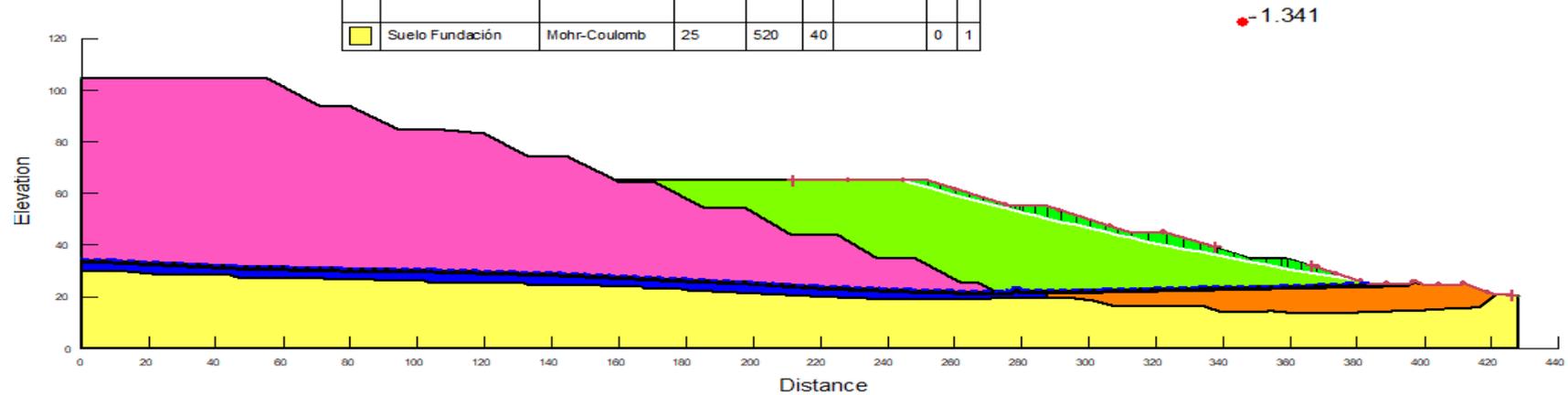
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Pseudo-estático (Cierre)

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
	Mneral 01	Mohr-Coulomb	17.5	0	36		0 1
	Mneral 02	Mohr-Coulomb	15.2	0	37		0 1
	Over Liner	Mohr-Coulomb	18	0	34		0 1
	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0 1
	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0 1
	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0 1



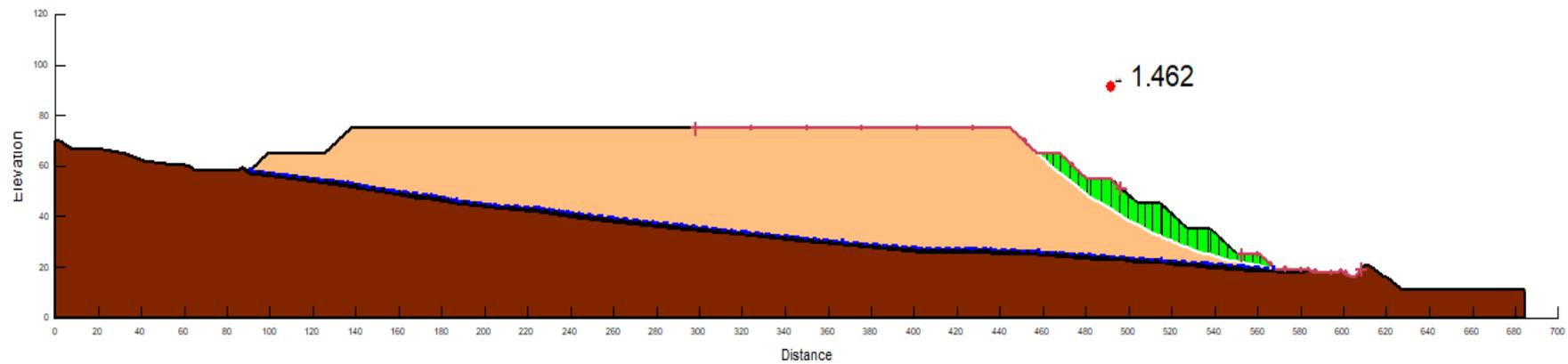
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Pseudo-estático C
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST-PICO)	0	1
■	Mineral 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
■	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
■	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



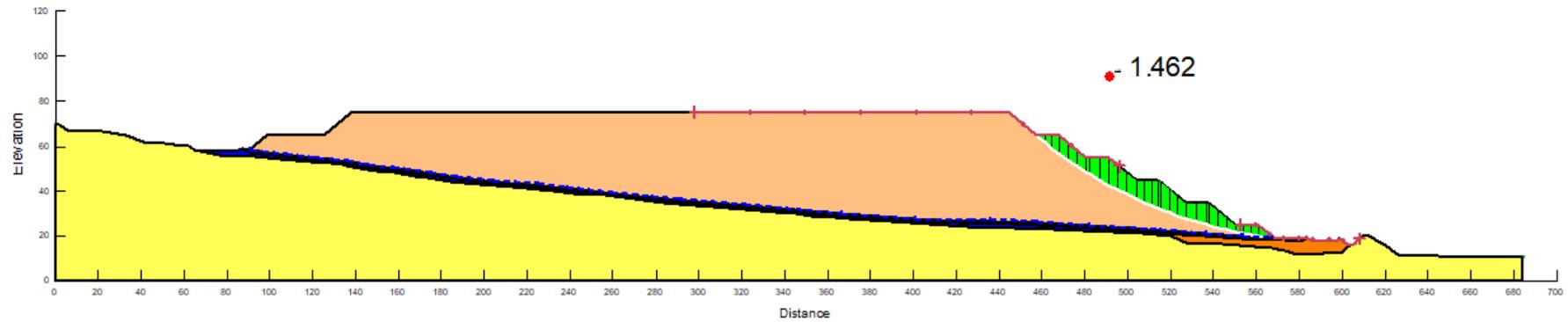
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Light Orange	Mineral 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
Light Yellow	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
Dark Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fil (Releno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Light Green	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



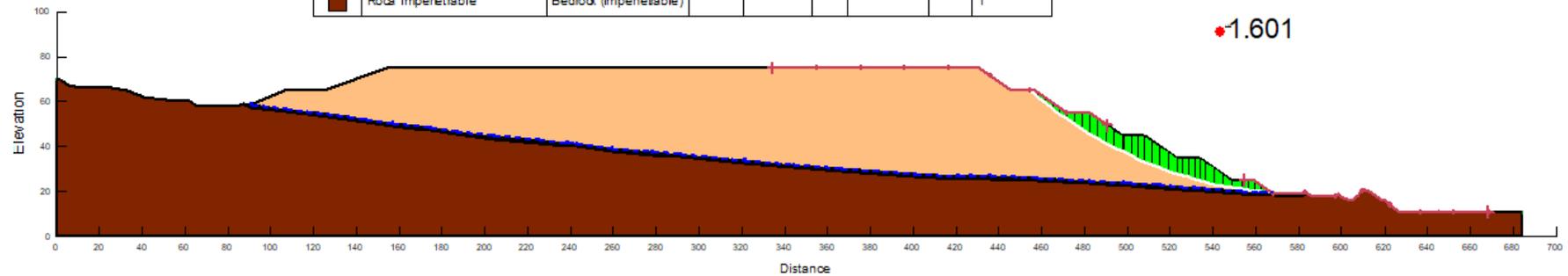
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Orange	Mirrejal 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
Light Yellow	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
Brown	Roca Impermeable	Bedrock (Impenetrable)						1



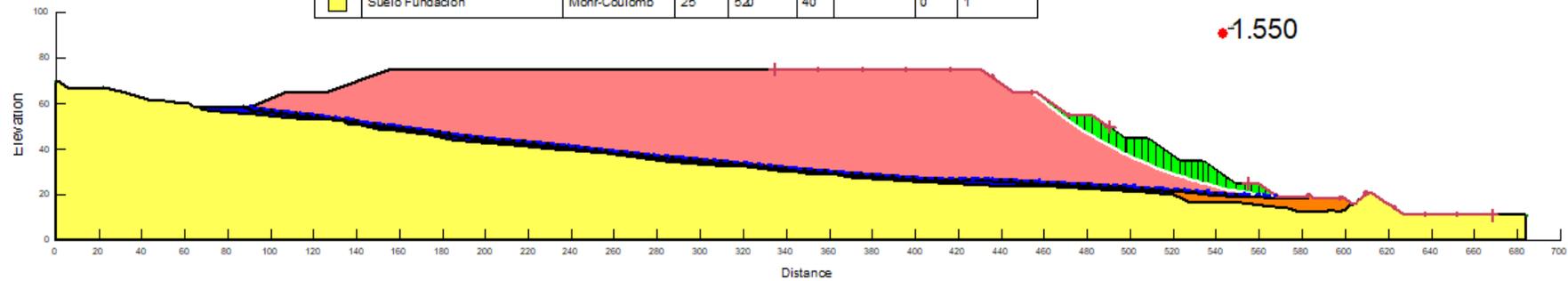
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
Red	Mineral 01_post_sismo	Mohr-Coulomb	17.5	0	30		0	1
Light Yellow	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Light Green	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	5.2	40		0	1



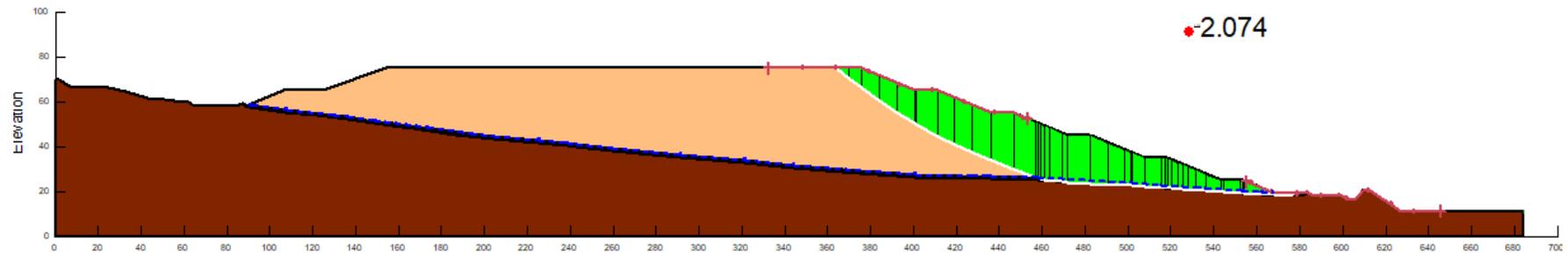
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección A-A (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
■	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
■	Mineral 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
■	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
■	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



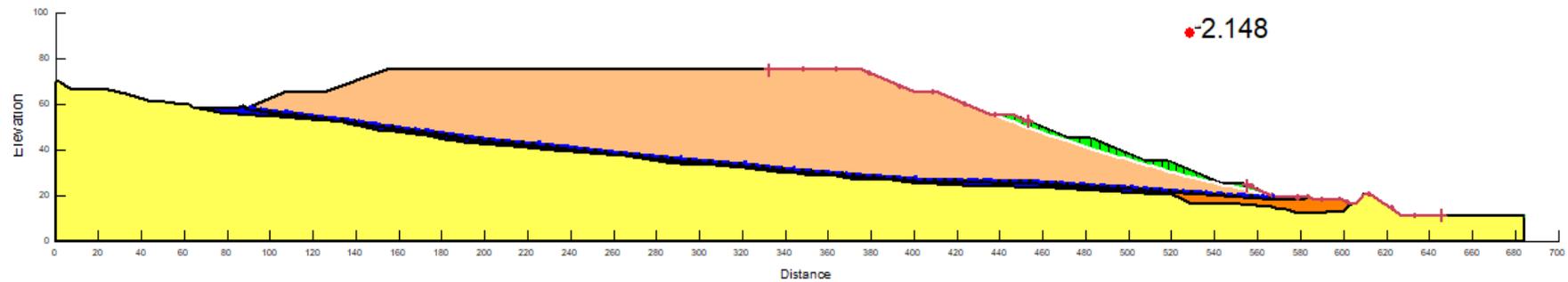
Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección A-A (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Piezometric Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - FICO)	0	1
Orange	Mineral 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
Light Yellow	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
Dark Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1

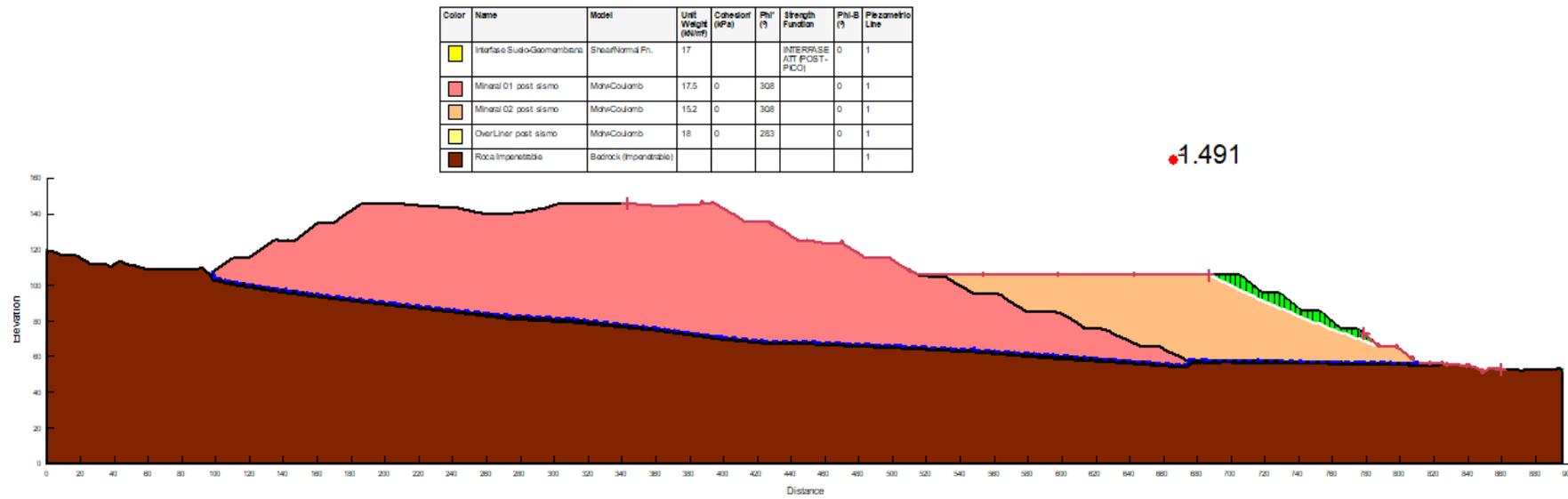


Sección: A-A
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo



Sección: B-B

MEL: Morgenstern Price

Post-sismo

Condición: Falla por Bloque

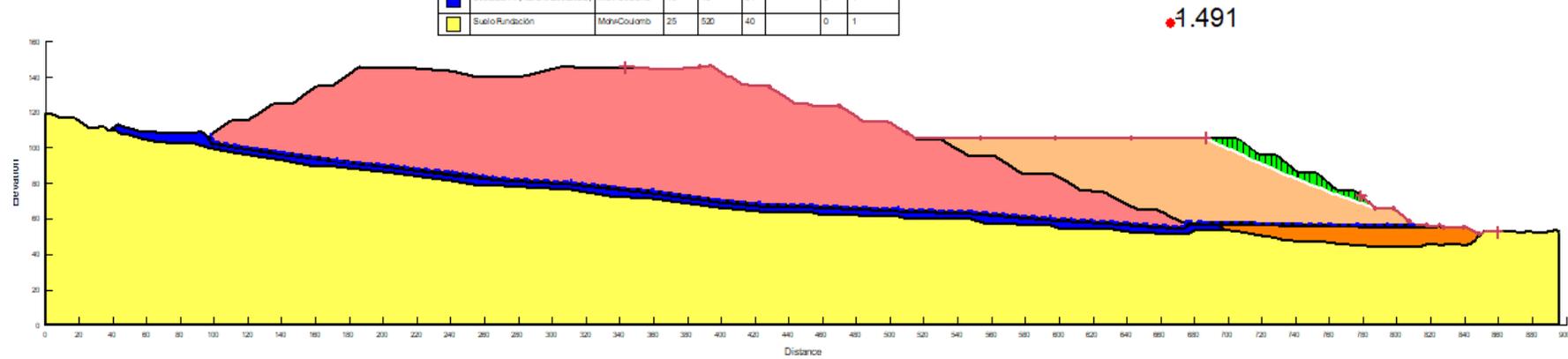
LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Plazamiento Line
Yellow	Interfase Suelo-Geomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERF. SE ATT (POST- PRCD)	0	1
Red	Mineral 01 post sismo	MohrCoulomb	17.5	0	30.8		0	1
Orange	Mineral 02 post sismo	MohrCoulomb	15.2	0	30.8		0	1
Light Yellow	Overliner post sismo	MohrCoulomb	18	0	28.3		0	1
Dark Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Rindación	MohrCoulomb	25	500	40		0	1

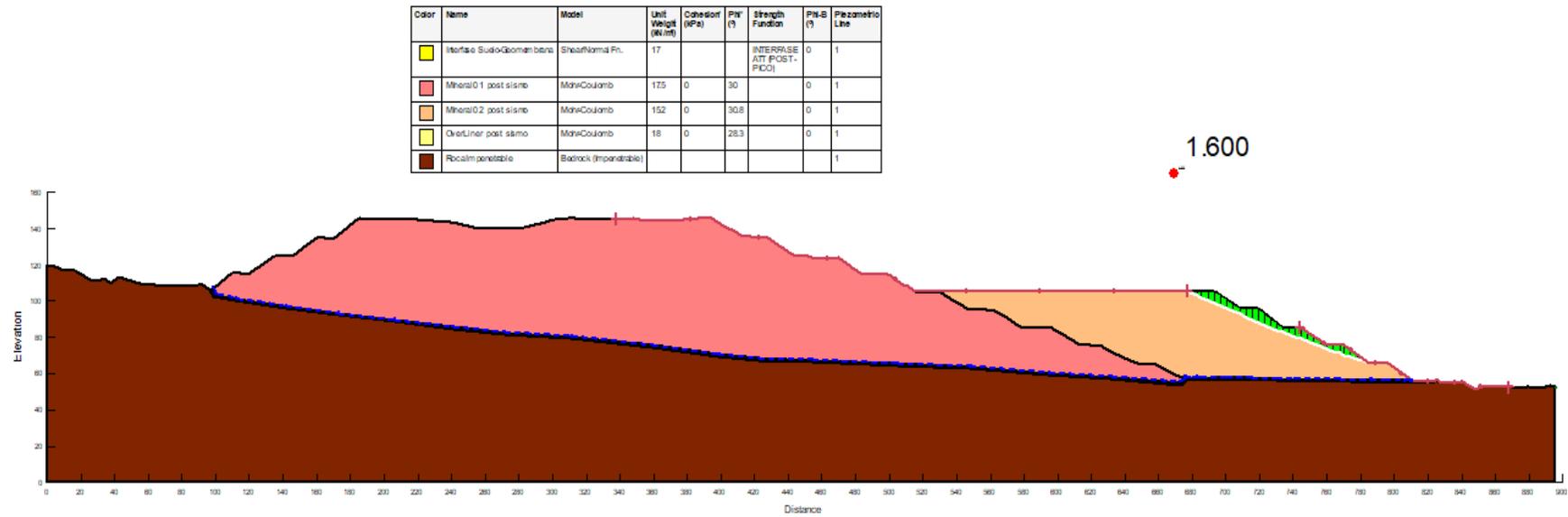


Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo



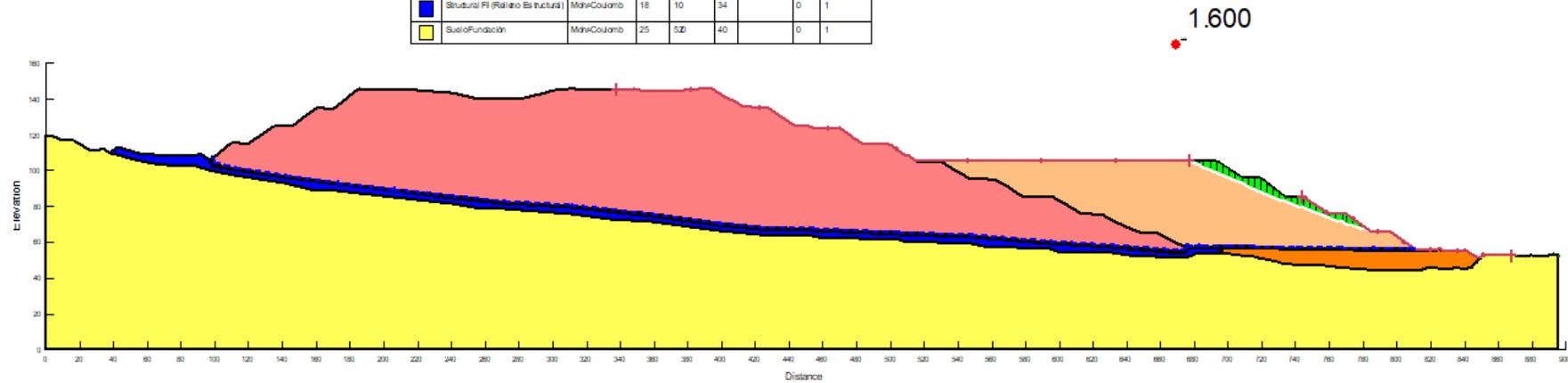
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

Color	Nombre	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Resistente Line
Yellow	Interfase SudoGeomembrana	ShearNormal Fr.	17			INTERFASSE ATTI (POST-SISMO)	0	1
Red	Mhara01 post sismo	MohrCoulomb	17.5	0	30		0	1
Orange	Mhara02 post sismo	MohrCoulomb	15.2	0	30.8		0	1
Light Green	Overliner post sismo	MohrCoulomb	18	0	28.3		0	1
Dark Orange	Rockfill (Roca Compactada)	MohrCoulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural Fill (Relleno Estructural)	MohrCoulomb	18	10	34		0	1
Yellow	SueloFundación	MohrCoulomb	25	50	40		0	1



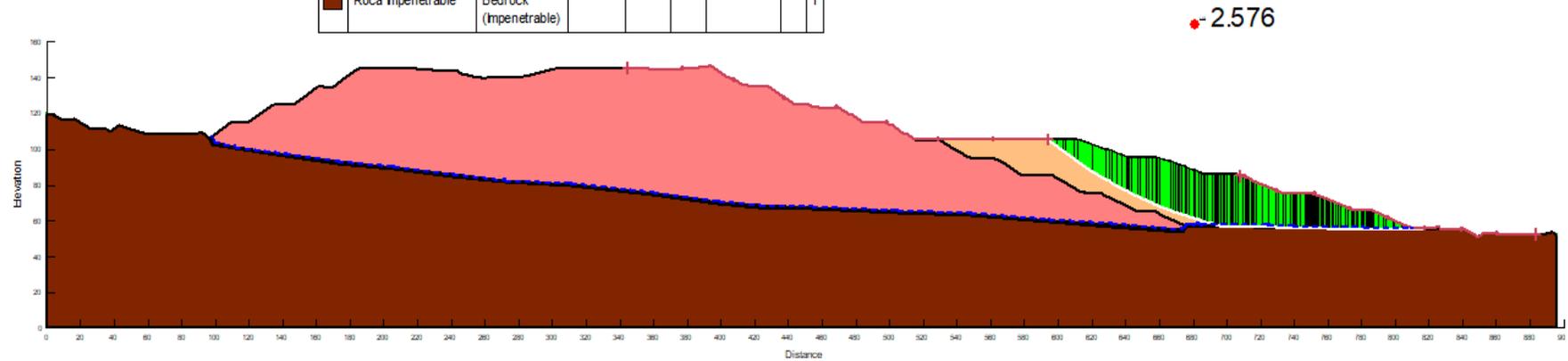
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección B-B (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0 1
■	Mineral 01_post_sismo	Mohr-Coulomb	17.5	0	30		0 1
■	Mineral 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0 1
■	Over Lher_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0 1
■	Roca impenetrable	Bedrock (impenetrable)					1



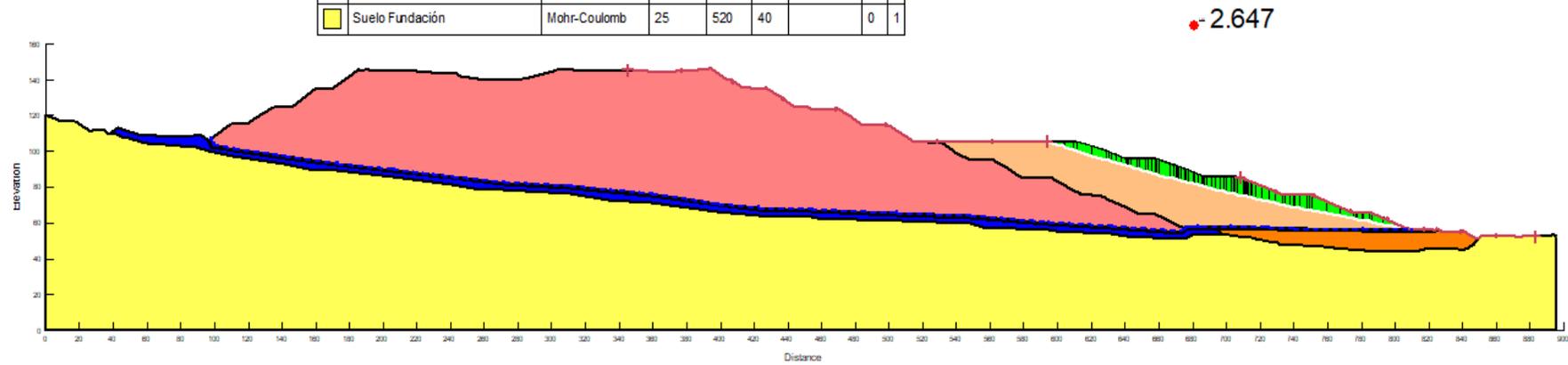
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección B-B (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)	
■	Interfase Sueb-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
■	Mneral01_post_sismo	Mohr-Coulomb	17.5	0	30		0	1
■	Mneral02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
■	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
■	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
■	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
■	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1



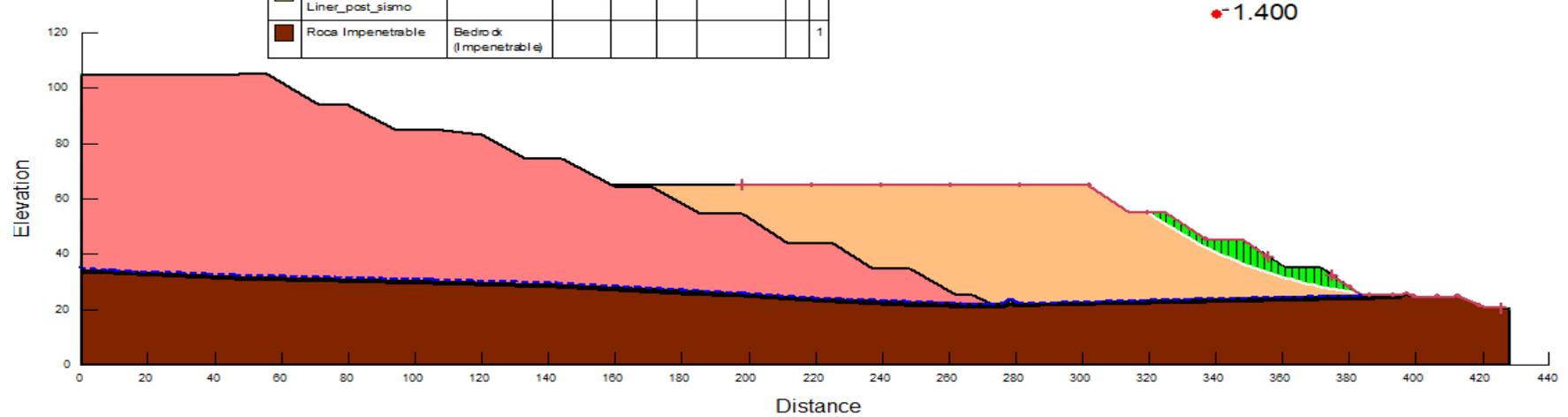
Sección: B-B
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)	
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
■	Mineral 01_post_sismo	Mohr-Coulomb	17.5	0	30		0	1
■	Mineral 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
■	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
■	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



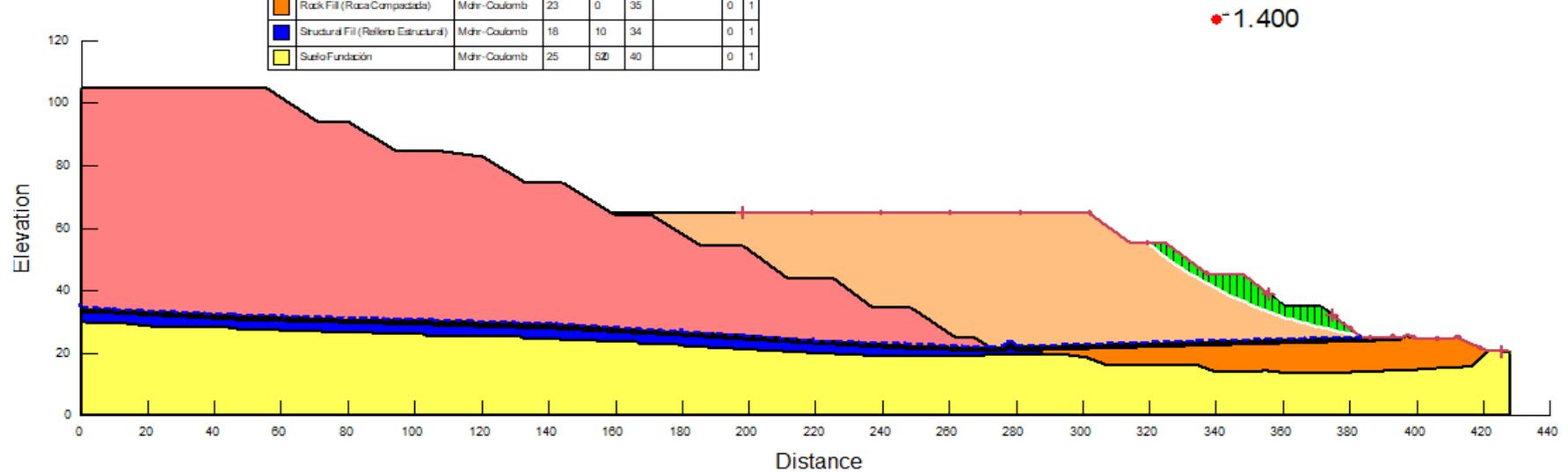
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.25H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

		(kN/m ²)	(kPa)	(°)	(°)	(°)
Interfase Sudo-Geomembrana	Shear/Normal Fr.	17			INTERFASE ATT (POST-SISMO)	0 1
Mineral 01_post_sismo	Mdre-Coulomb	17.5	0	30		0 1
Mineral 02_post_sismo	Mdre-Coulomb	152	0	30.8		0 1
Over Liner_post_sismo	Mdre-Coulomb	18	0	28.3		0 1
Rock Fill (Roca Compactada)	Mdre-Coulomb	23	0	35		0 1
Structural Fill (Relleno Estructural)	Mdre-Coulomb	18	10	34		0 1
Suelo Fundación	Mdre-Coulomb	25	50	40		0 1

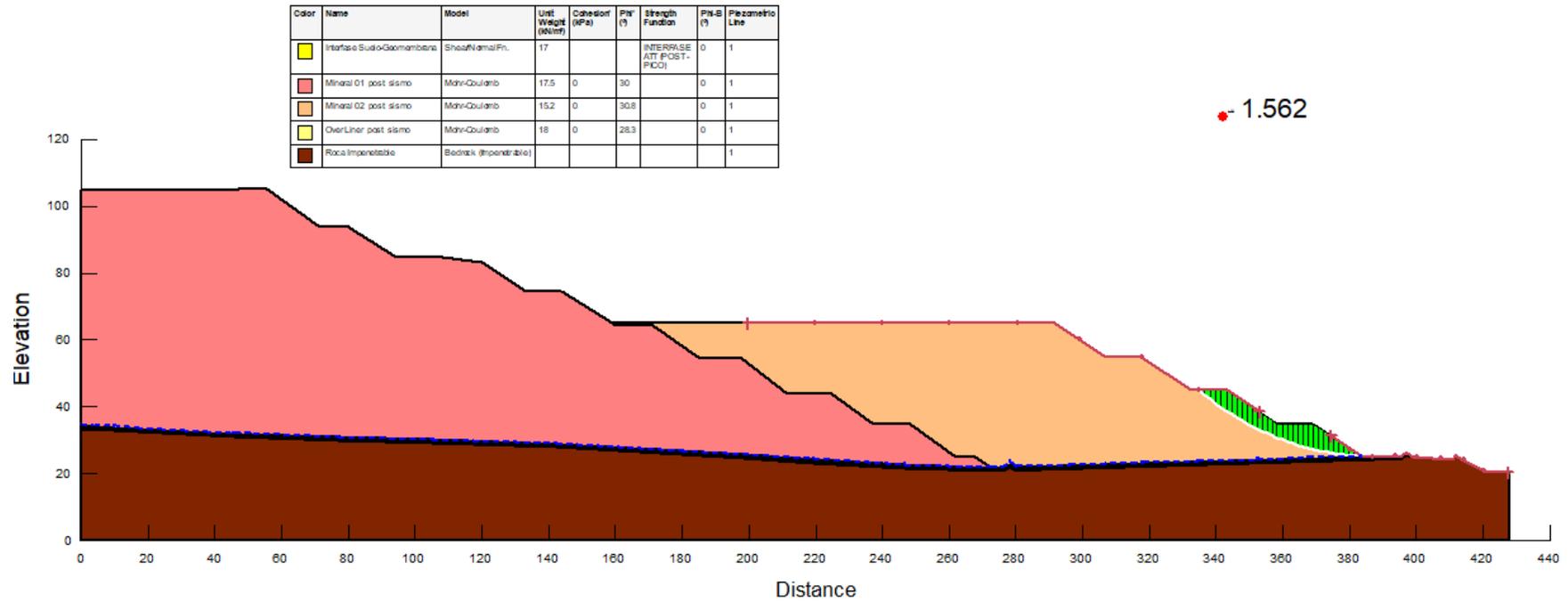


Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo



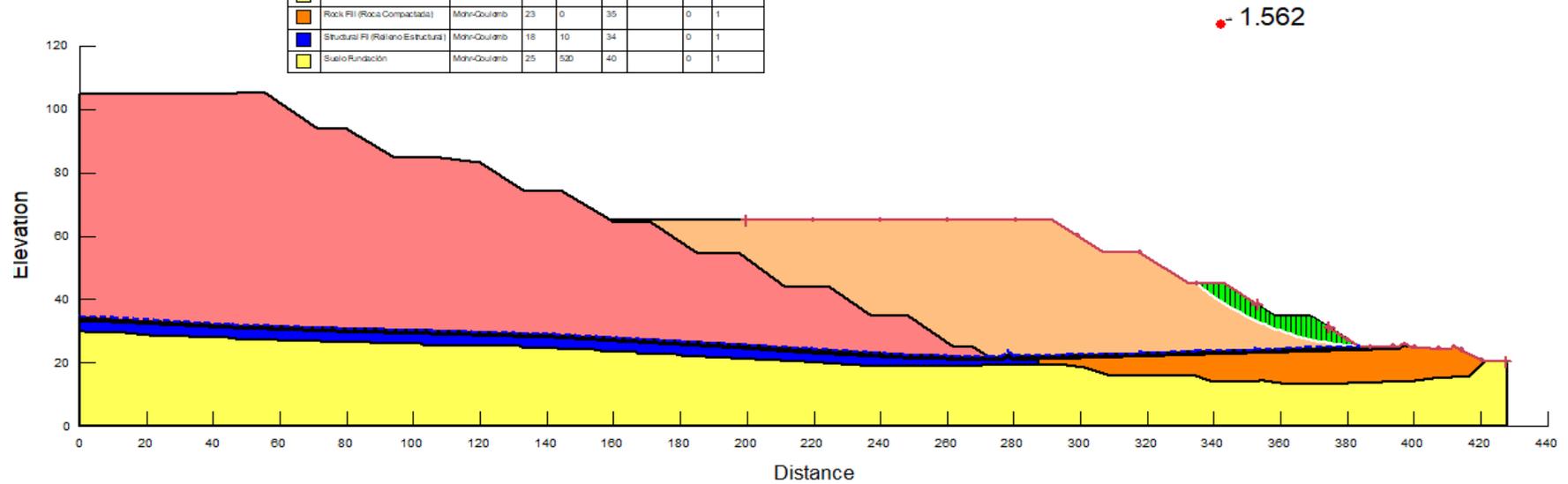
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 1.5H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Strength Function	Phi-B (°)	Fracture Line
Yellow	Interfase Sudo-Guambiana	ShearNormalFr.	17			INTERFASE ATQ POST-PCC	0	1
Red	Mineral 01 post sismo	Mohr-Coulomb	17.5	0	30		0	1
Orange	Mineral 02 post sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	308		0	1
Light Green	Overliner post sismo	Mohr-Coulomb	18	0	283		0	1
Dark Orange	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
Blue	Structural FI (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
Yellow	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	500	40		0	1



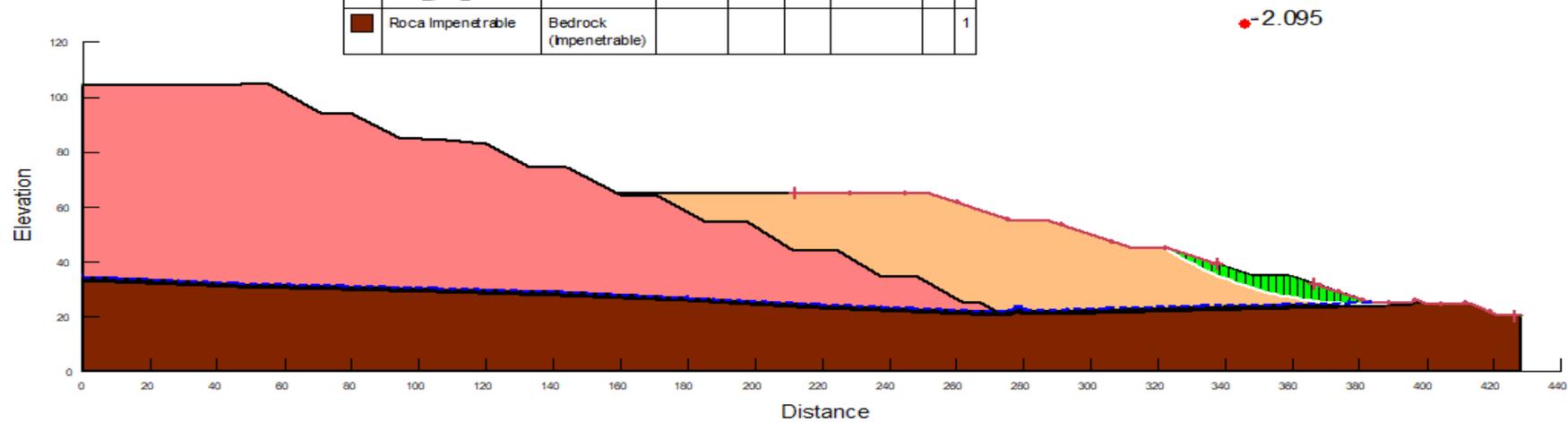
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección C-C (Falla Bloque) – Análisis Post-sismo

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)	
■	Interfase Suelo-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
■	Mineral 01_post_sismo	Mohr-Coulomb	17.5	0	30		0	1
■	Mineral 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
■	Over Lier_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
■	Roca Impenetrable	Bedrock (Impenetrable)						1



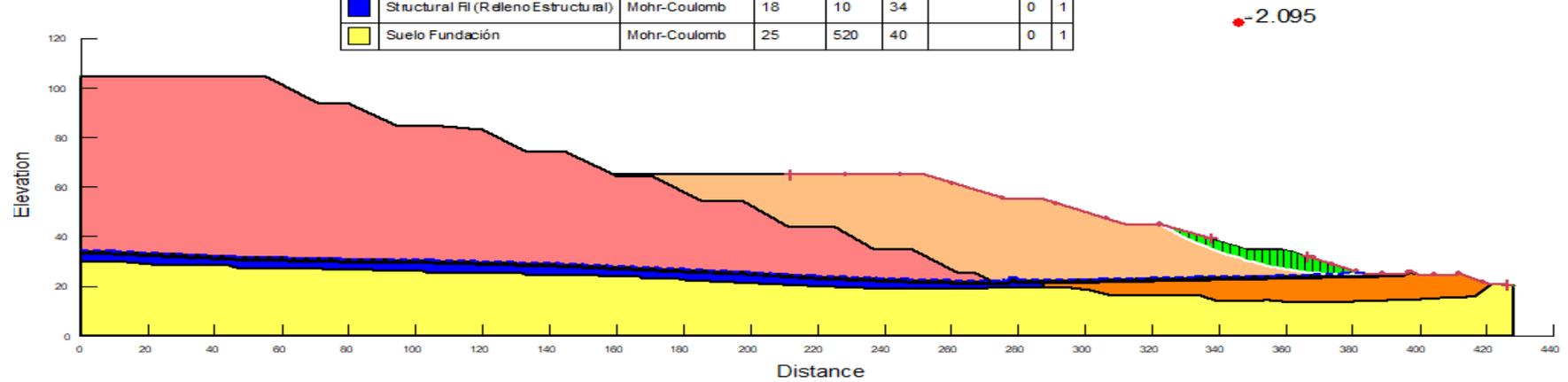
Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla por Bloque
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

Método de Estabilización 2.5H:1V

Sección C-C (Falla Circular) – Análisis Post-sismo

			(kN/m ²)	(kPa)	(°)		(°)	
■	Interfase Sueb-Geomembrana	Shear/Normal Fn.	17			INTERFASE ATT (POST - PICO)	0	1
■	Mineral 01_post_sismo	Mohr-Coulomb	17.5	0	30		0	1
■	Mineral 02_post_sismo	Mohr-Coulomb	15.2	0	30.8		0	1
■	Over Liner_post_sismo	Mohr-Coulomb	18	0	28.3		0	1
■	Rock Fill (Roca Compactada)	Mohr-Coulomb	23	0	35		0	1
■	Structural Fil (Relleno Estructural)	Mohr-Coulomb	18	10	34		0	1
■	Suelo Fundación	Mohr-Coulomb	25	520	40		0	1

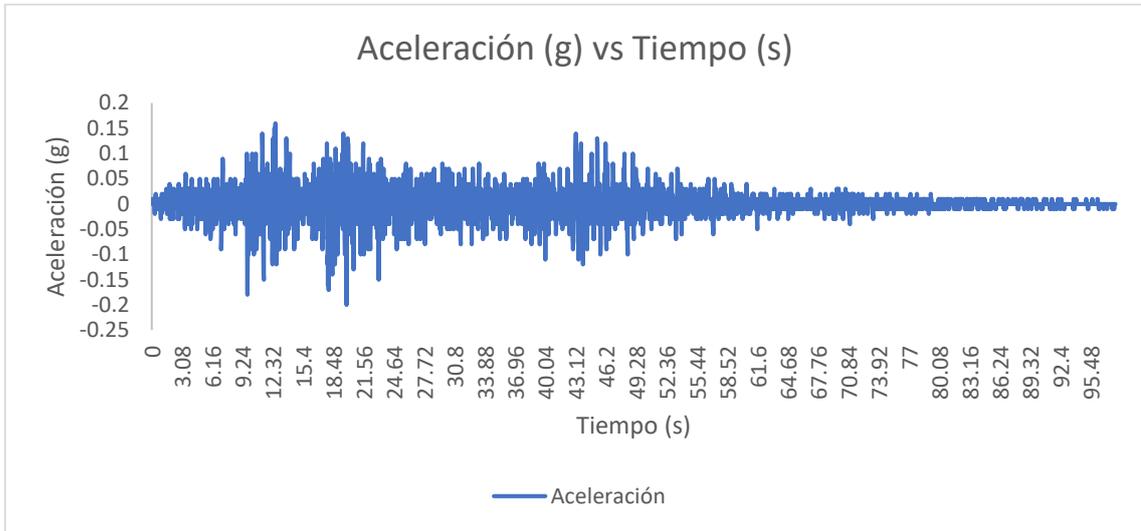


Sección: C-C
 MEL: Morgenstern Price
 Post-sismo
 Condición: Falla Circular
 LLDPE texturizada en una cara de 60 mil (1.5 mm)

Fuente: Elaboración propia utilizando el software Slope/W

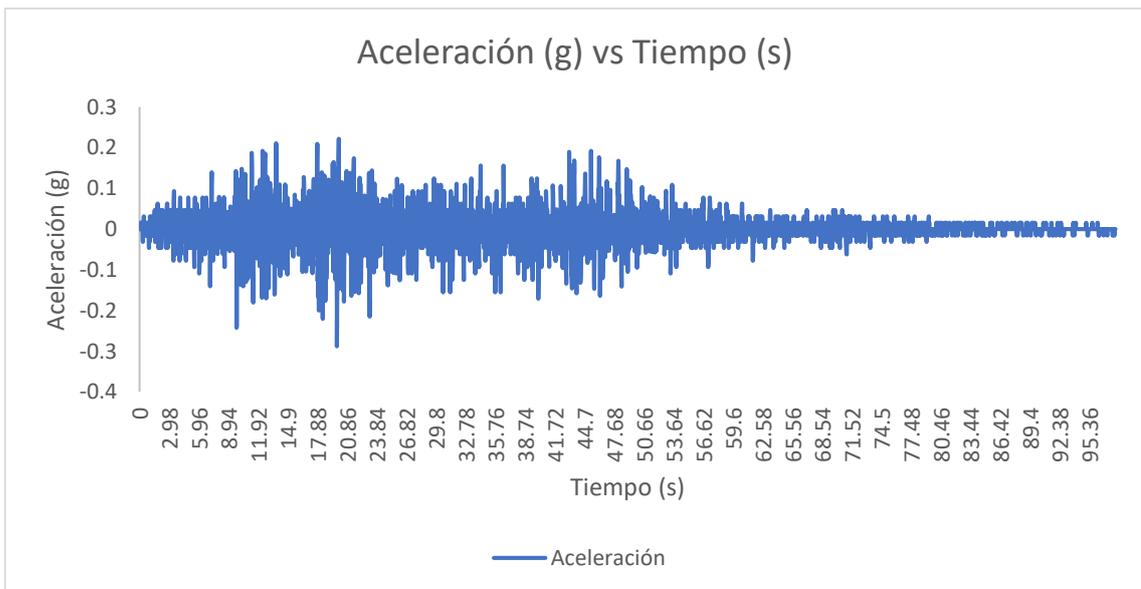
Anexo 4: Escalamiento de sismo de Lima 1974 con respecto al espectro de peligro uniforme para condiciones de operación y cierre

Registro de aceleraciones del sismo de Lima 1974



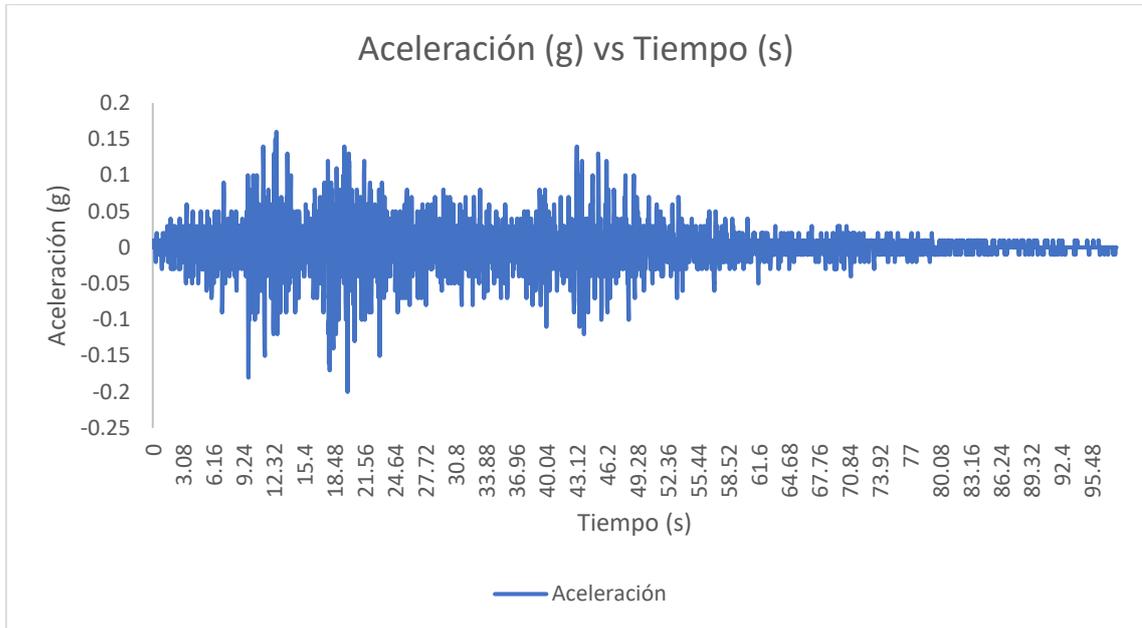
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Registro sísmico de diseño – $T_r = 100$ años



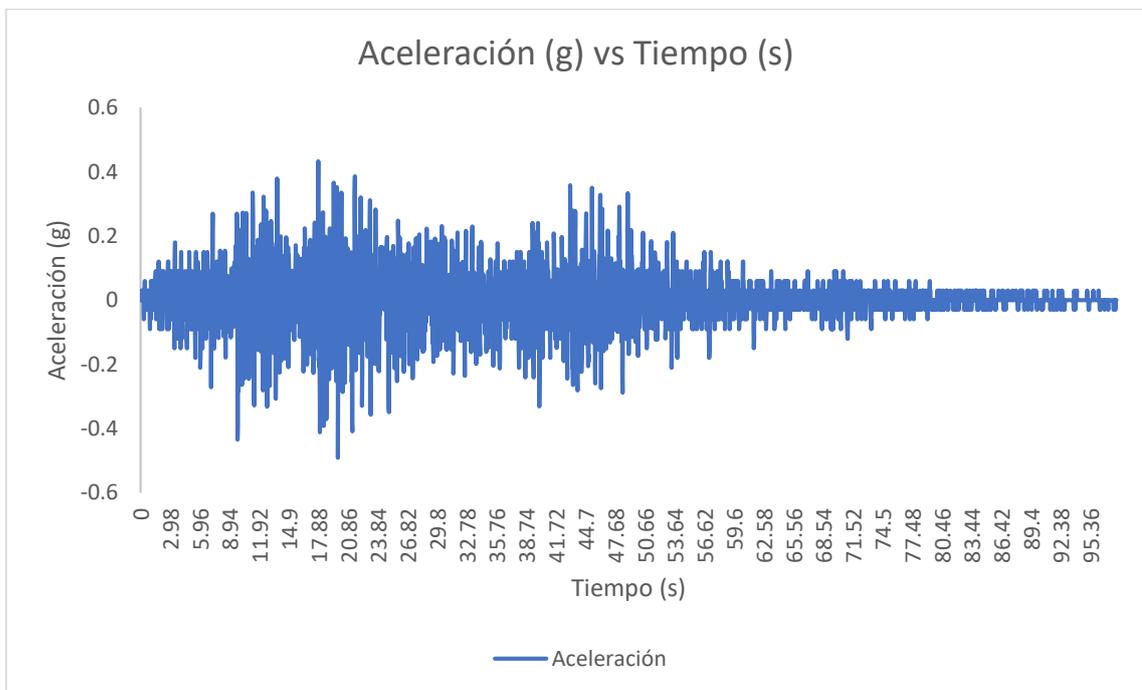
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Registro de aceleraciones del sismo de Lima 1974



Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

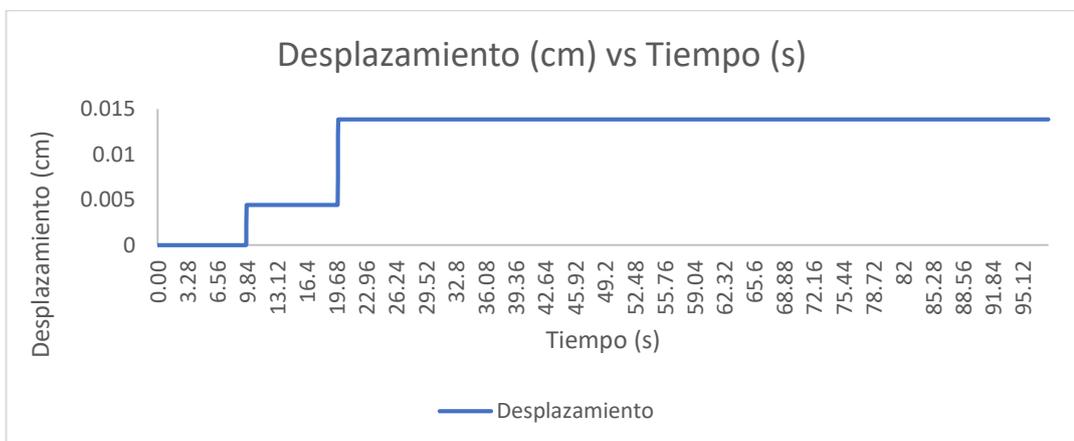
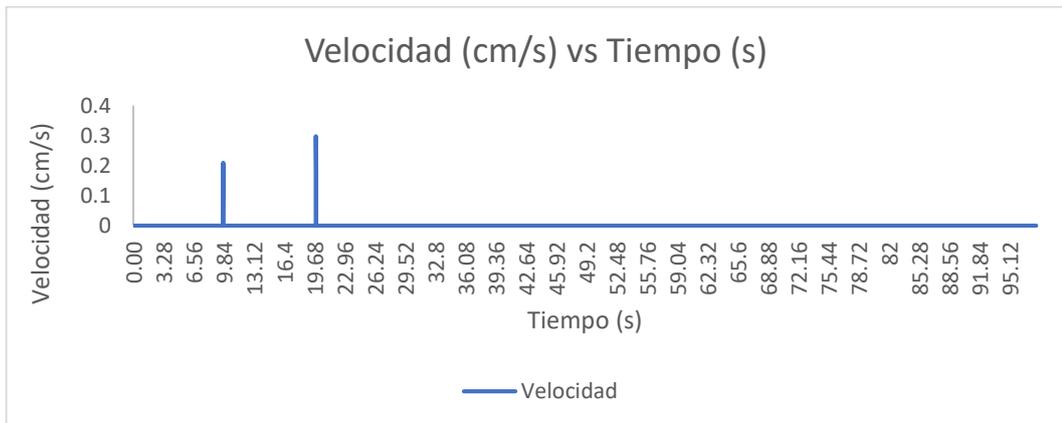
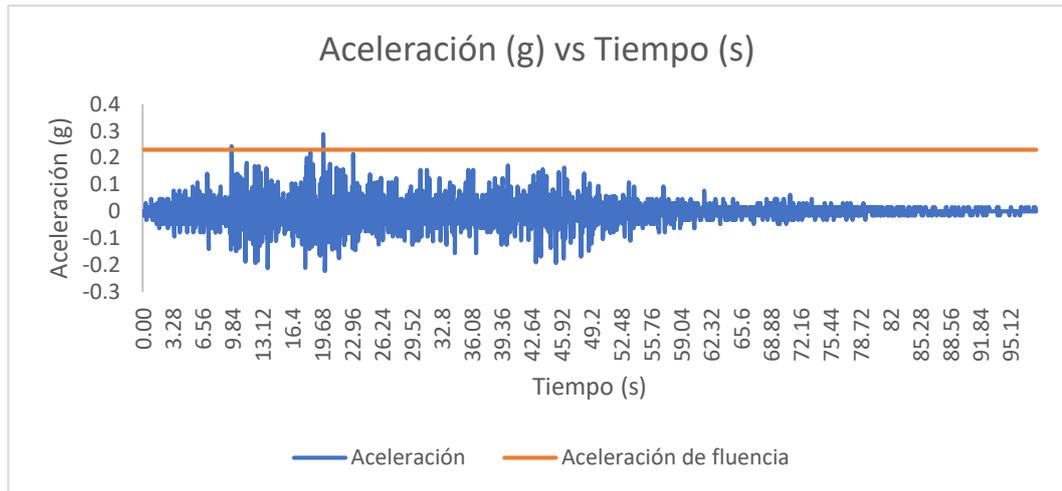
Registro sísmico de diseño – $T_r = 475$ años



Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

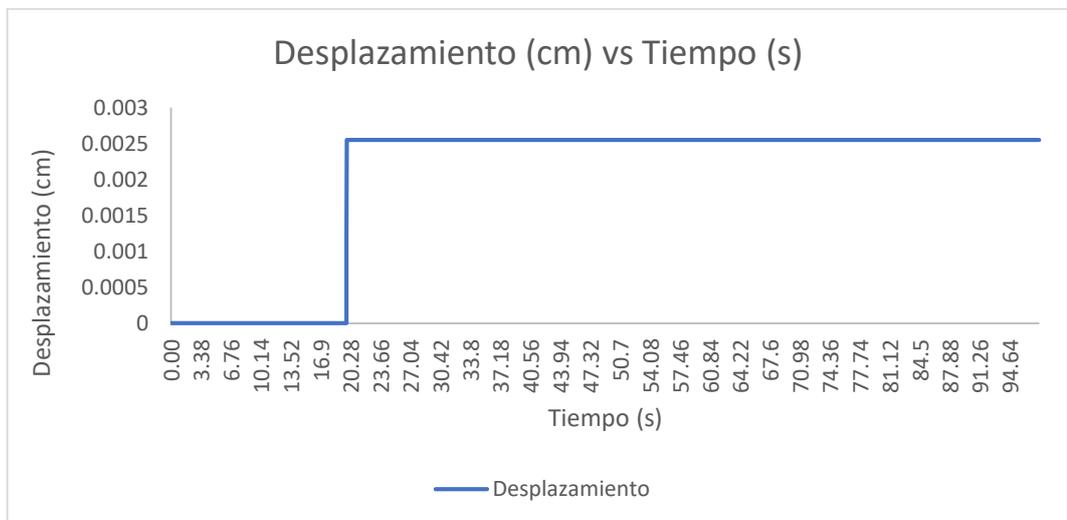
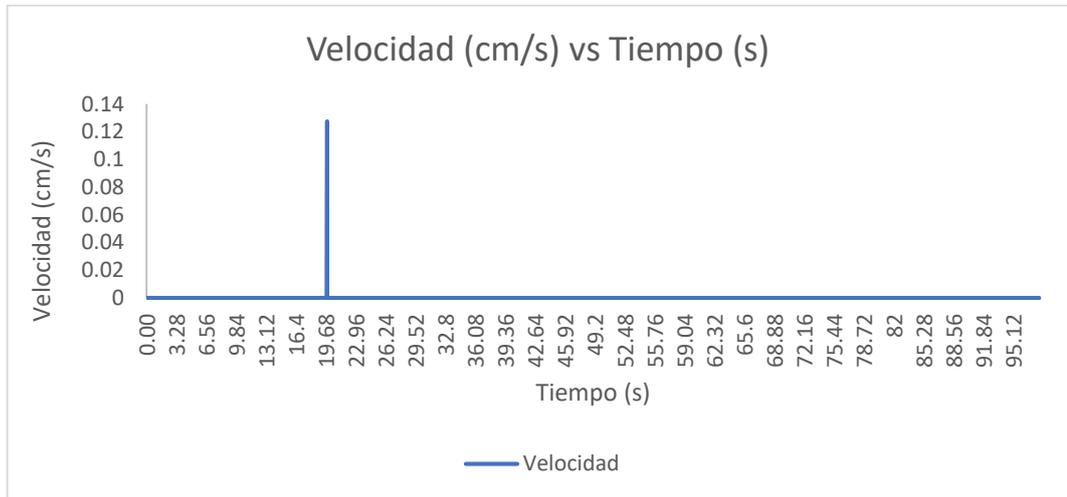
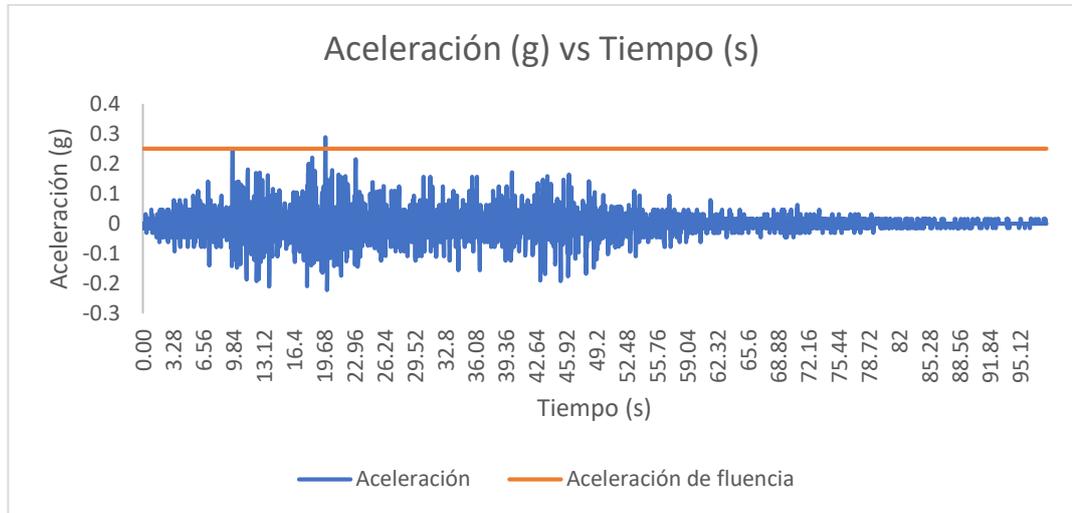
Anexo 5: Procedimiento para el cálculo de desplazamientos permanentes – Método de Newmark (1965)

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)



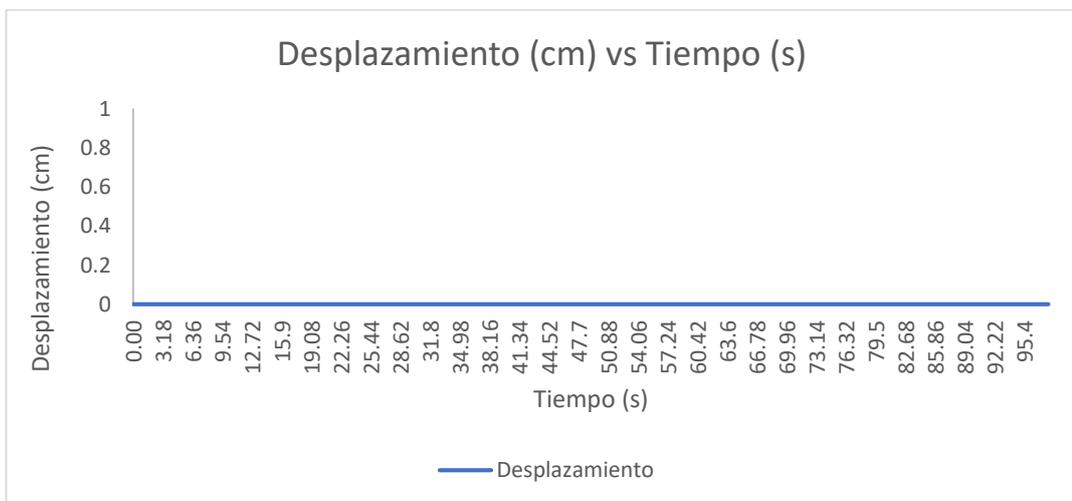
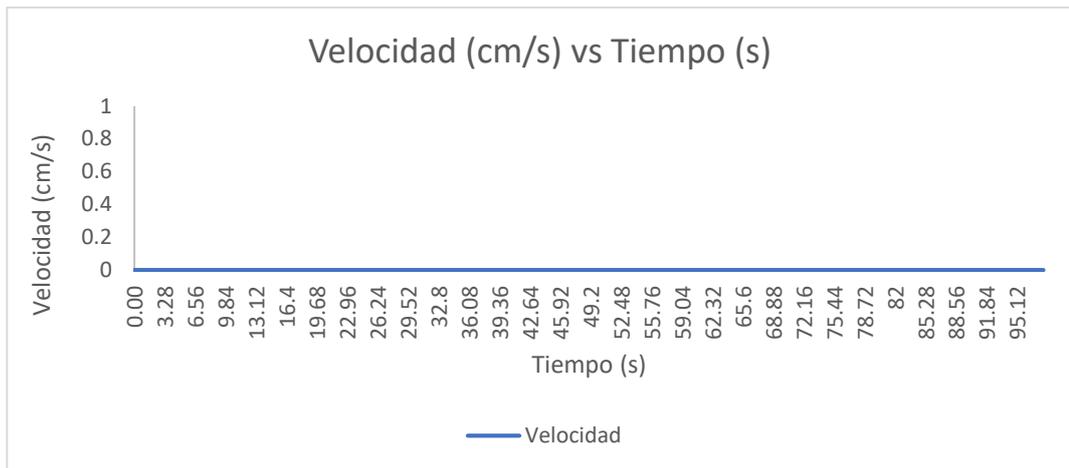
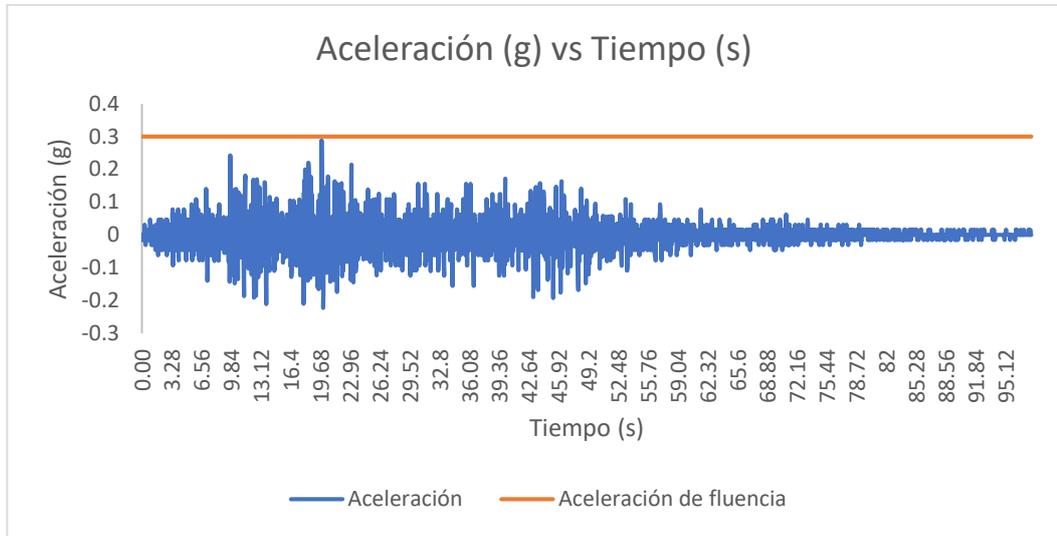
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)



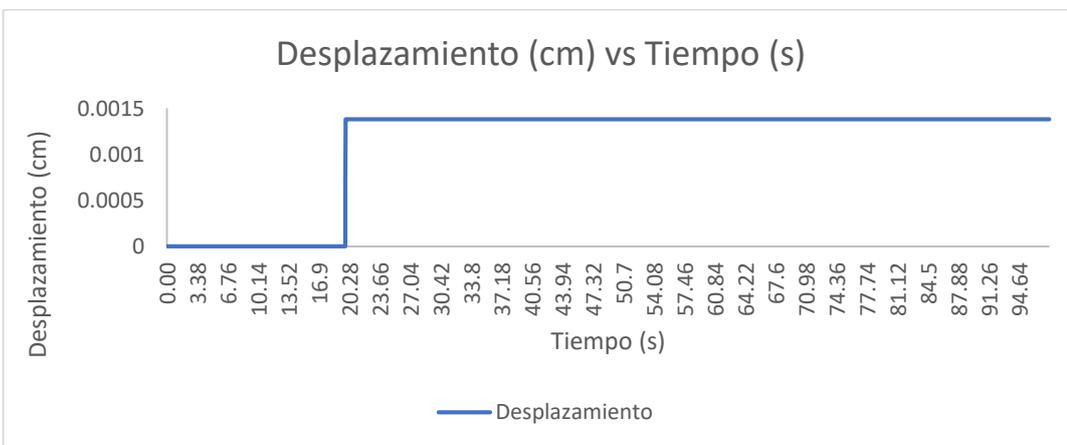
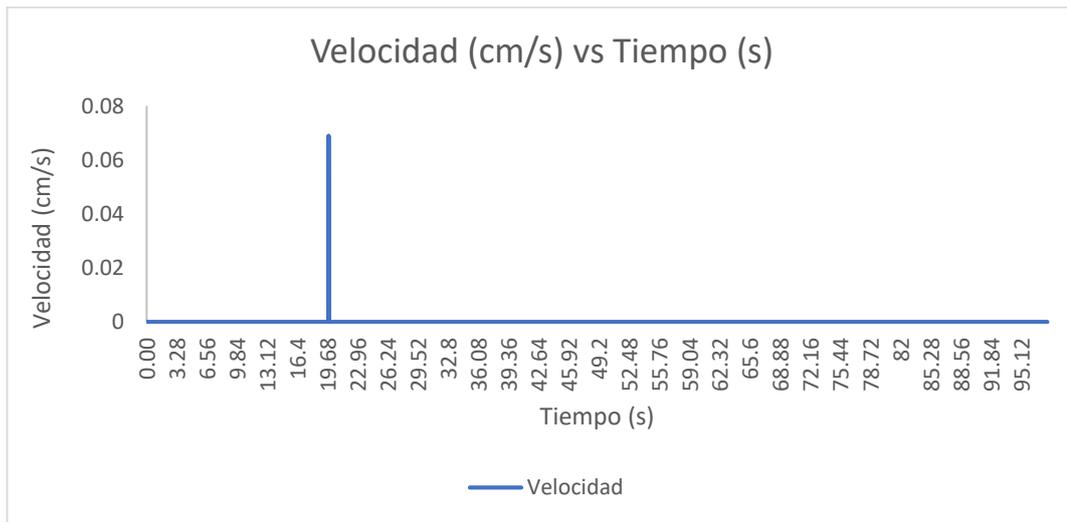
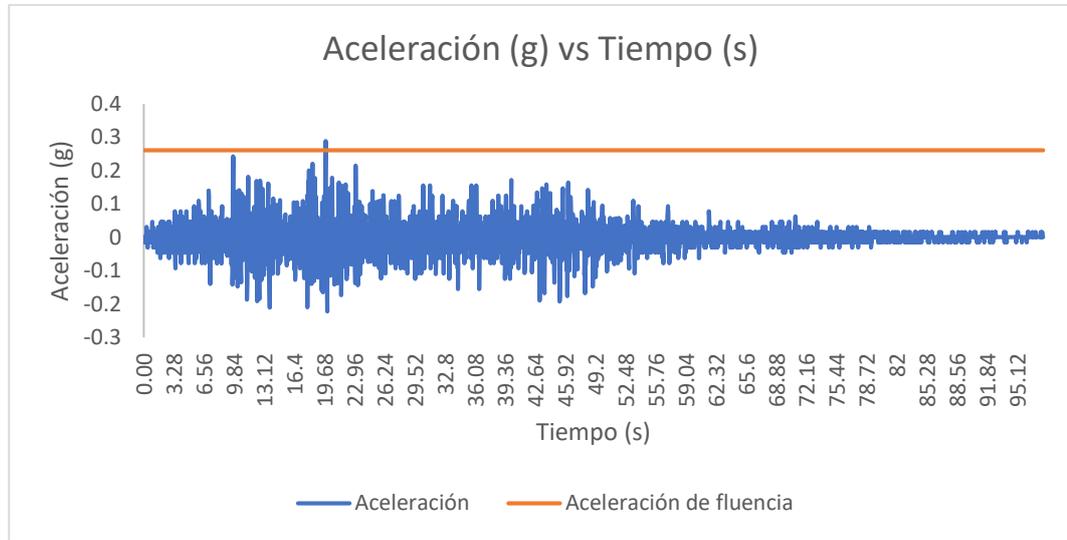
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)



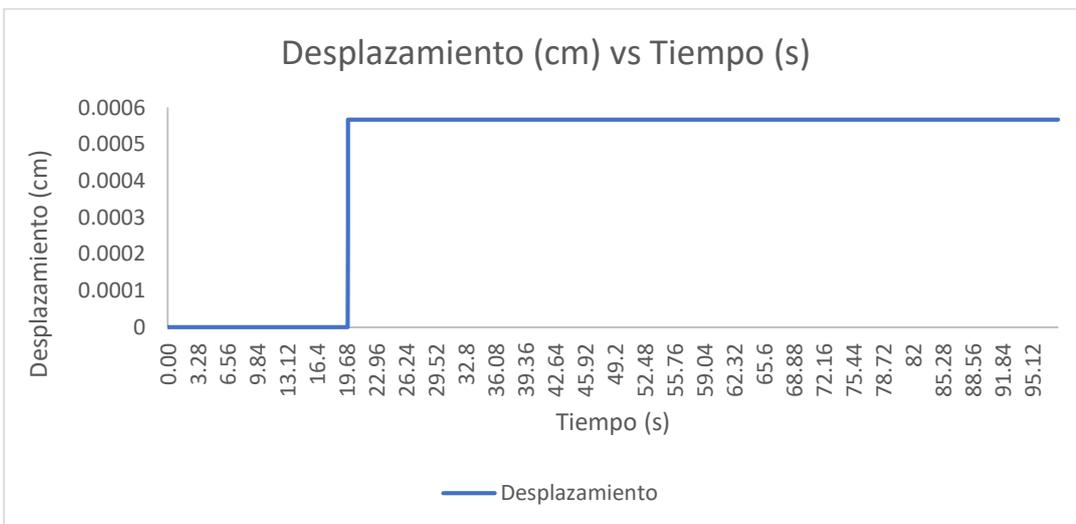
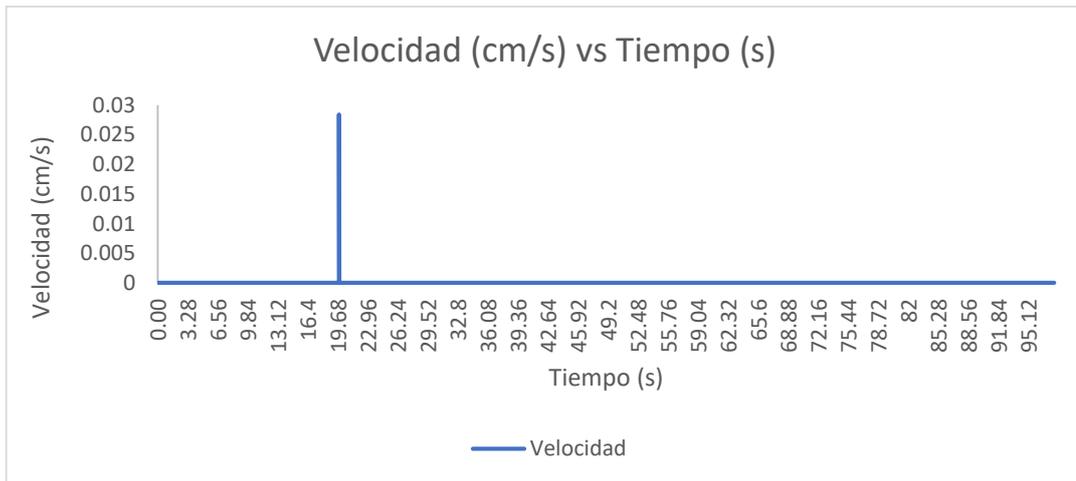
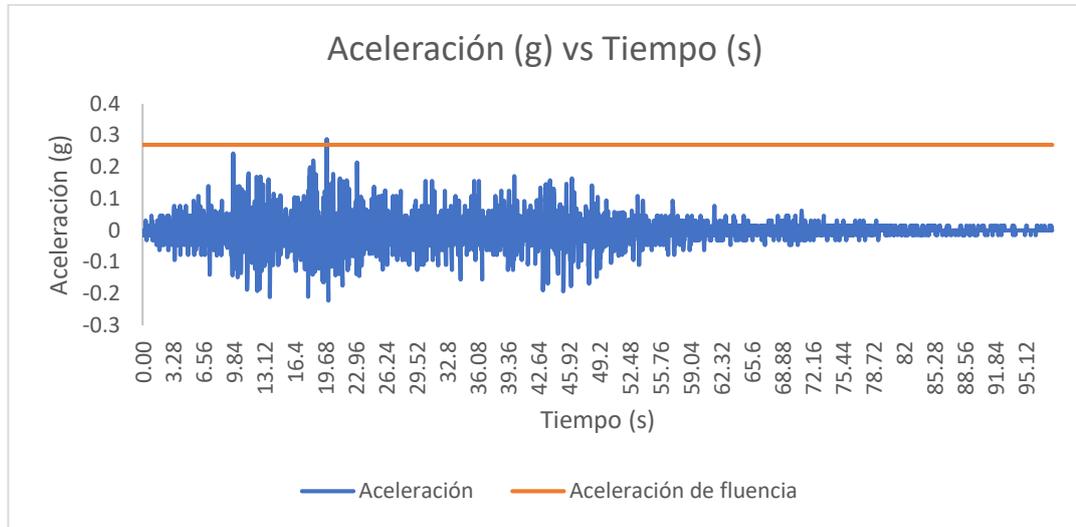
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)



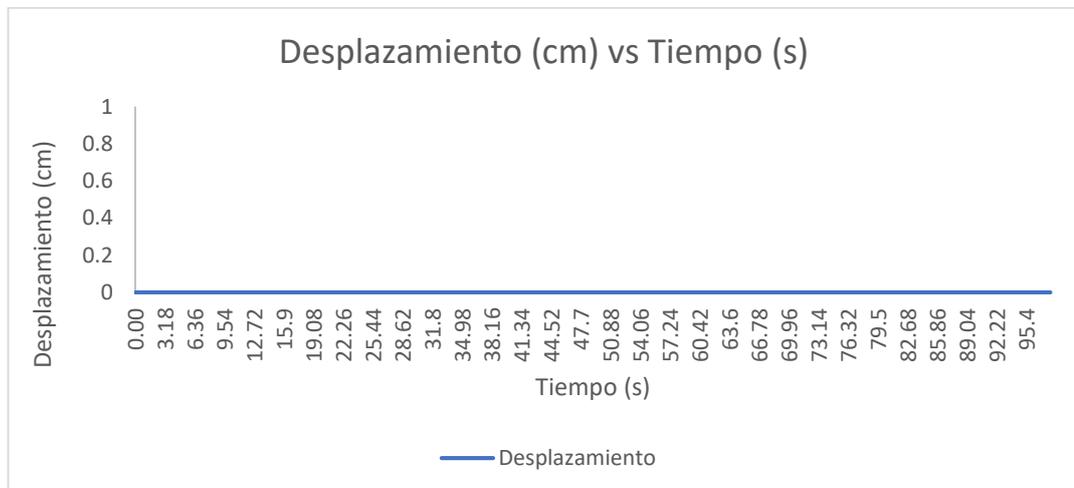
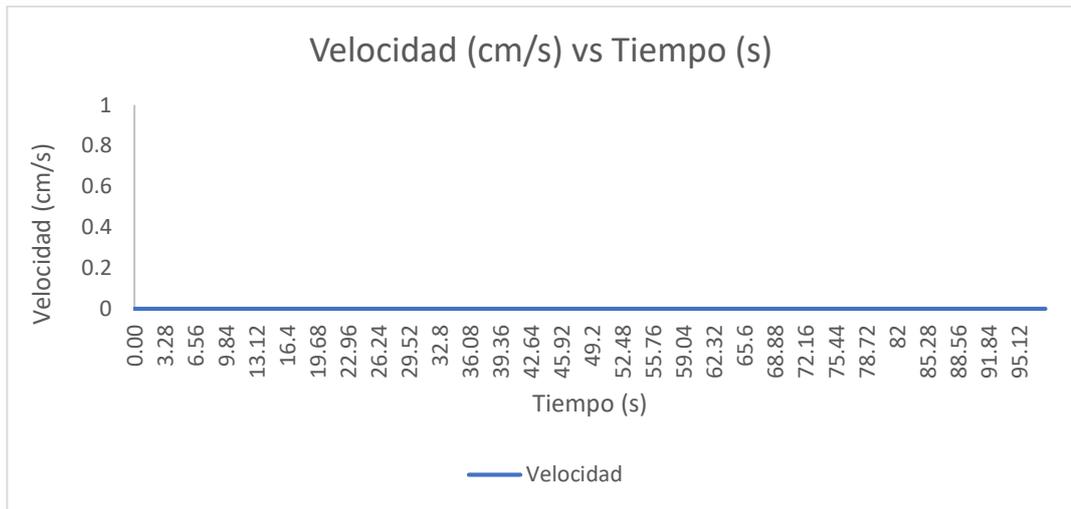
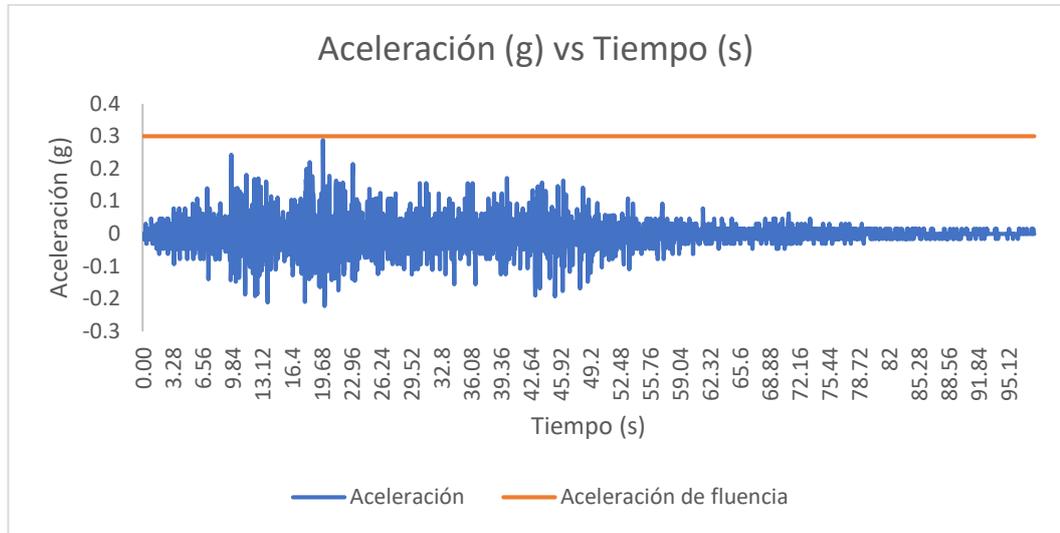
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)



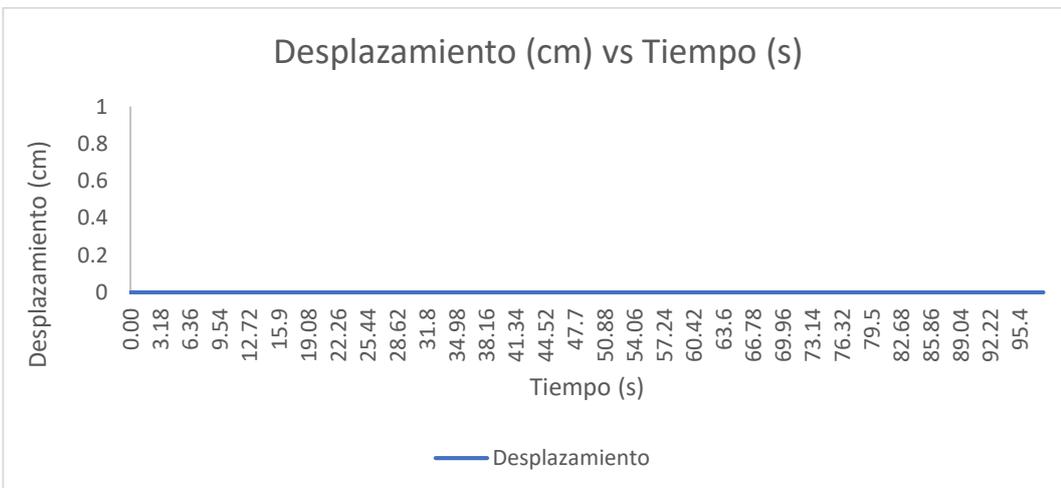
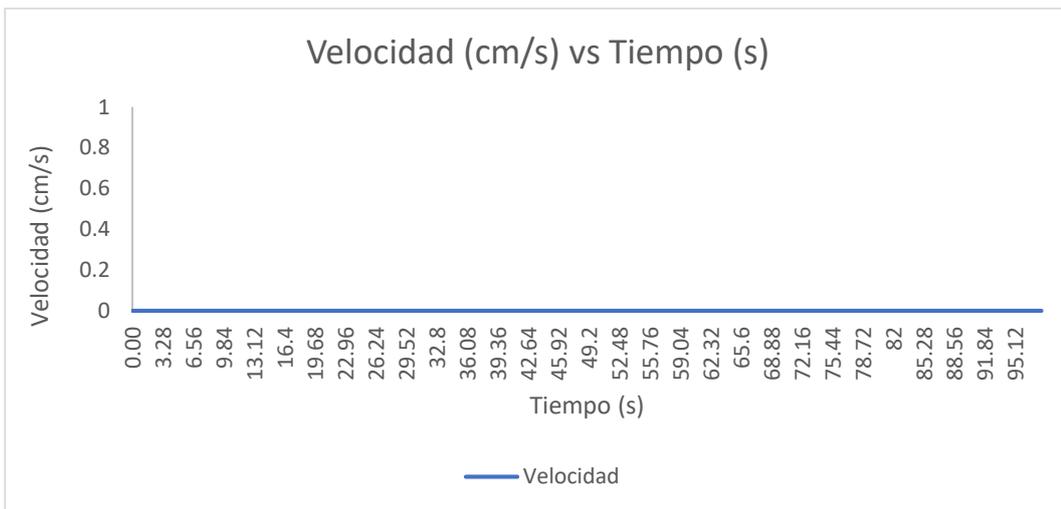
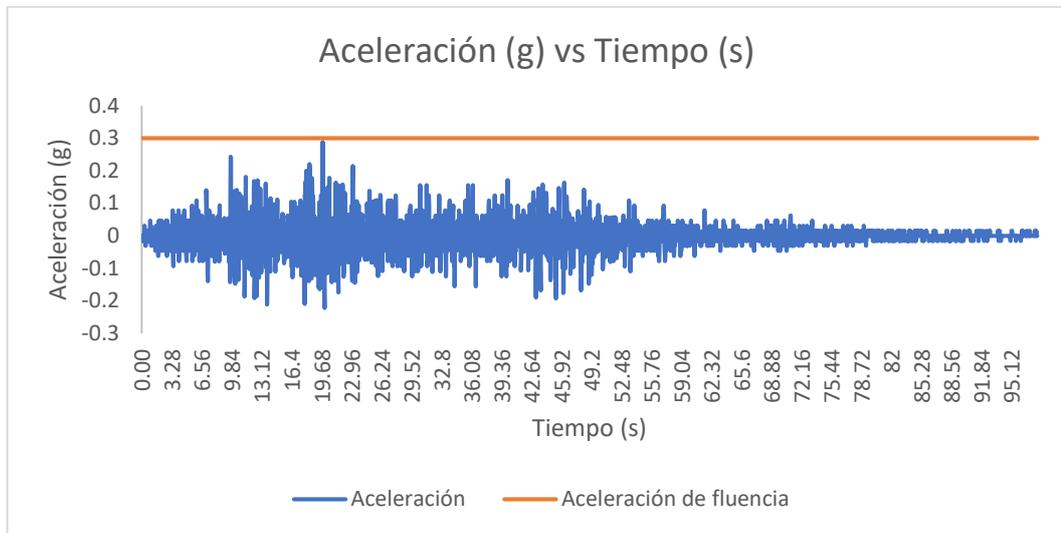
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)



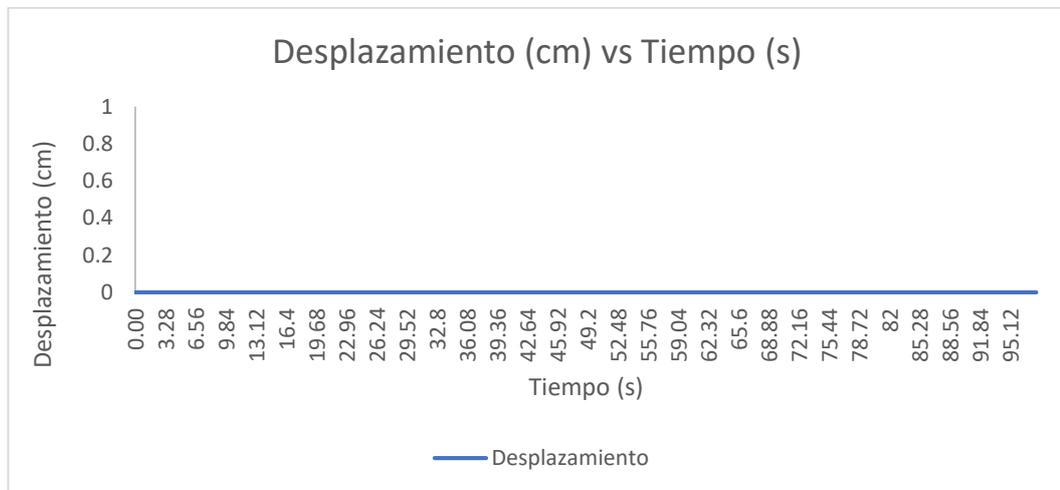
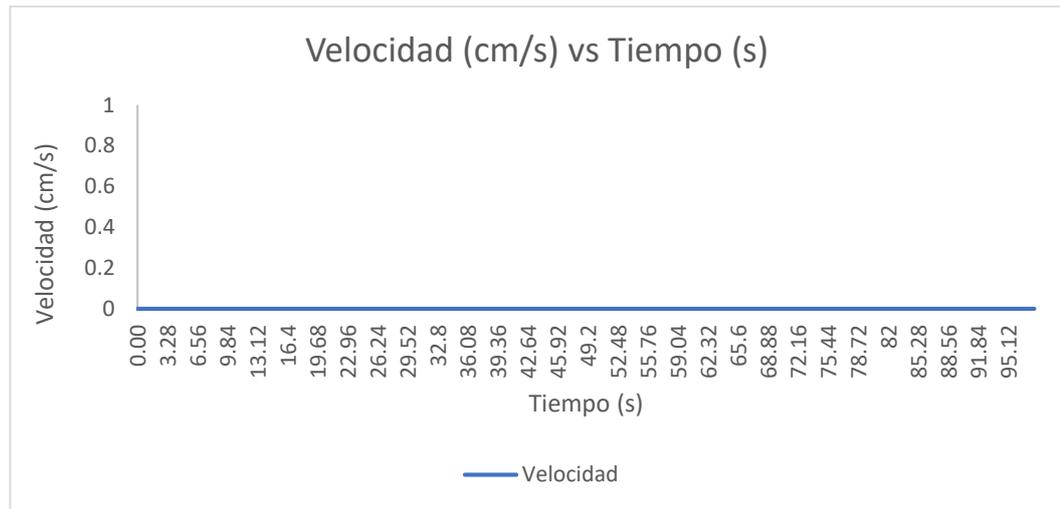
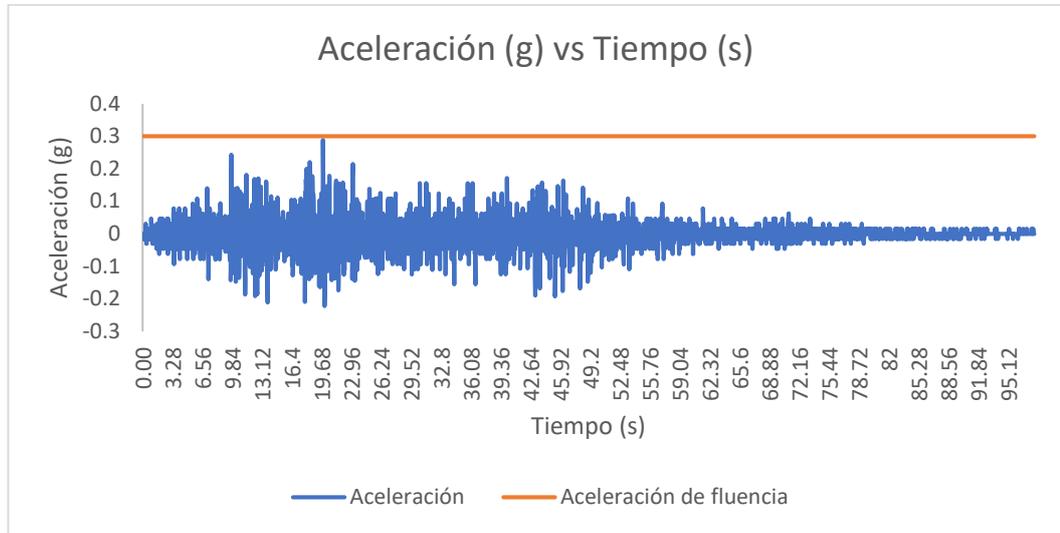
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)



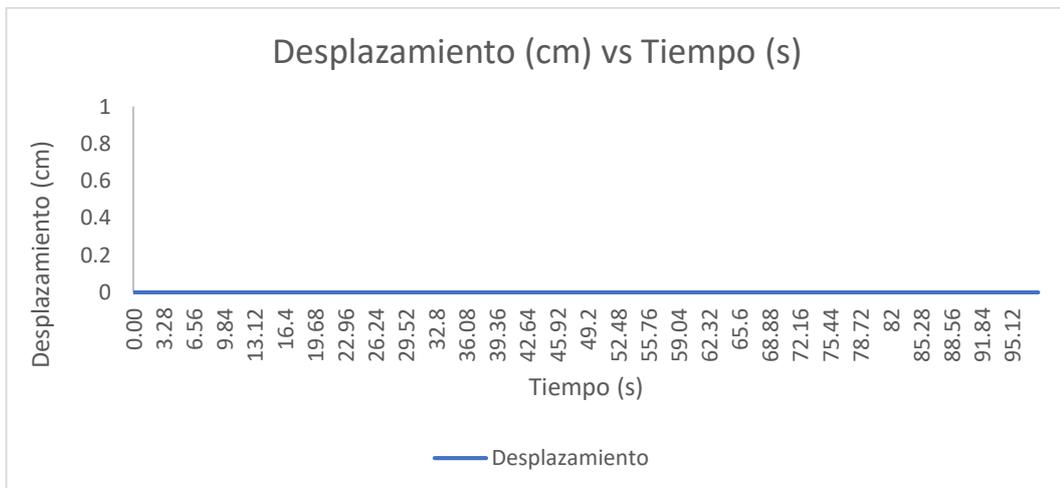
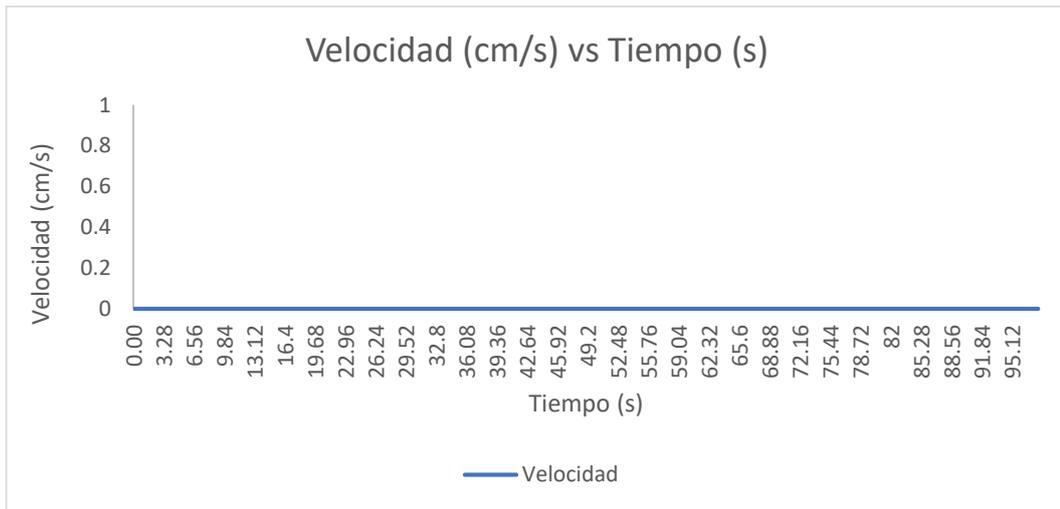
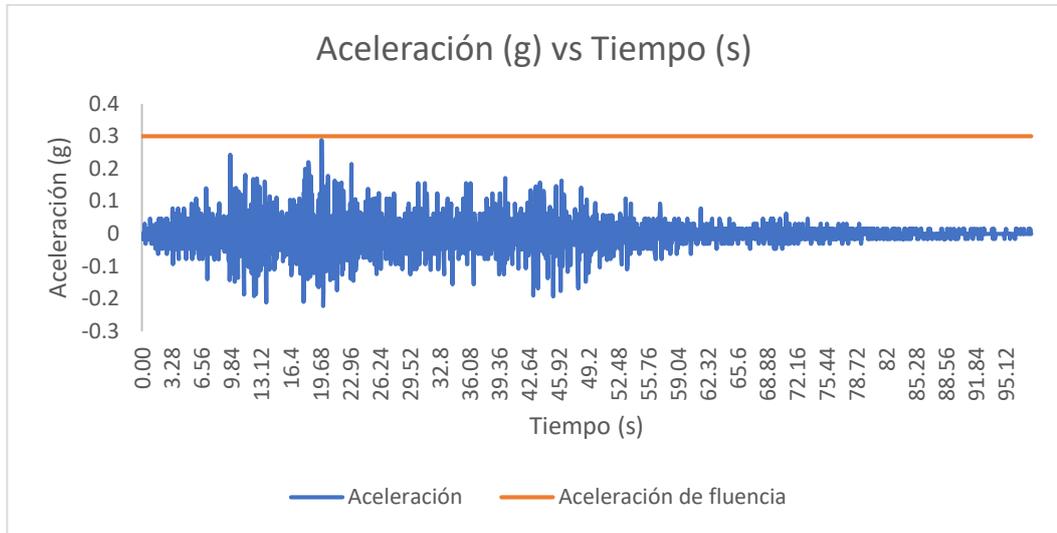
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)



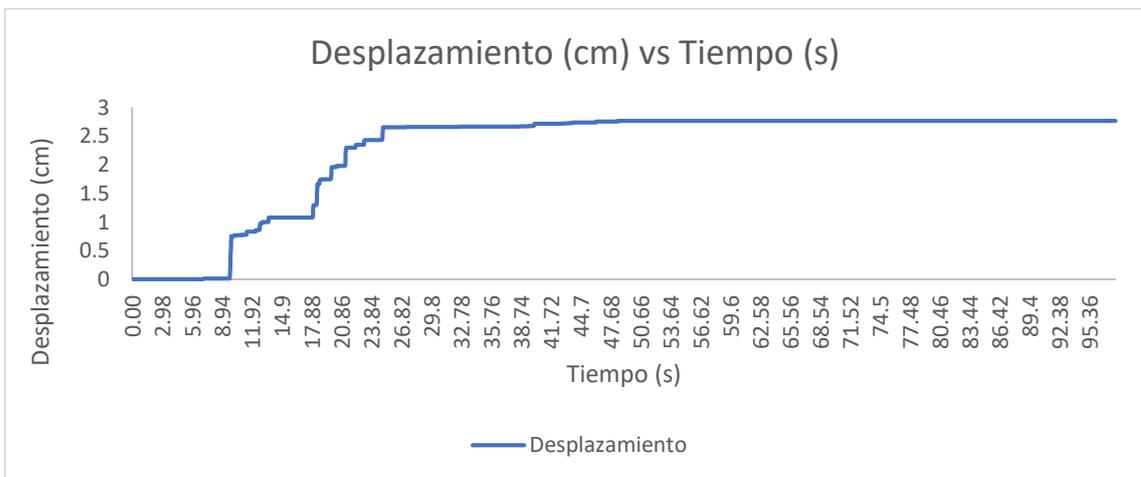
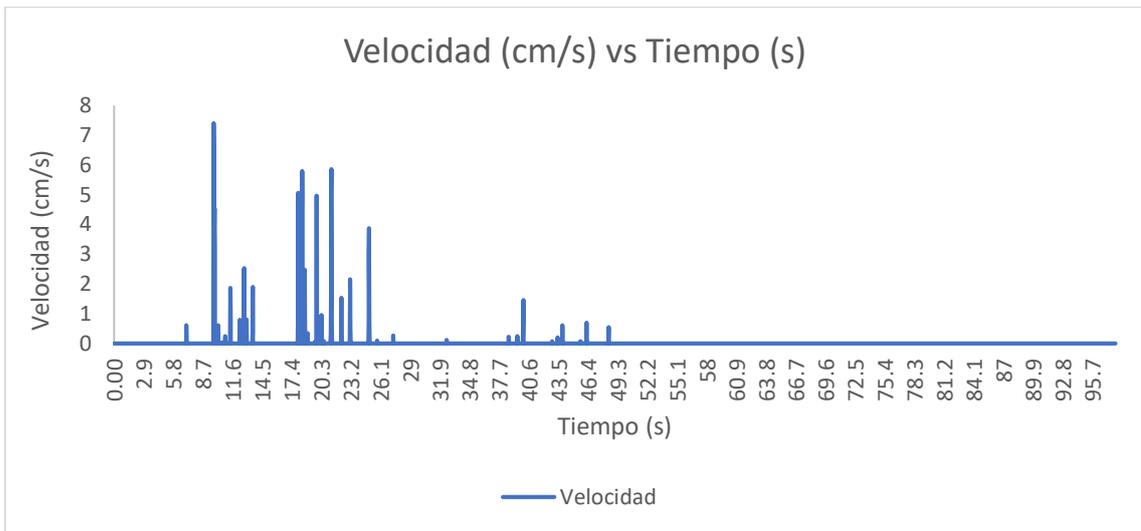
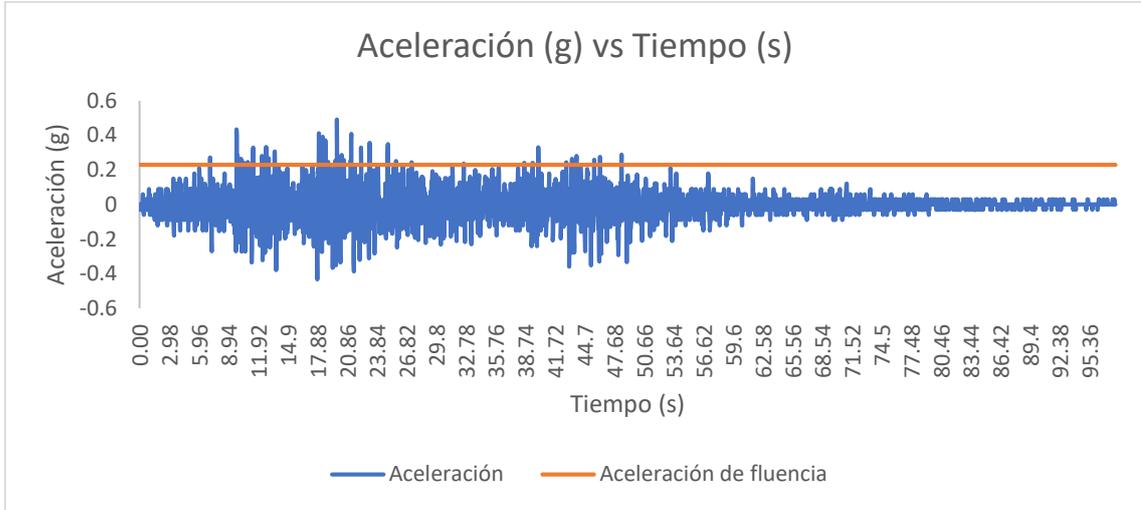
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)



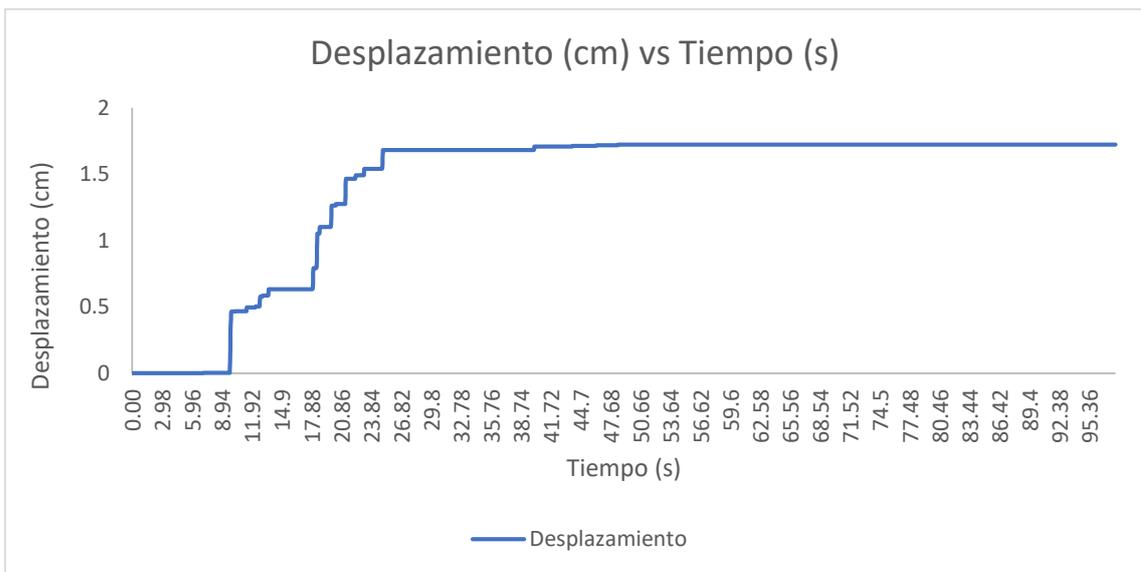
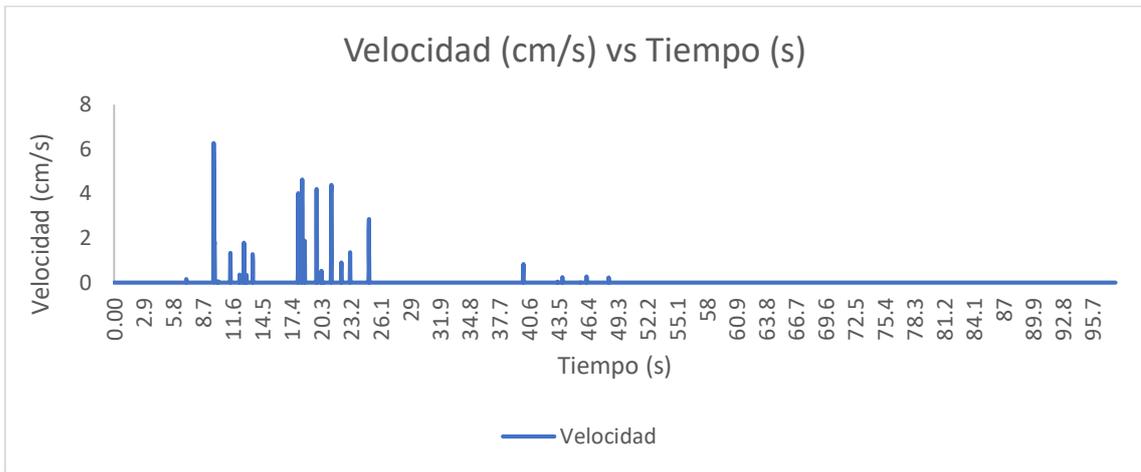
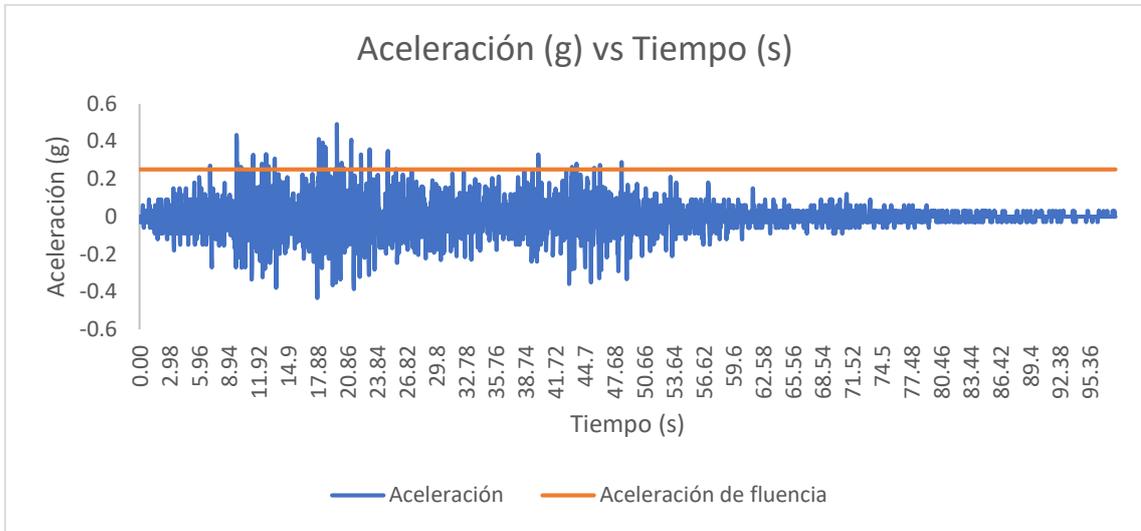
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección AA – Condición Cierre (Tr = 475 años)



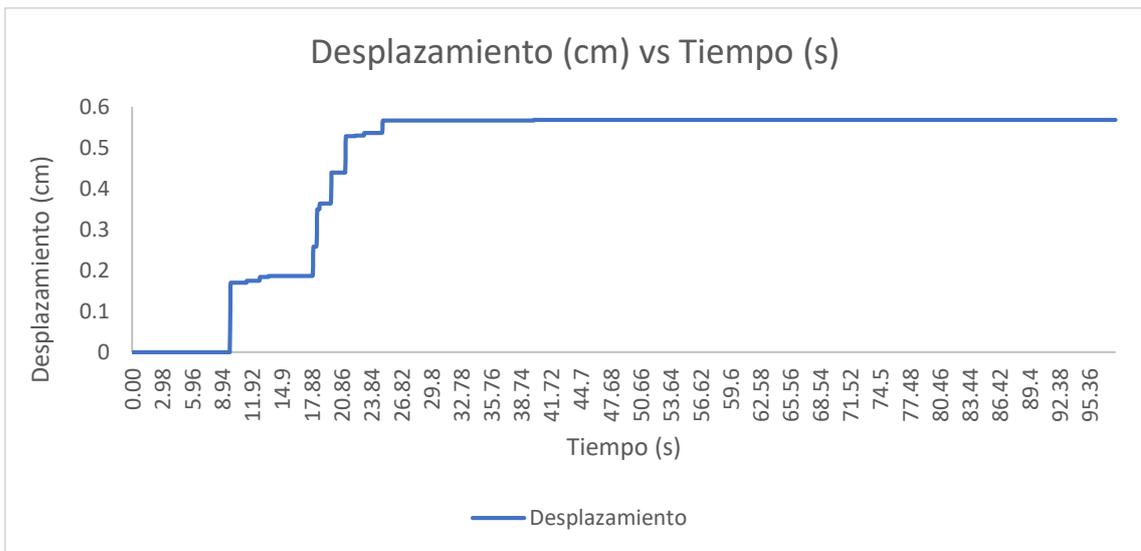
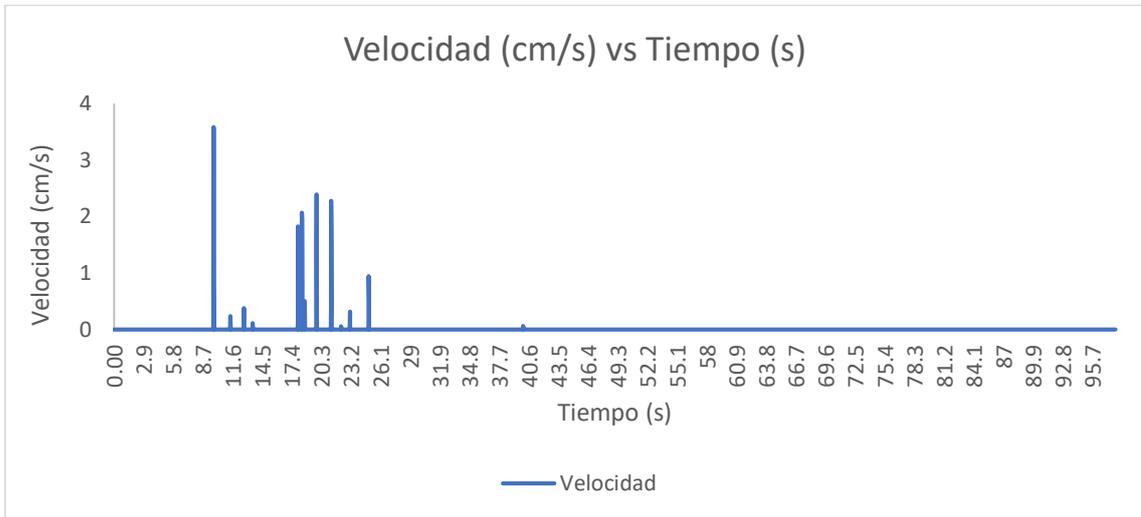
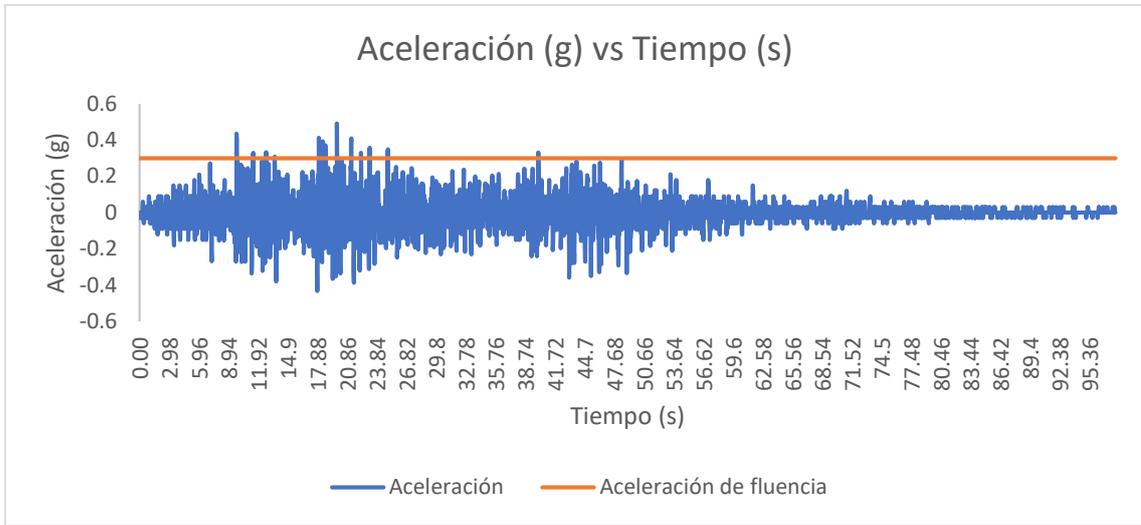
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección AA – Condición Cierre (Tr = 475 años)



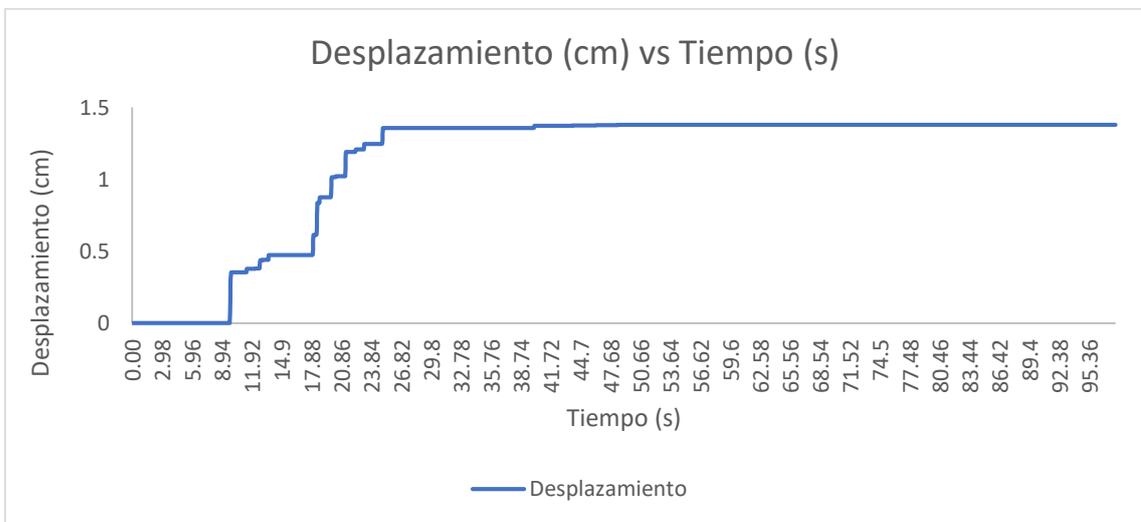
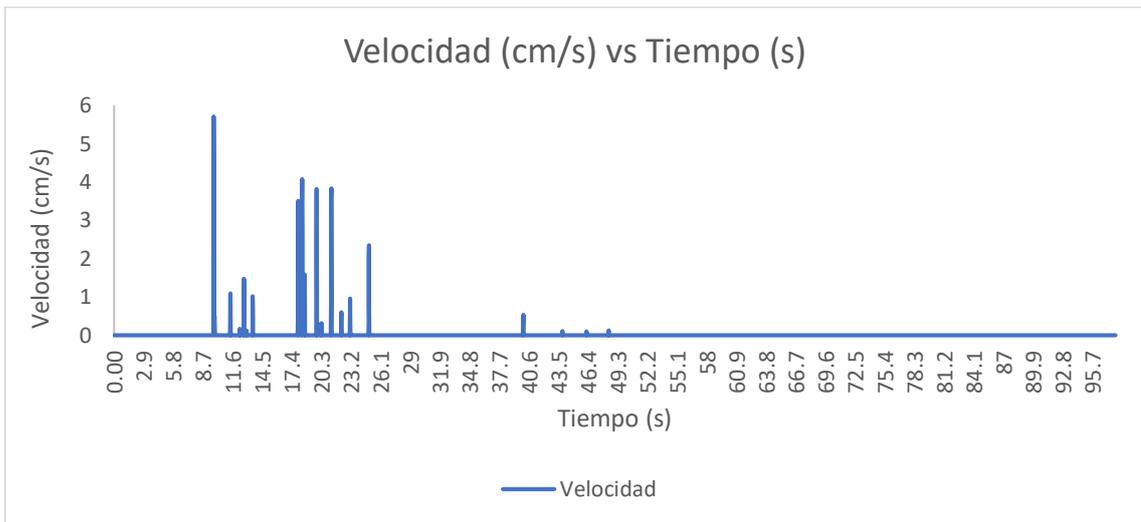
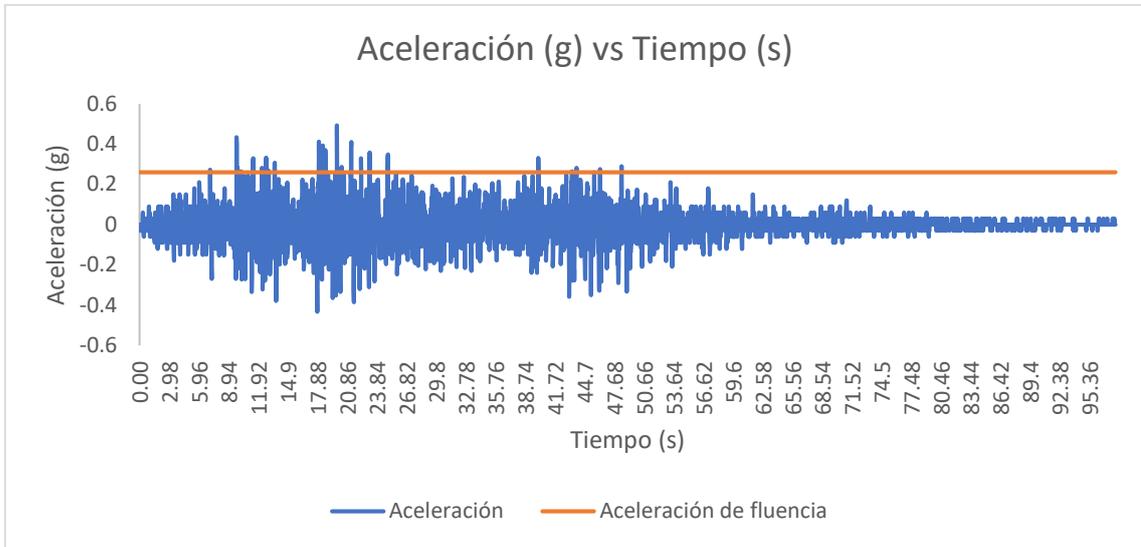
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección AA – Condición Cierre (Tr = 475 años)



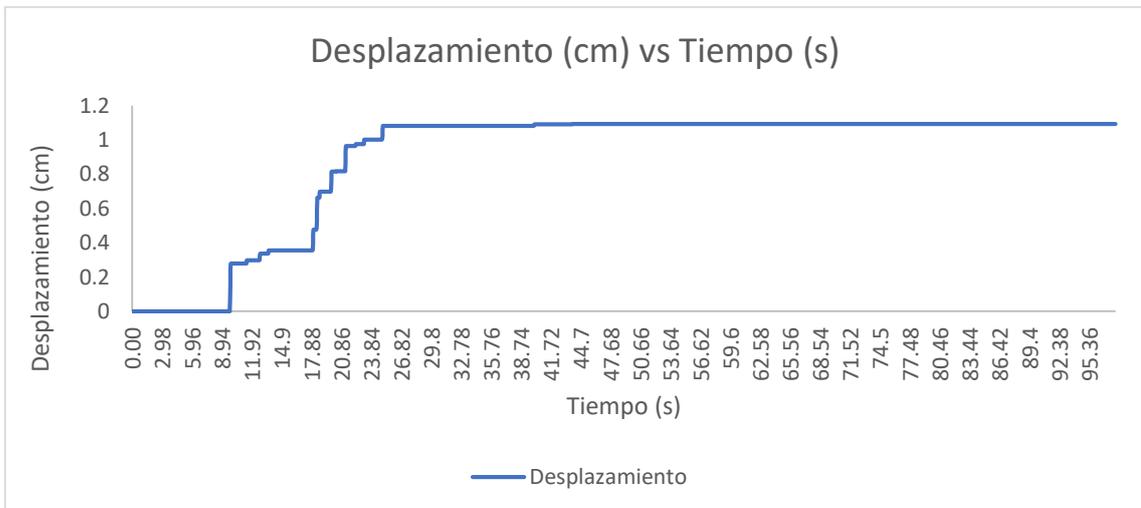
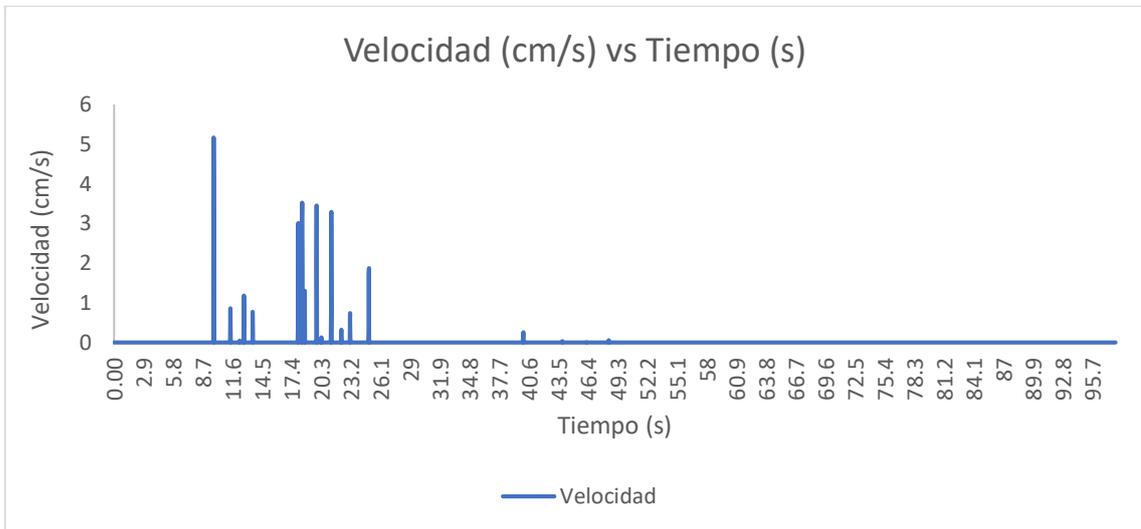
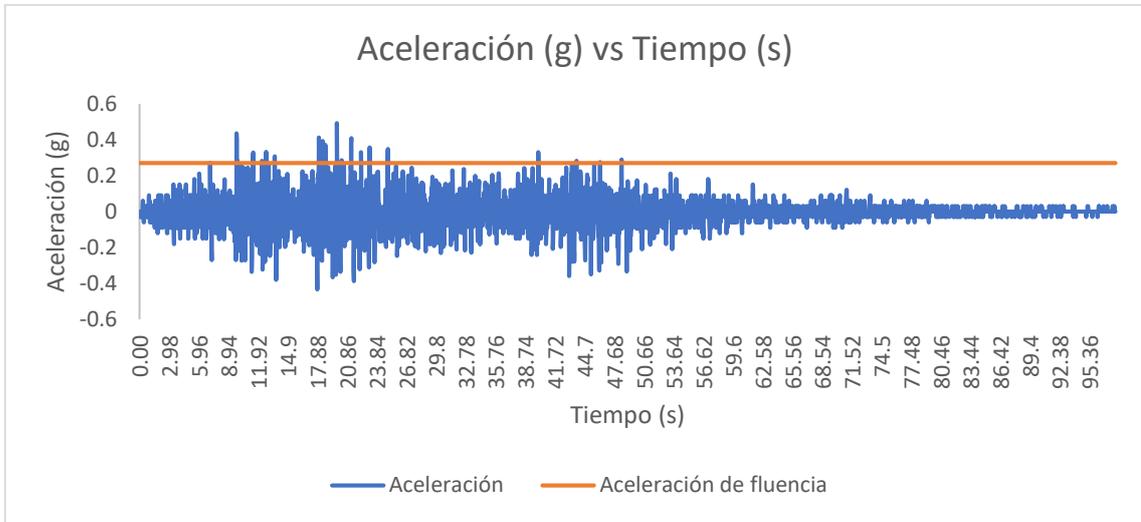
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)



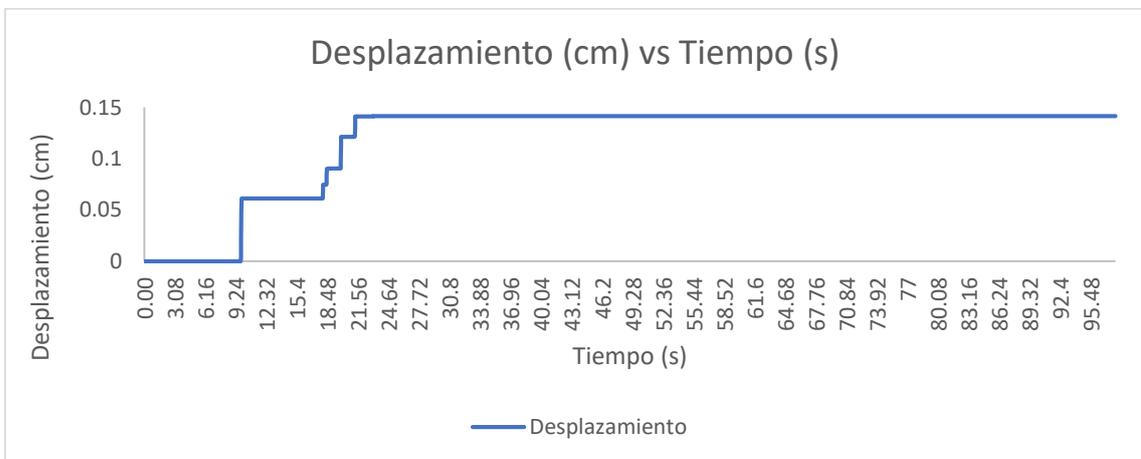
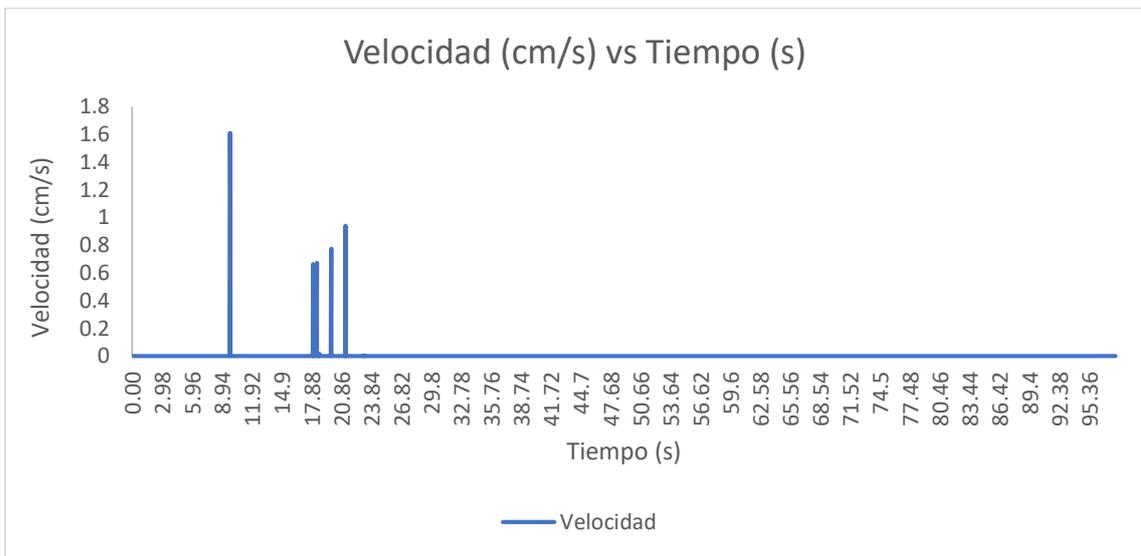
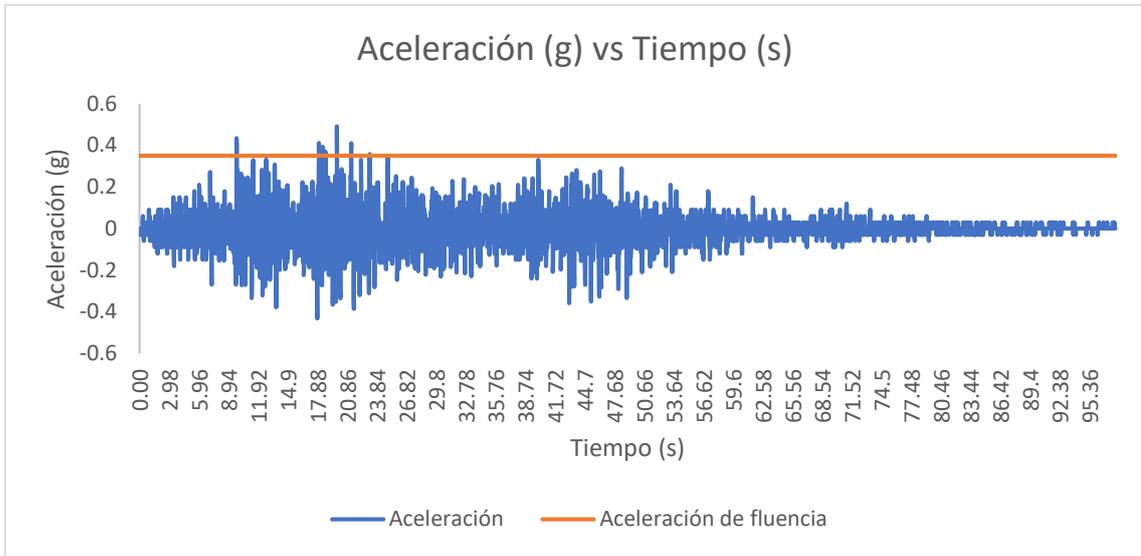
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)



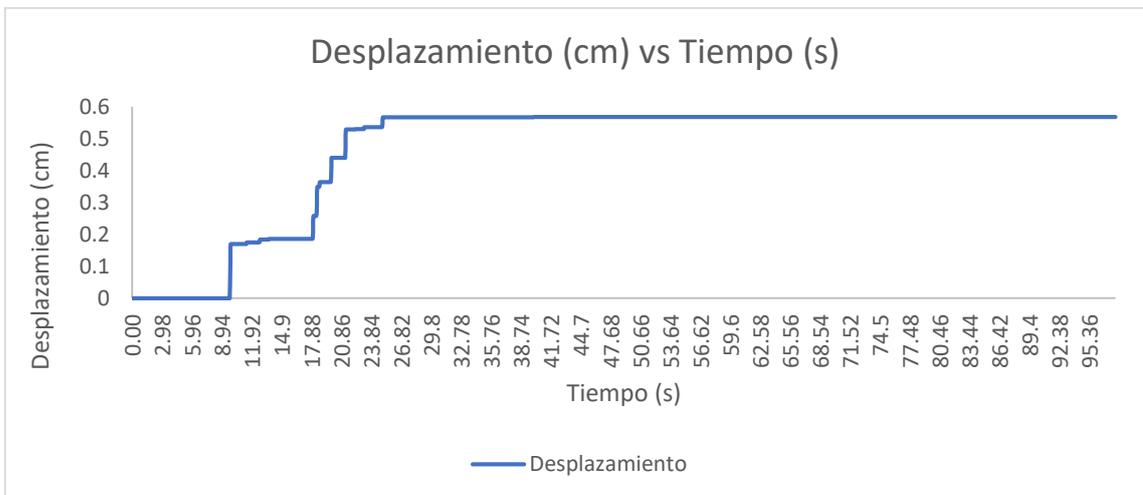
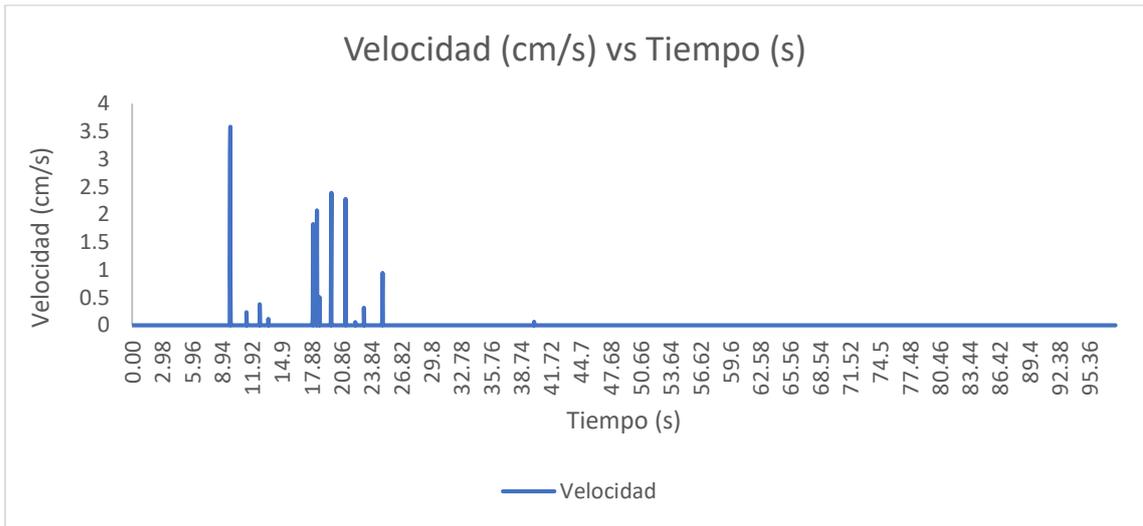
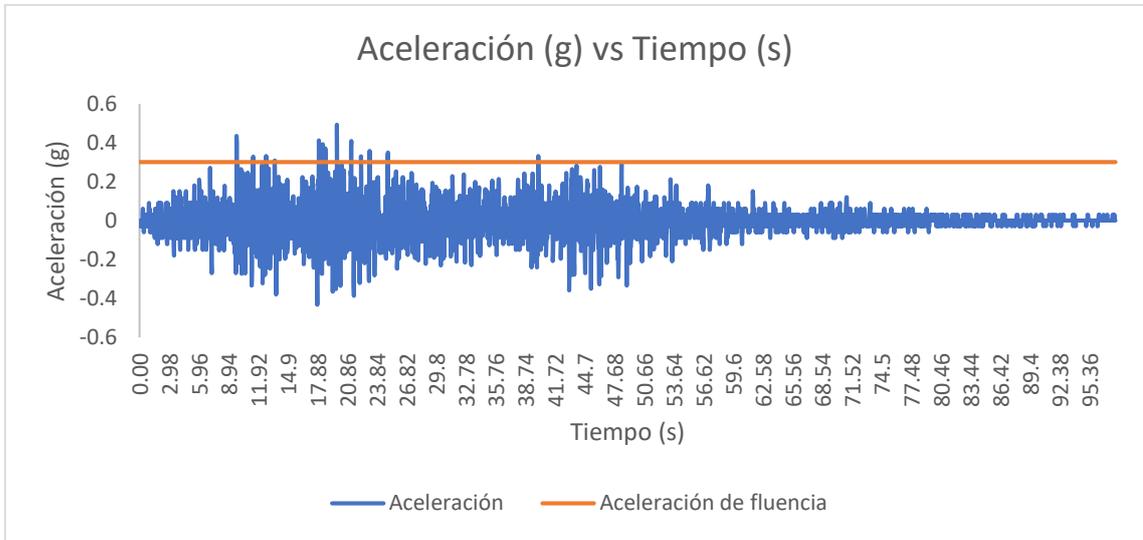
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)



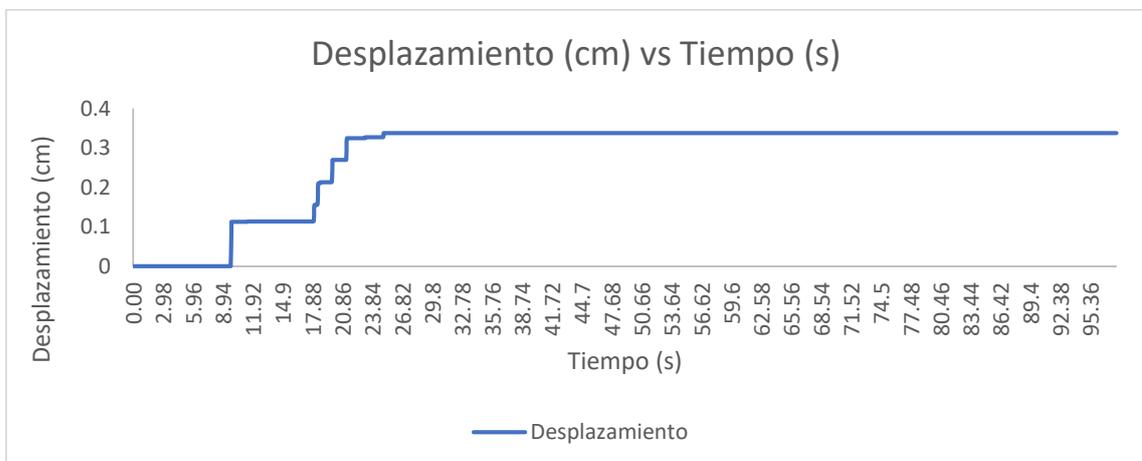
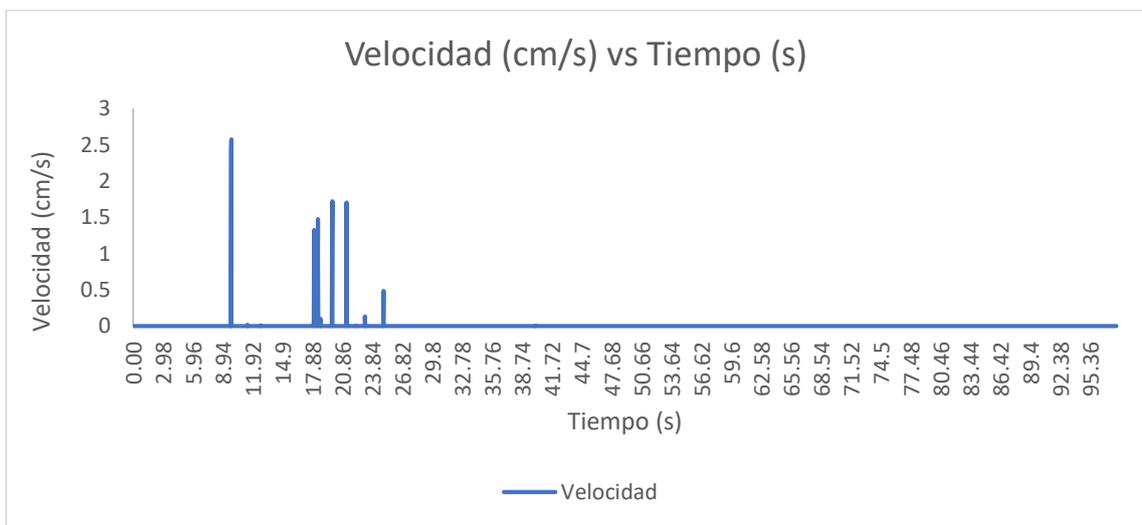
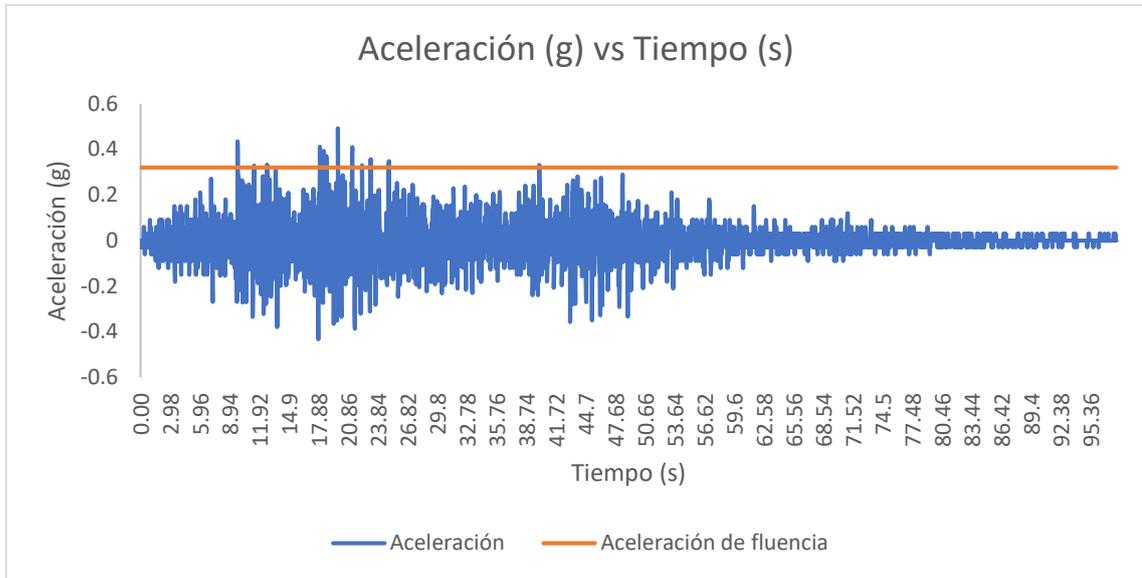
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)



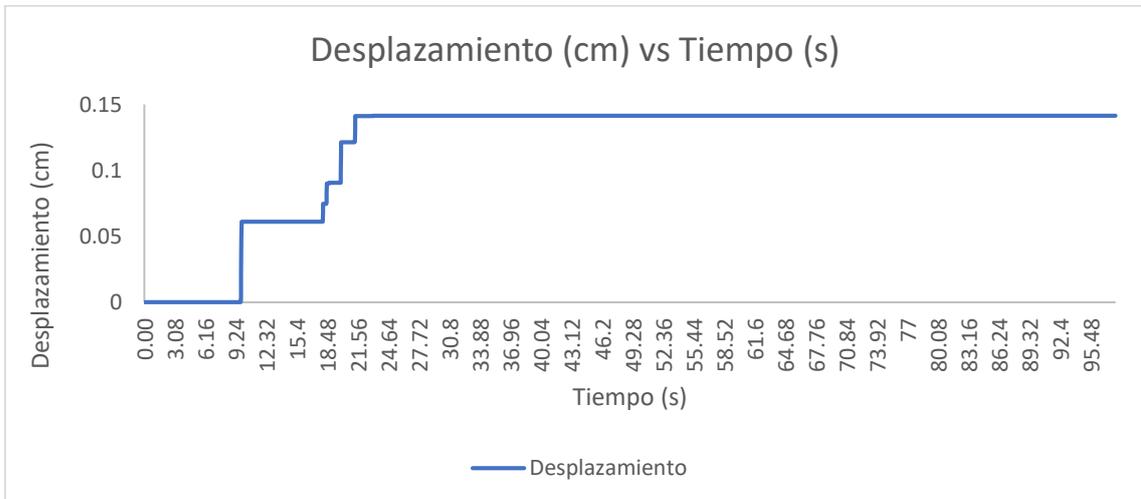
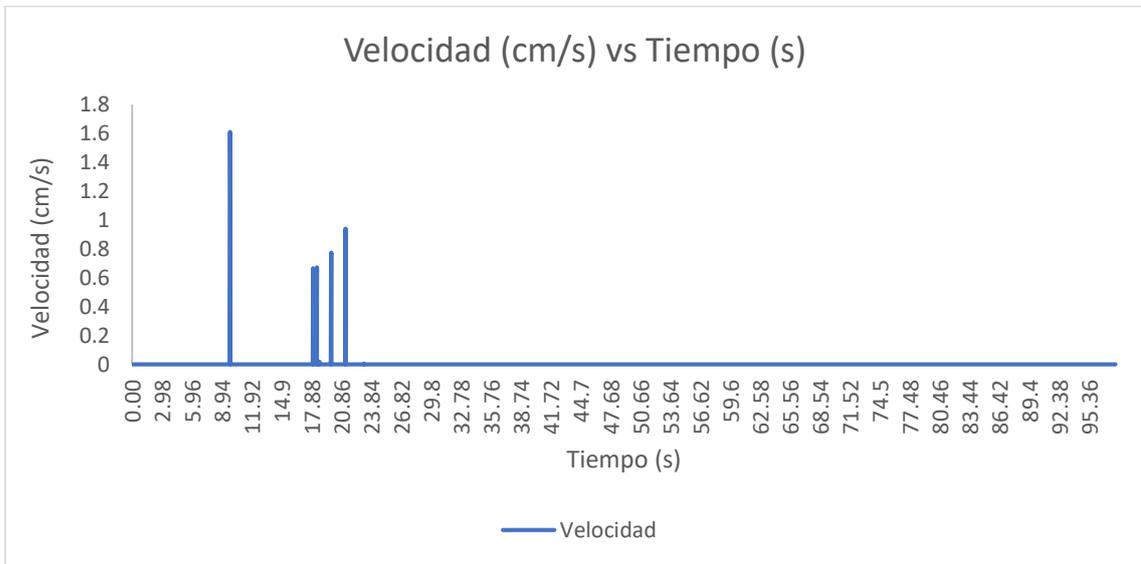
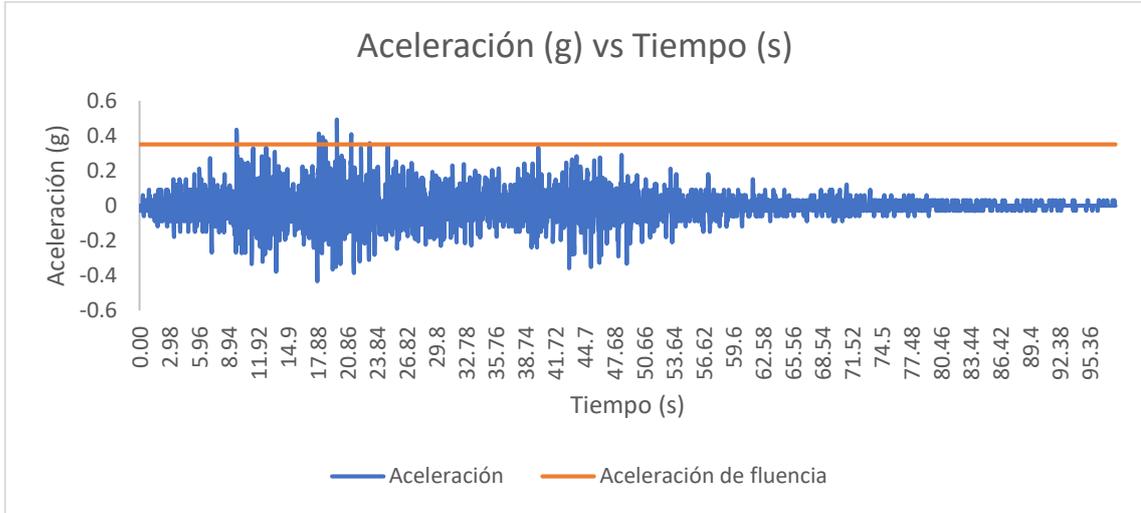
Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)



Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)



Fuente: Elaboración propia utilizando el software Microsoft Excel

Anexo 6: Procedimiento simplificado por Makdisi y Seed para calcular la aceleración máxima en la cresta y período natural

CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA Y EL PERÍODO NATURAL DE LA AMPLIACIÓN DEL PAD DE LIXIVIACIÓN – A PARA UNA CONDICIÓN DE OPERACIÓN (TR = 100 AÑOS)

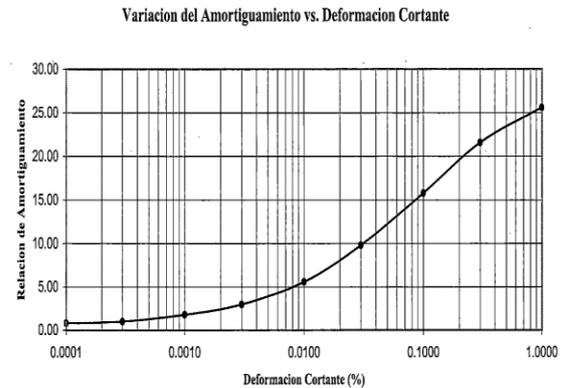
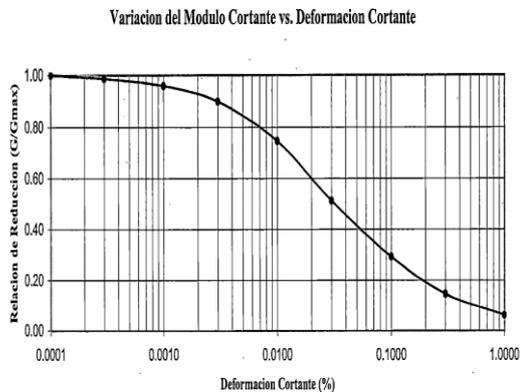
DATOS:

Período de retorno (Cond. Operación):	100	años
Altura de la Ampliación del Pad - A, H:	51	m
Peso Unitario:	15.2	KN/m ³
Densidad de masa, ρ	1.549	kg/m ³
Velocidad de corte Máxima, $V_{m\acute{a}x}$	609	m/s

ITERACIÓN 1:

V_s (asumida) =	500
$V_s/V_{m\acute{a}x}$ =	0.821
$G/G_{m\acute{a}x} = (V_s/V_{m\acute{a}x})^2$ =	0.67

De los siguientes gráficos se determinó la deformación cortante y amortiguamiento:



Deformación Cortante:	0.016 %
λ :	7 %

Considerando los tres primeros modos de vibración, los valores correspondientes a β_n son siempre $\beta_1 = 2.4$, $\beta_2 = 5.25$, $\beta_3 = 8.65$ y los valores correspondientes de las primeras frecuencias naturales son:

$W1 = 2.40 \text{ Vs/H} =$	23.529	rad/s
$W2 = 5.52 \text{ Vs/H} =$	54.118	rad/s
$W3 = 8.65 \text{ Vs/H} =$	84.804	rad/s

Con los valores calculados de W1, W2 y W3 se calcularon los períodos T1, T2 y T3, los cuales son:

T1=	0.27
T2=	0.12
T3=	0.07

Se proponen los factores de corrección ξ_0 y ξ_1 para que multipliquen a los espectros de respuesta con un 5% de amortiguamiento crítico y así obtener espectros para un determinado amortiguamiento crítico β :

$$\xi_0 = 2 \left(\frac{1 + \beta}{1 + 14,68(\beta)^{0,865}} \right) \quad \xi_1 = \left(\frac{0,05}{\beta} \right)^{0,4}$$

Donde el factor de corrección ξ_0 será multiplicado para obtener espectros con amortiguamientos críticos menores que 5%, y el factor de corrección ξ_1 se utilizará del mismo modo para obtener espectros con amortiguamientos críticos mayores que 5%.

Luego con la siguiente gráfica se calcularon las aceleraciones espectrales Sa1, Sa2 y Sa3



Sa1=	0.51g
Sa2=	0.56g
Sa3=	0.39g

Con estas aceleraciones espectrales se calcularon las aceleraciones máximas en la cresta para los tres primeros modos de vibración, las cuales son:

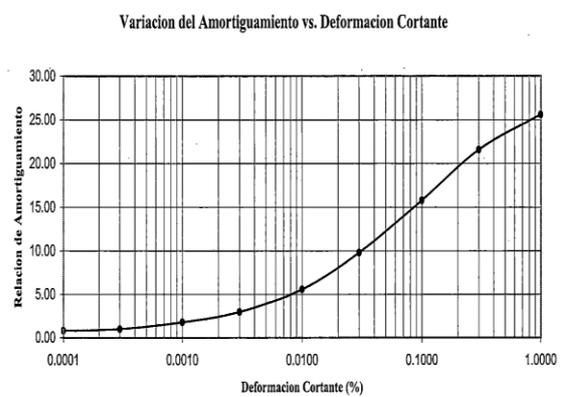
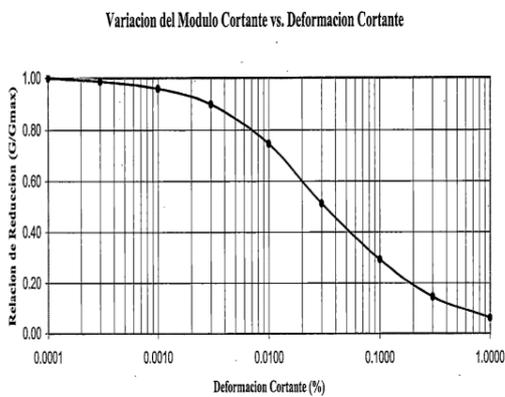
$\ddot{u}_{1\max} = 1.60 Sa_1 =$	$0.816g$
$\ddot{u}_{2\max} = 1.06 Sa_2 =$	$0.594g$
$\ddot{u}_{3\max} = 0.86 Sa_3 =$	$0.335g$

Y de acuerdo a las siguientes ecuaciones se calcularon la \ddot{u}_{\max} en la cresta y la deformación promedio equivalente:

$$\ddot{u}_{\max} = \left[\sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n\max})^2 \right]^{1/2} = 1.06g \quad (\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 \times 0.3 \times \frac{h}{V_S^2} Sa_1 = 0.020 \%$$

ITERACIÓN 2:

Con la deformación cortante calculada en la iteración 1 y las siguientes gráficas, se determinó la deformación cortante, se determinó el amortiguamiento (λ) y el G/G_{\max} :



$G/G_{\max}:$	0.6
$\lambda:$	8%

Entonces, $V_s/V_{\max} = 0.77$, por lo tanto $V_s = 472 \text{ m/s}$

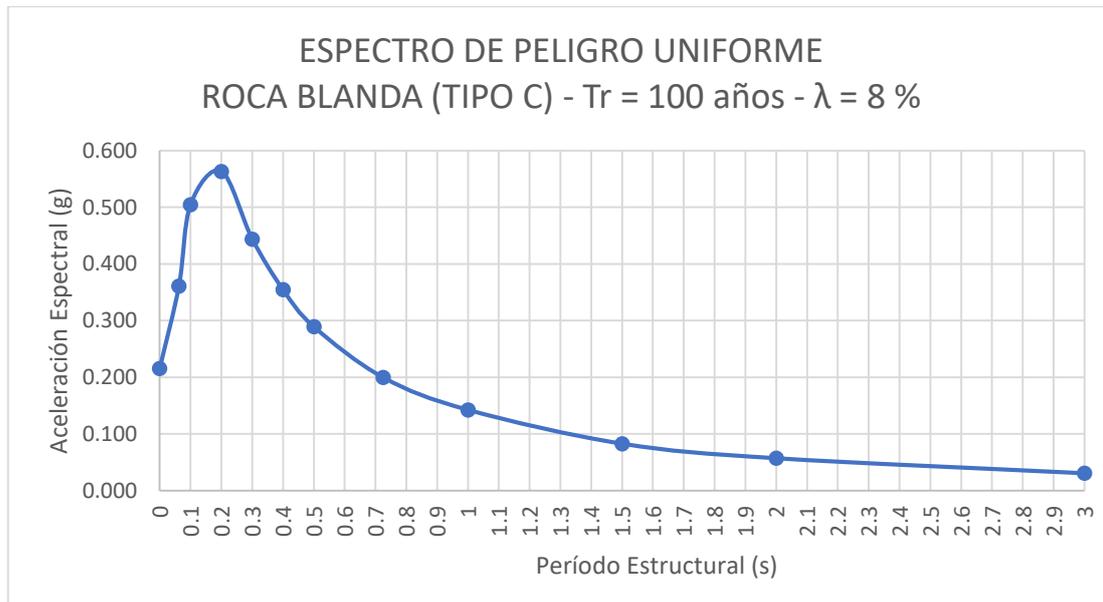
Considerando los tres primeros modos de vibración, los valores correspondientes a β_n son siempre $\beta_1 = 2.4$, $\beta_1 = 5.25$, $\beta_1 = 8.65$ y los valores correspondientes de las primeras frecuencias naturales son:

$W1 = 2.40 \text{ Vs/H} =$	22.199	rad/s
$W2 = 5.52 \text{ Vs/H} =$	51.058	rad/s
$W3 = 8.65 \text{ Vs/H} =$	80.009	rad/s

Con los valores calculados de W1, W2 y W3 se calcularon los períodos T1, T2 y T3, los cuales son:

T1=	0.28
T2=	0.12
T3=	0.08

Luego con la siguiente gráfica se calcularon las aceleraciones espectrales Sa1, Sa2 y Sa3



Sa1=	0.47g
Sa2=	0.54g
Sa3=	0.40g

Con estas aceleraciones espectrales se calcularon las aceleraciones máximas en la cresta para los tres primeros modos de vibración, las cuales son:

$\ddot{u}_{1\max} = 1.60$	$Sa_1 =$	0.752g
$\ddot{u}_{2\max} = 1.06$	$Sa_2 =$	0.572g
$\ddot{u}_{3\max} = 0.86$	$Sa_3 =$	0.344g

Y de acuerdo a las siguientes ecuaciones se calcularon la \ddot{u}_{\max} en la cresta y la deformación promedio equivalente:

$$\ddot{u}_{\max} = \left[\sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n\max})^2 \right]^{1/2} = 1.01g \quad (\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 \times 0.3 \times \frac{h}{V_S^2} Sa_1 = 0.021 \%$$

ITERACIÓN 3:

Repitiendo el mismo procedimiento de las anteriores iteraciones se calculan los resultados de la iteración 3, los cuales son:

$\ddot{u}_{\max} =$	1.01g
$T_0 =$	0.28s
$(\gamma_{ave})_{eq} =$	0.021%
λ	8%

RESULTADOS DE ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA Y PERÍODO NATURAL:

$\ddot{u}_{\max} =$	1.01g
$T_0 =$	0.28s

CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA Y EL PERÍODO
NATURAL DE LA AMPLIACIÓN DEL PAD DE LIXIVIACIÓN – A PARA UNA
CONDICIÓN DE CIERRE (TR = 475 AÑOS)

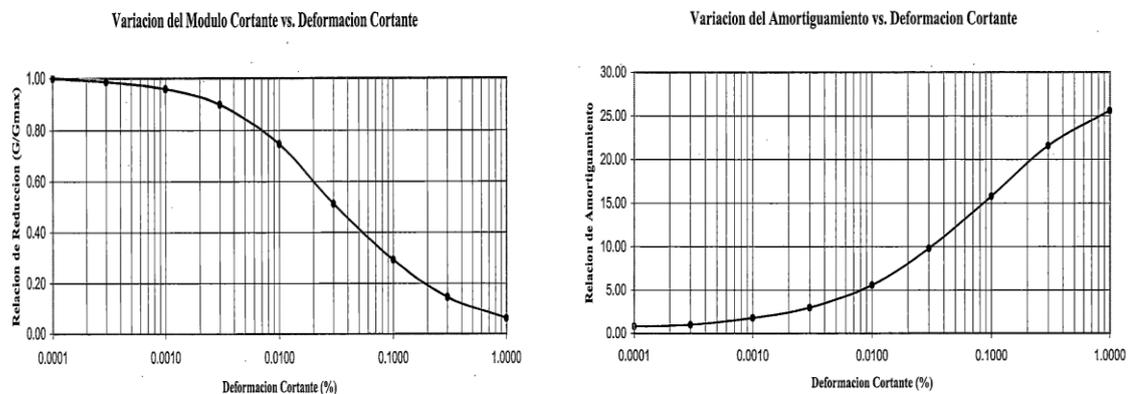
DATOS:

Período de retorno (Cond. Cierre):	475	años
Altura de la Ampliación del Pad - A, H:	51	m
Peso Unitario:	15.2	KN/m ³
Densidad de masa, ρ	1.549	kg/m ³
Velocidad de corte Máxima, $V_{m\acute{a}x}$	609	m/s

ITERACIÓN 1:

V_s (asumida) =	500
$V_s/V_{m\acute{a}x}$ =	0.821
$G/G_{m\acute{a}x} = (V_s/V_{m\acute{a}x})^2$ =	0.67

De los siguientes gráficos se determinó la deformación cortante y amortiguamiento:



Deformación Cortante:	0.016 %
λ :	7 %

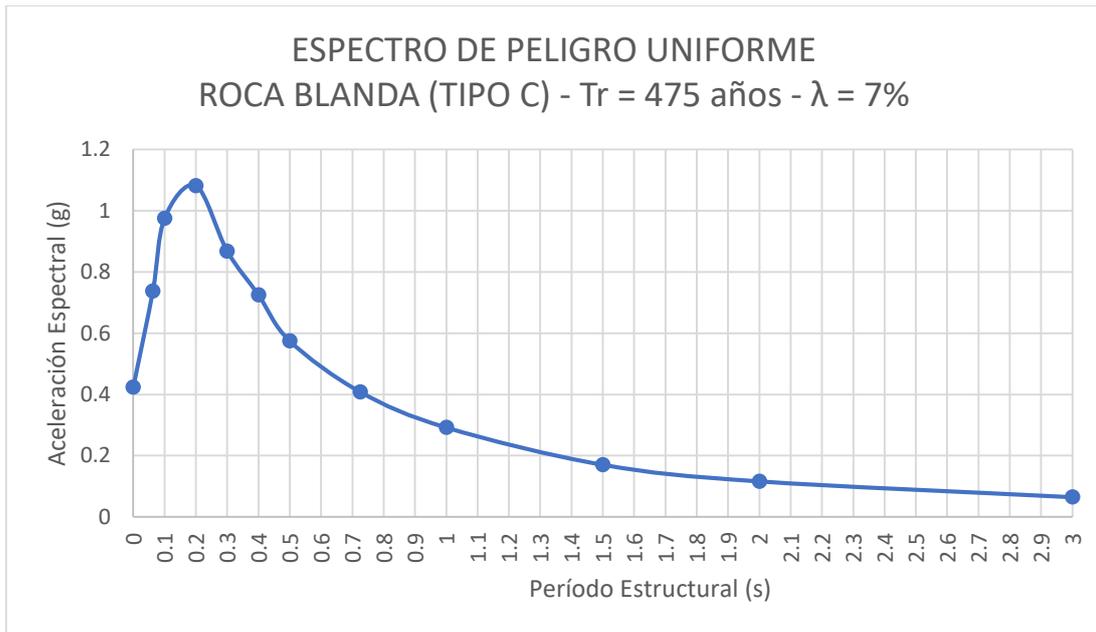
Considerando los tres primeros modos de vibración, los valores correspondientes a β_n son siempre $\beta_1 = 2.4$, $\beta_1 = 5.25$, $\beta_1 = 8.65$ y los valores correspondientes de las primeras frecuencias naturales son:

$W_1 = 2.40 V_s/H =$	23.529	rad/s
$W_2 = 5.52 V_s/H =$	54.118	rad/s
$W_3 = 8.65 V_s/H =$	84.804	rad/s

Con los valores calculados de W1, W2 y W3 se calcularon los períodos T1, T2 y T3, los cuales son:

T1=	0.27
T2=	0.12
T3=	0.07

Luego con la siguiente gráfica se calcularon las aceleraciones espectrales Sa1, Sa2 y Sa3



Sa1=	0.97g
Sa2=	1.03g
Sa3=	0.75g

Con estas aceleraciones espectrales se calcularon las aceleraciones máximas en la cresta para los tres primeros modos de vibración, las cuales son:

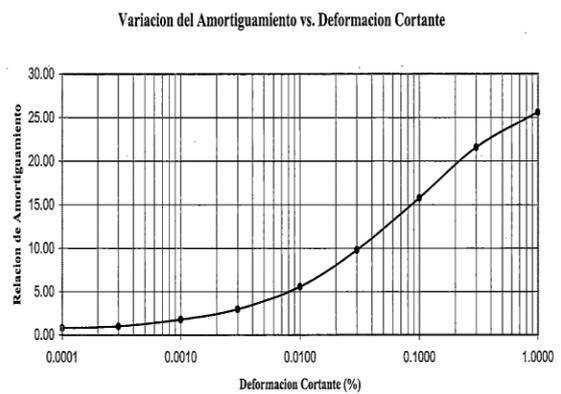
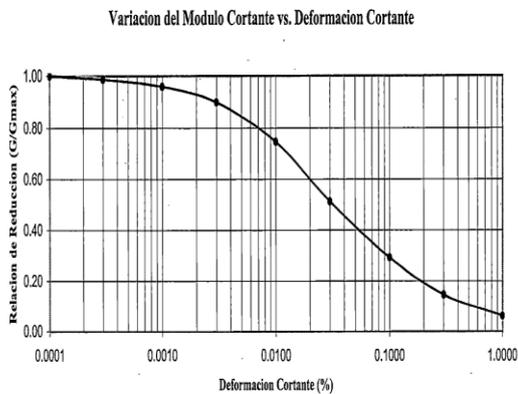
$\ddot{u}_{1max} = 1.60$	Sa1 =	1.552g
$\ddot{u}_{2max} = 1.06$	Sa2 =	1.092g
$\ddot{u}_{3max} = 0.86$	Sa3 =	0.645g

Y de acuerdo a las siguientes ecuaciones se calcularon la \ddot{u}_{max} en la cresta y la deformación promedio equivalente:

$$\ddot{u}_{max} = \left[\sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{nmax})^2 \right]^{1/2} = 2.00g \quad (\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 \times 0.3 \times \frac{h}{V_s^2} S a_1 = 0.038 \%$$

ITERACIÓN 2:

Con la deformación cortante calculada en la iteración 1 y las siguientes gráficas, se determinó la deformación cortante, se determinó el amortiguamiento (λ) y el $G/G_{m\acute{a}x}$:



$G/G_{m\acute{a}x}$:	0.48
λ :	11 %

Entonces, $V_s/V_{m\acute{a}x} = 0.69$, por lo tanto $V_s = 422$ m/s

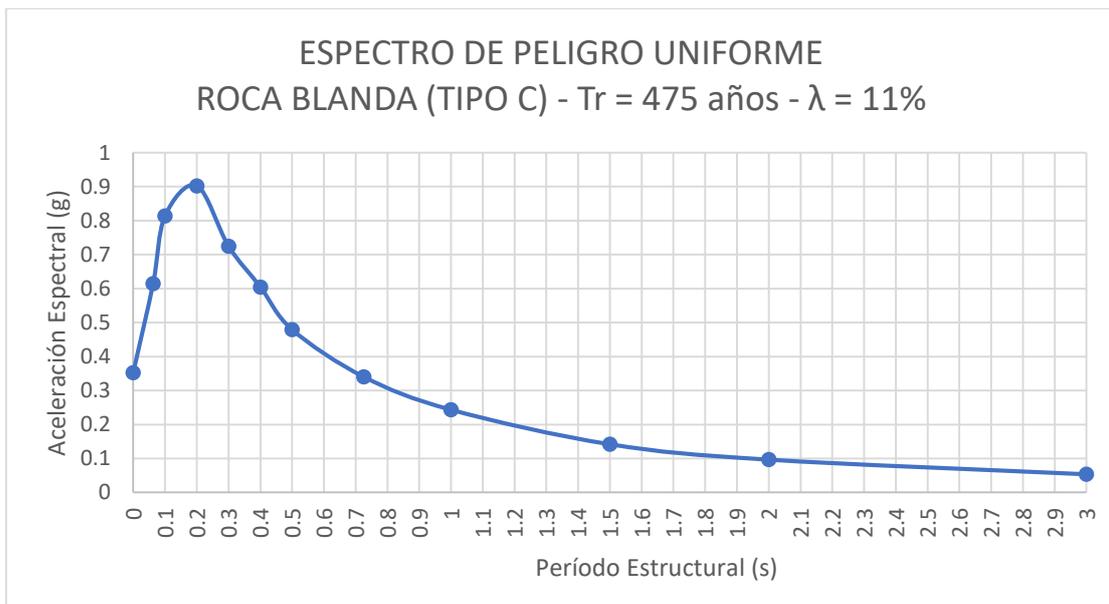
Considerando los tres primeros modos de vibración, los valores correspondientes a β_n son siempre $\beta_1 = 2.4$, $\beta_1 = 5.25$, $\beta_1 = 8.65$ y los valores correspondientes de las primeras frecuencias naturales son:

$W_1 = 2.40 V_s/H =$	19.855	rad/s
$W_2 = 5.52 V_s/H =$	45.667	rad/s
$W_3 = 8.65 V_s/H =$	71.562	rad/s

Con los valores calculados de W1, W2 y W3 se calcularon los períodos T1, T2 y T3, los cuales son:

T1=	0.31
T2=	0.14
T3=	0.09

Luego con la siguiente gráfica se calcularon las aceleraciones espectrales Sa1, Sa2 y Sa3



Sa1=	0.70g
Sa2=	0.88g
Sa3=	0.79g

Con estas aceleraciones espectrales se calcularon las aceleraciones máximas en la cresta para los tres primeros modos de vibración, las cuales son:

$\ddot{u}_{1max} = 1.60 Sa1 =$	1.120g
$\ddot{u}_{2max} = 1.06 Sa2 =$	0.933g
$\ddot{u}_{3max} = 0.86 Sa3 =$	0.679g

Y de acuerdo a las siguientes ecuaciones se calcularon la \ddot{u}_{max} en la cresta y la deformación promedio equivalente:

$$\ddot{u}_{\max} = \left[\sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n\max})^2 \right]^{1/2} = 1.61g \quad (\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 \times 0.3 \times \frac{h}{V_S^2} S a_1 = 0.038 \%$$

ITERACIÓN 3:

Repitiendo el mismo procedimiento de las anteriores iteraciones se calculan los resultados de la iteración 3, los cuales son:

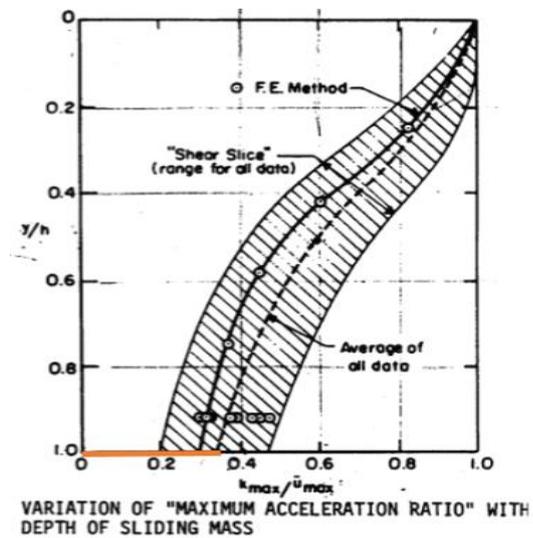
$\ddot{u}_{\max} =$	1.61g
$T_0 =$	0.31s
$(\gamma_{ave})_{eq} =$	0.038%
λ	11%

RESULTADOS DE ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA Y PERÍODO NATURAL:

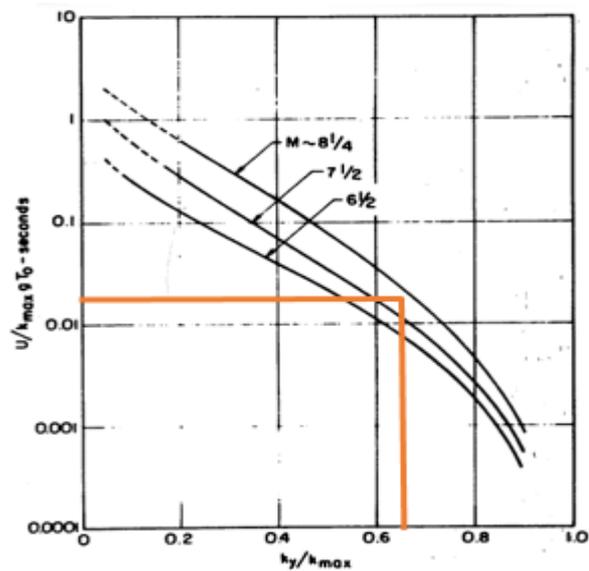
$\ddot{u}_{\max} =$	1.61g
$T_0 =$	0.31s

Anexo 7: procedimiento para el cálculo de Desplazamientos Permanentes – Método de Makdisi - Seed (1977)

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)

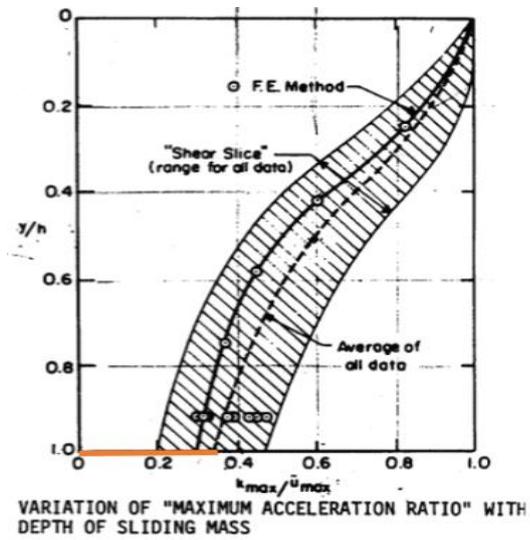


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

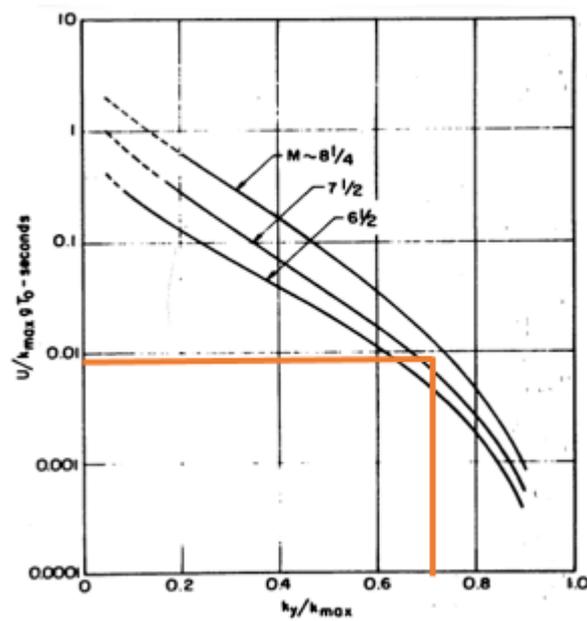


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.23$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.65$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.To = 0.030$, con el cual se determinó un desplazamiento de 2.92 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)

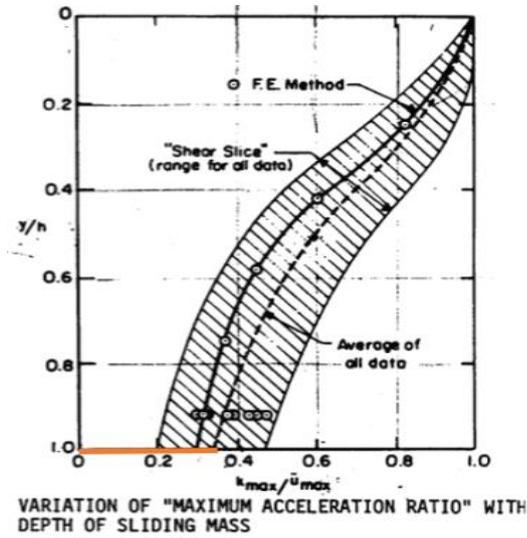


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

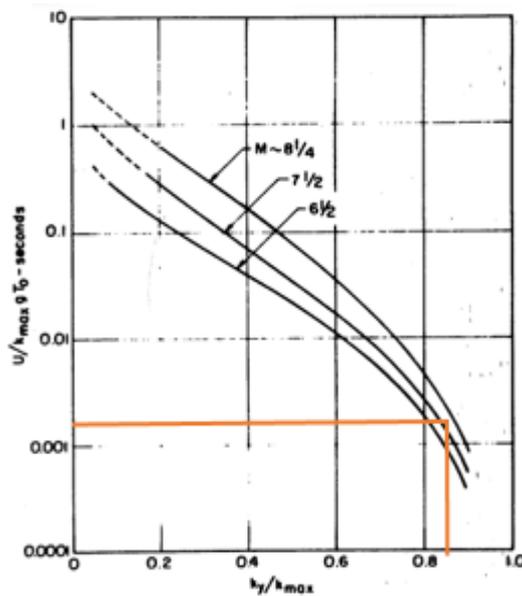


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.25$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.71$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.009$, con el cual se determinó un desplazamiento de 0.88 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)

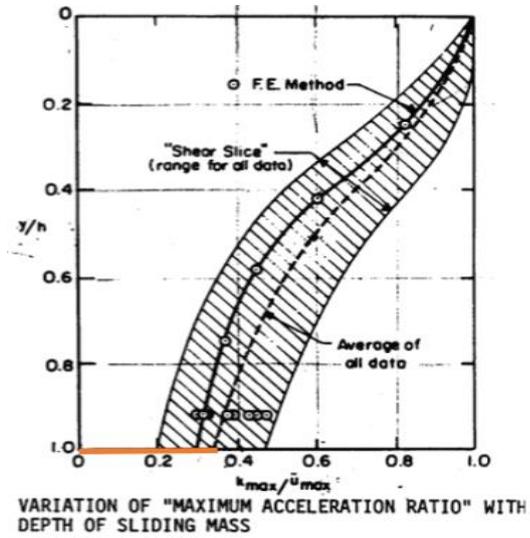


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

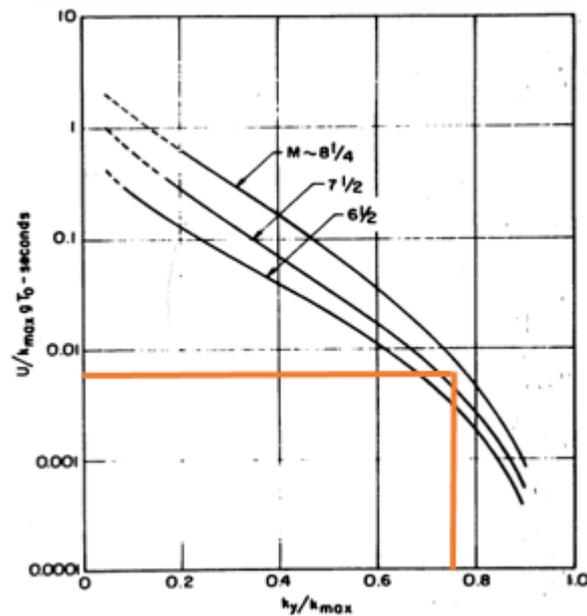


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.30$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.85$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.To = 0.002$, con el cual se determinó un desplazamiento de 0.19 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)

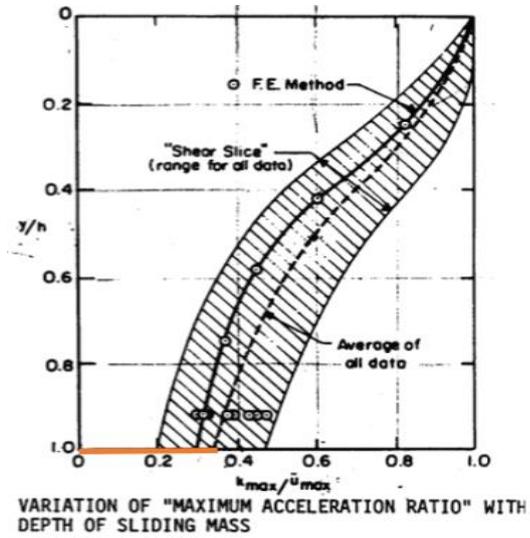


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

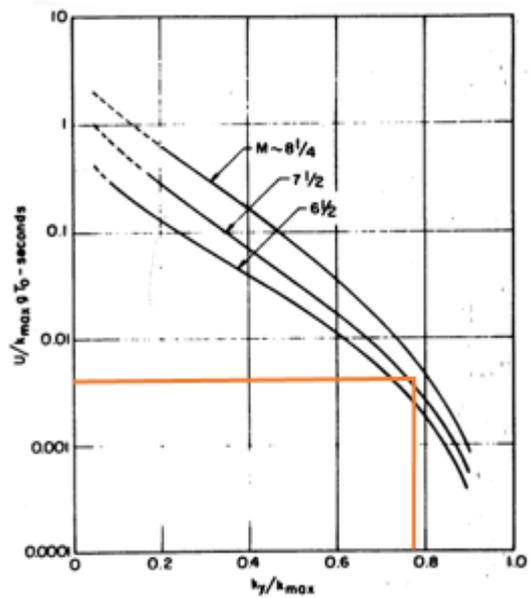


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.26$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.74$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.007$, con el cual se determinó un desplazamiento de 0.68 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)

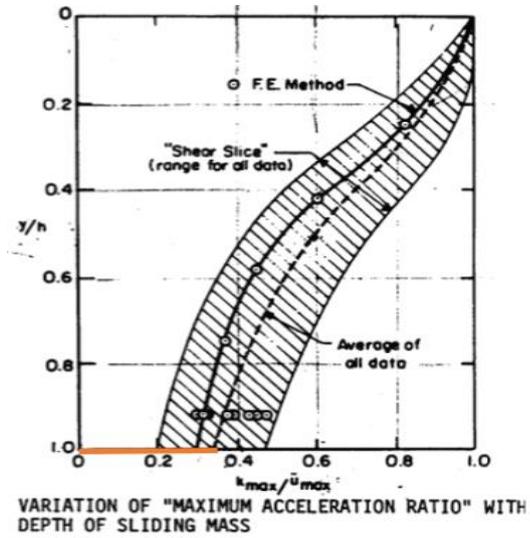


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

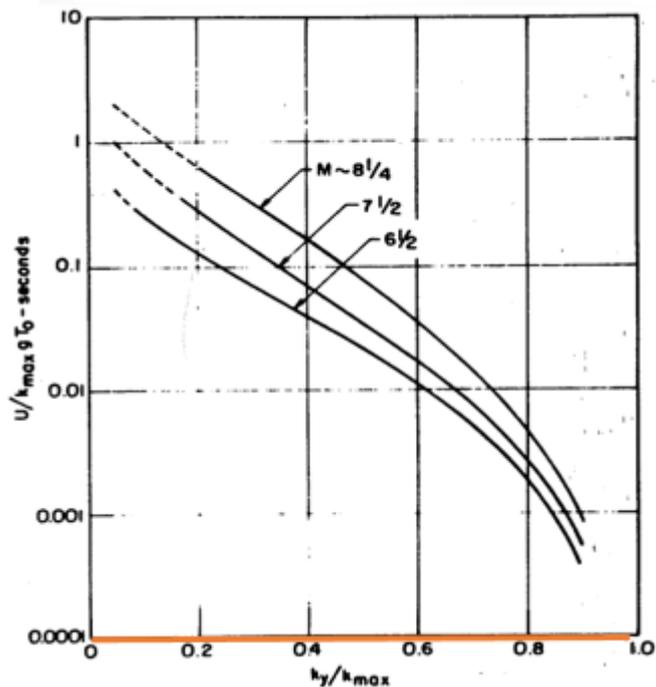


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.27$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.77$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.006$, con el cual se determinó un desplazamiento de 0.58 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)

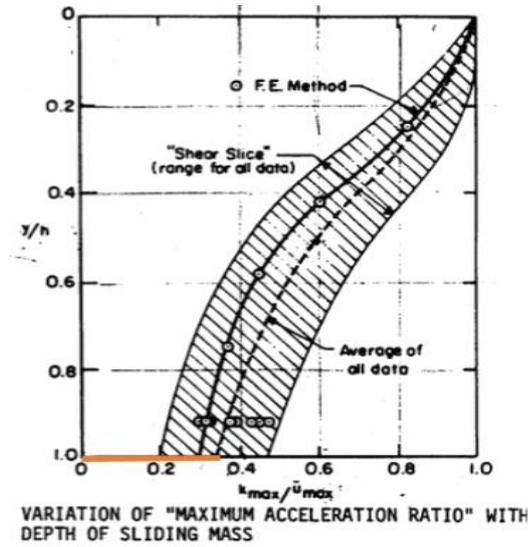


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

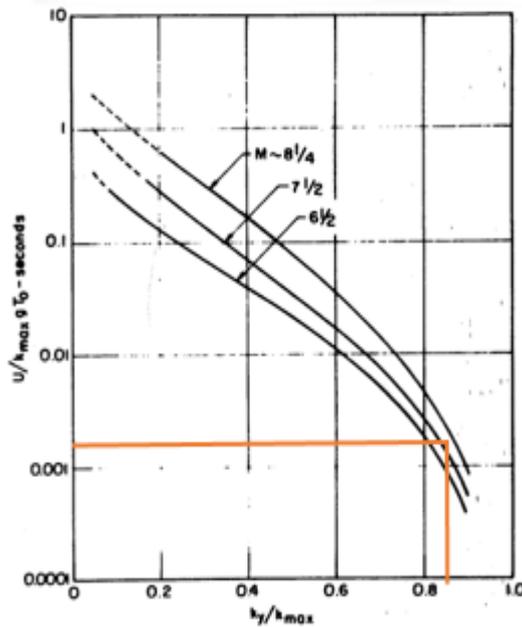


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.35$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.99$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.To = 0.000$, con el cual se determinó un desplazamiento de 0.00 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)

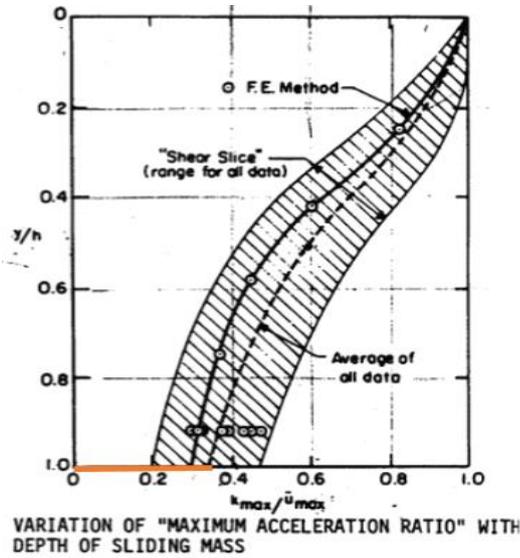


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

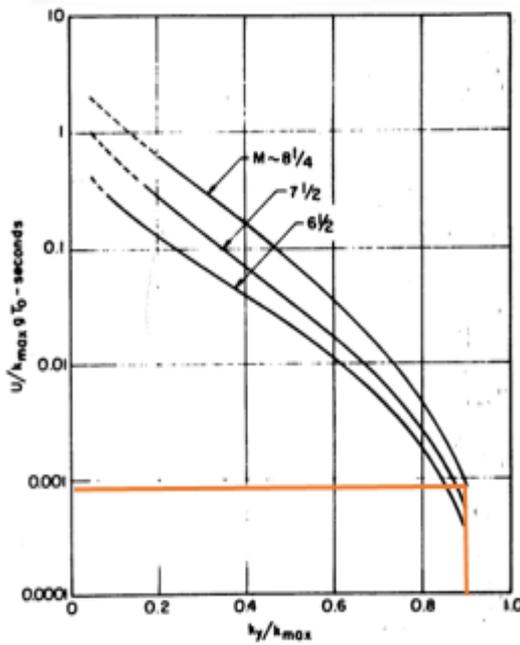


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.30$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.85$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.To = 0.020$, con el cual se determinó un desplazamiento de 1.95 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)

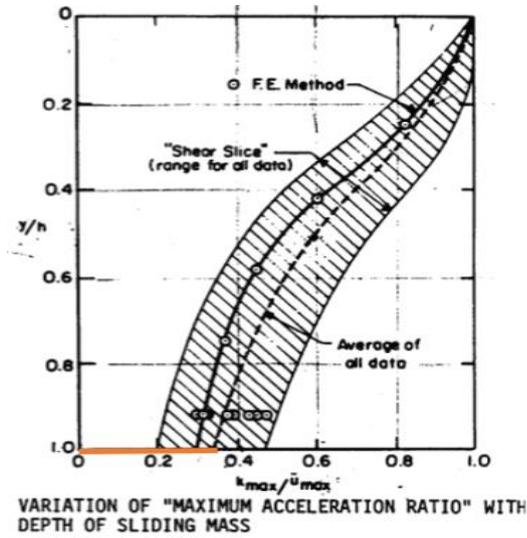


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

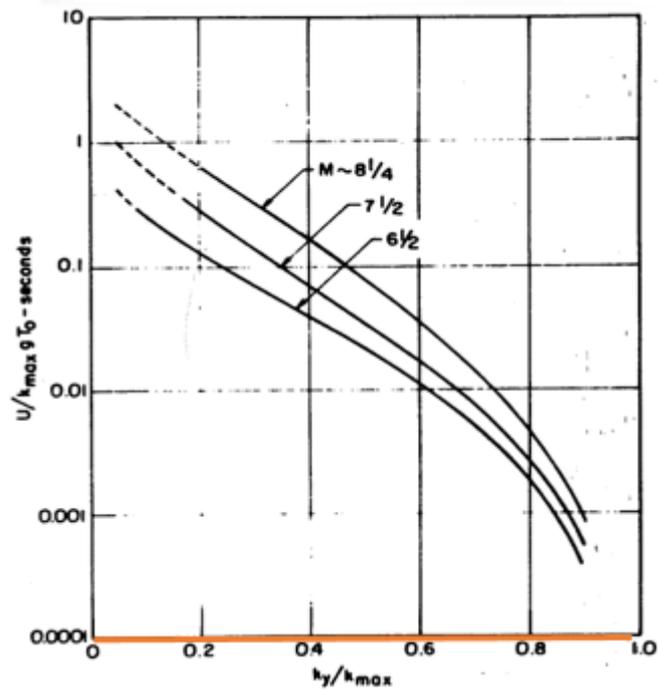


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.32$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.91$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.To = 0.001$, con el cual se determinó un desplazamiento de 0.09 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)

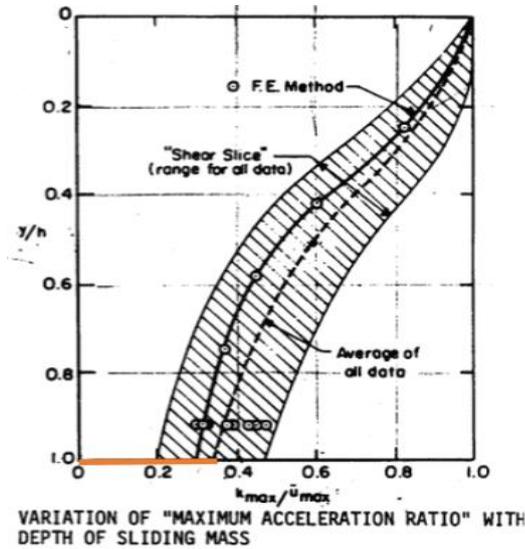


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

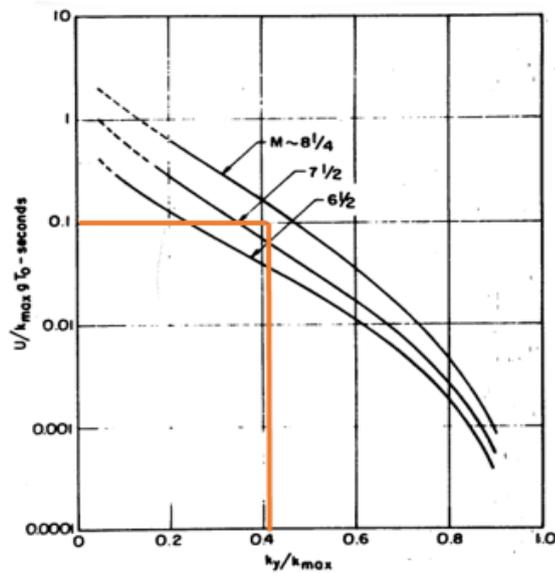


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.352$ y con el valor de $K_y = 0.35$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.99$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.000$, con el cual se determinó un desplazamiento de 0.00 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección AA – Condición Cierre (Tr = 475 años)

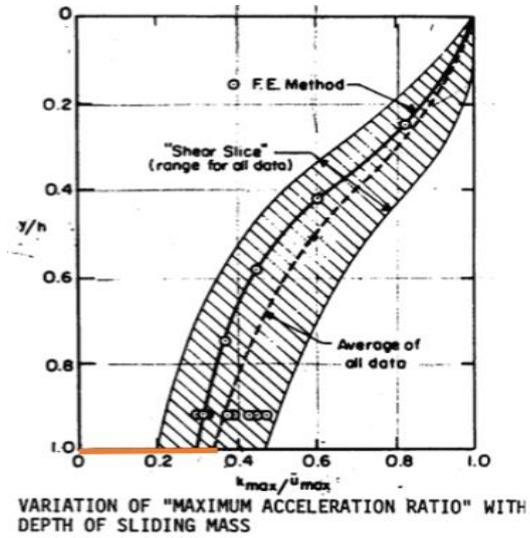


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

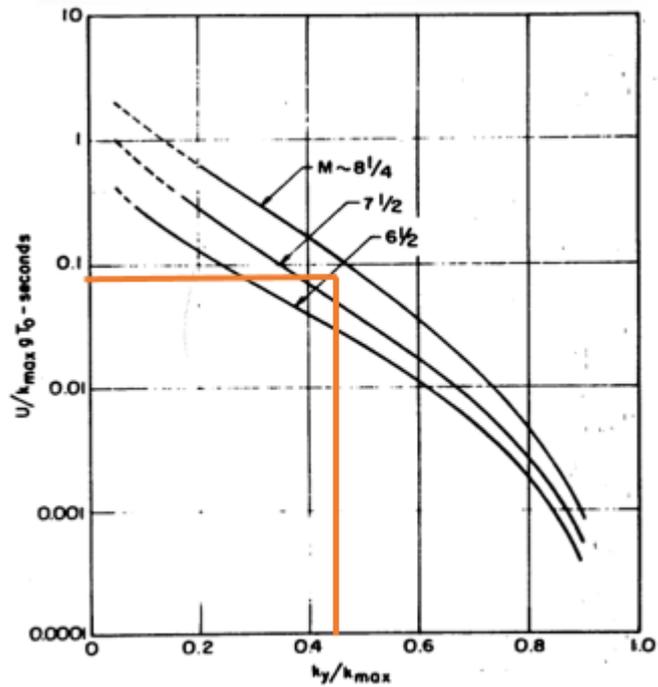


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.23$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.41$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.100$, con el cual se determinó un desplazamiento de 17.35 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección AA – Condición Cierre (Tr = 475 años)

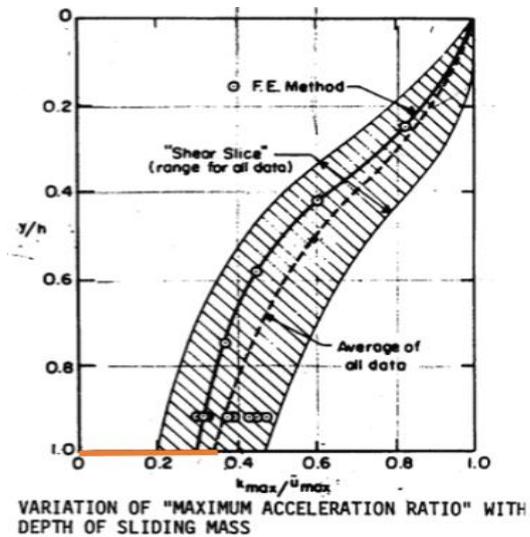


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

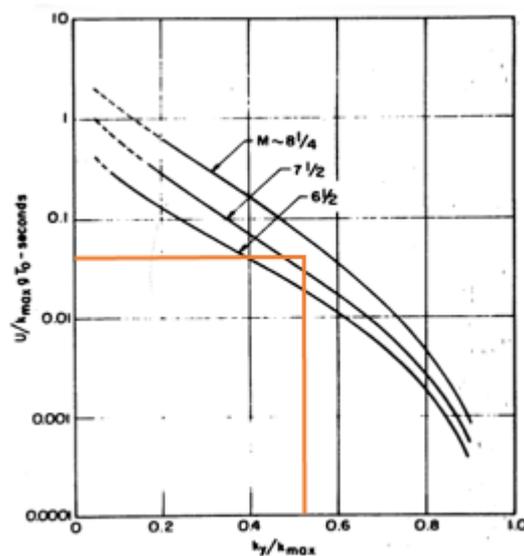


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.25$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.44$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.090$, con el cual se determinó un desplazamiento de 15.62 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección AA – Condición Cierre (Tr = 475 años)

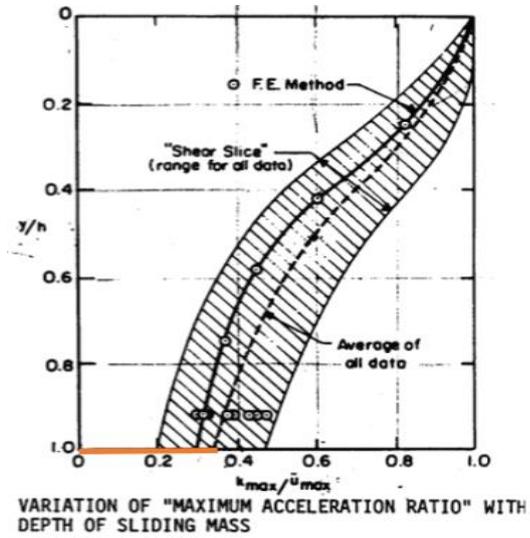


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

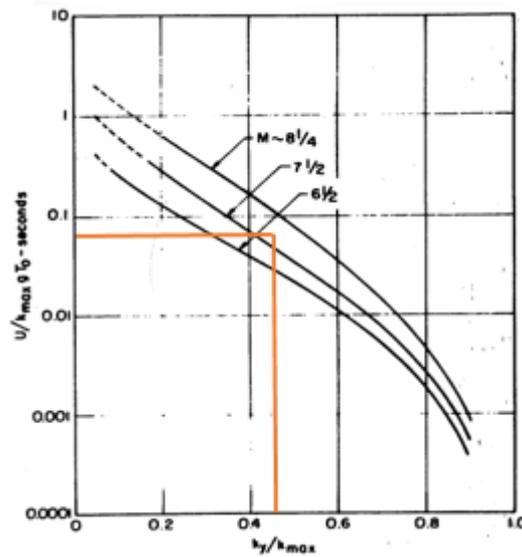


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.30$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.53$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.060$, con el cual se determinó un desplazamiento de 10.41 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)

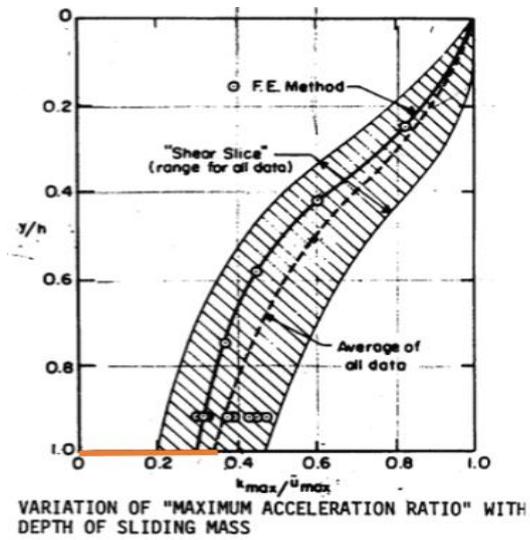


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

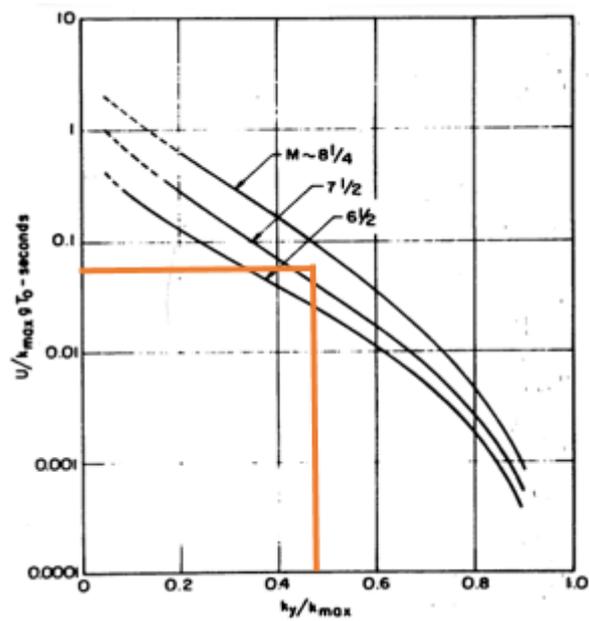


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.26$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.46$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.080$, con el cual se determinó un desplazamiento de 13.88 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)

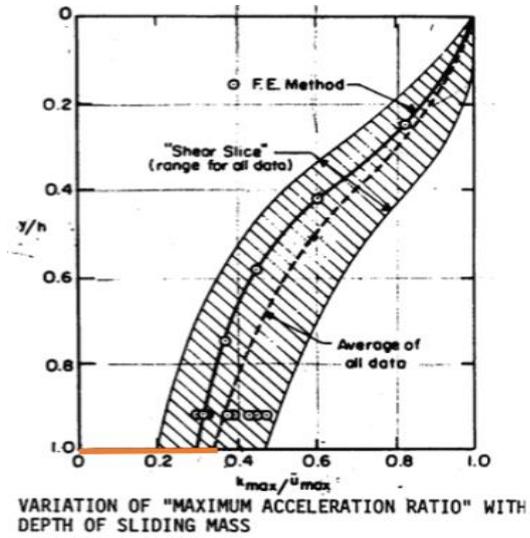


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

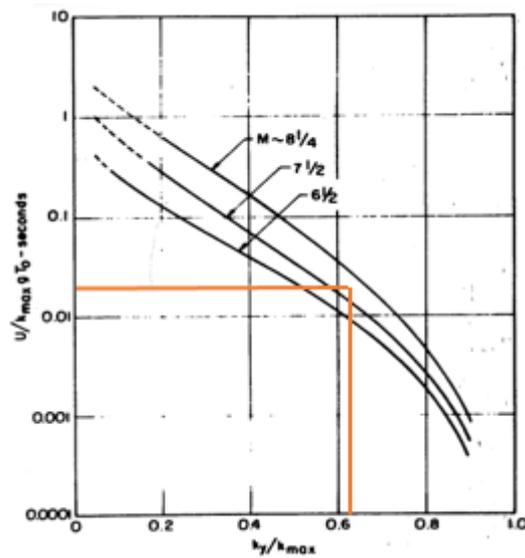


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.27$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.48$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.070$, con el cual se determinó un desplazamiento de 12.14 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 2.5H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)

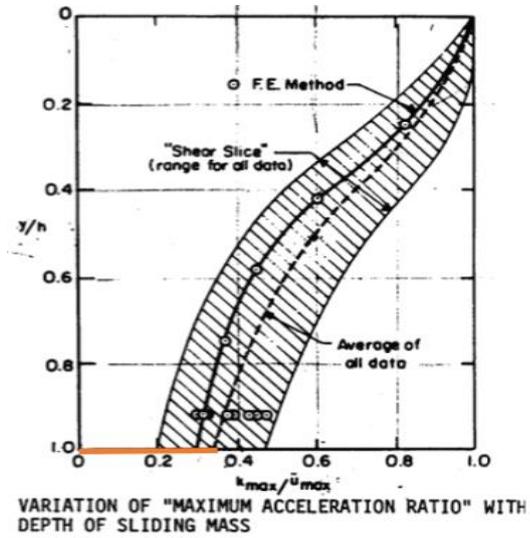


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

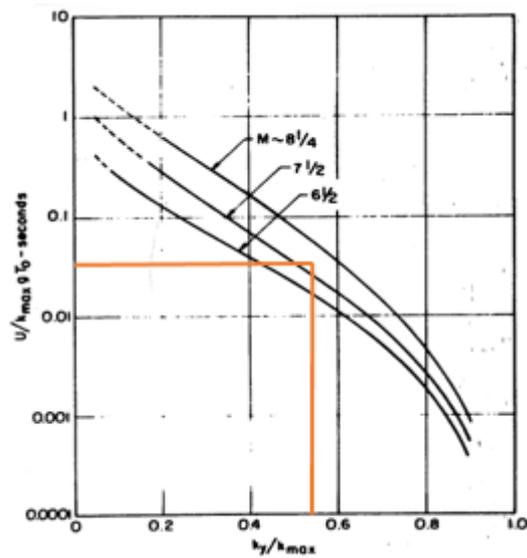


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.35$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.62$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.030$, con el cual se determinó un desplazamiento de 5.21 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.25H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)

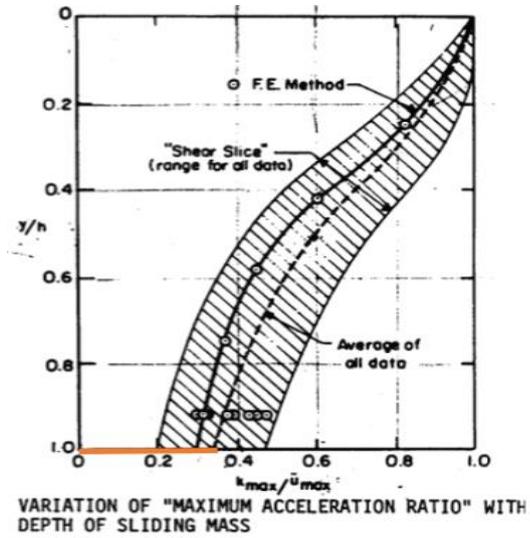


- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.

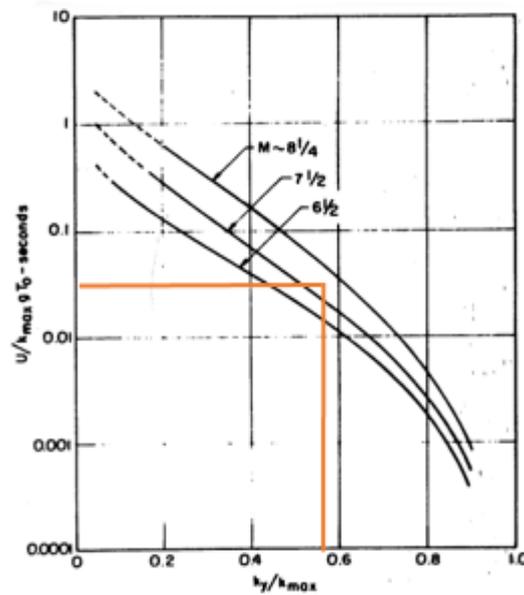


- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.30$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.53$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.060$, con el cual se determinó un desplazamiento de 10.41 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización 1.5H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)



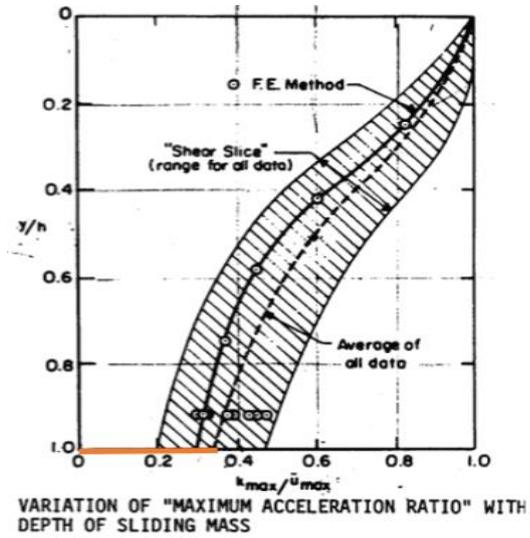
- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.



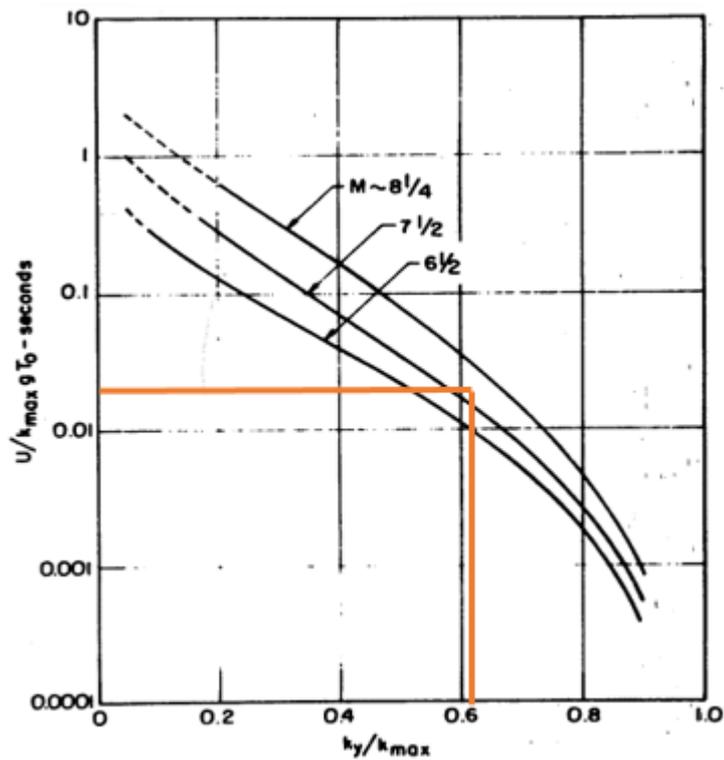
- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.32$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.57$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.050$, con el cual se determinó un desplazamiento de 8.68 cm.

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

2.5H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)



- Se reemplazó los valores de $Y/H = 1$ y se obtiene un valor de $K_{max}/\ddot{u}_{max} = 0.35$.



- Se calculó el $K_{m\acute{a}x} = 0.563$ y con el valor de $K_y = 0.35$ se obtuvo el valor de $K_y/K_{m\acute{a}x} = 0.62$, con este valor se obtuvo $U/K_{max}.g.T_0 = 0.030$, con el cual se determinó un desplazamiento de 5.21 cm.

Anexo 8: Procedimiento para el cálculo de desplazamientos permanentes – Método de Bray - Macedo - Travarasrou (2017)

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización
1.25H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.23$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travarasrou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a_1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a_2T_s + a_3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a_1 = -6.896$, $a_2 = 3.081$, and $a_3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a_1 = -5.864$, $a_2 = -9.421$, and $a_3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.570 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.23) - 0.390 (\ln(0.23))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.23) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \\ D = & 0.570 \text{ cm} \end{aligned}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.5H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.25$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.450 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.25) - 0.390 (\ln(0.25))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.25) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 0.450 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

2.5H:1V – Sección AA – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.30$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.260 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.30) - 0.390 (\ln(0.30))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.30) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 0.260 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.25H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.26$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.400 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.26) - 0.390 (\ln(0.26))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.26) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 0.400 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.5H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.27$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.360 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.27) - 0.390 (\ln(0.27))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.27) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 0.360 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

2.5H:1V – Sección BB – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.35$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.160 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.35) - 0.390 (\ln(0.35))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.35) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 0.160 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.25H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.30$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.260 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.30) - 0.390 (\ln(0.30))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.30) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 0.260 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.5H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.32$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.210 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.32) - 0.390 (\ln(0.32))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.32) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 0.210 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

2.5H:1V – Sección CC – Cond. Operación (Tr = 100 años)

Datos:

$$K_y = 0.35$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.28$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 0.160 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.35) - 0.390 (\ln(0.35))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.35) \ln(0.28) + 3.060 \ln(0.28) - 0.255 (\ln(0.28))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 0.160 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.25H:1V – Sección AA – Condición Cierre (Tr = 475 años)

Datos:

$$K_y = 0.23$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 3.210 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.23) - 0.390 (\ln(0.23))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.23) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 3.210 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.5H:1V – Sección AA – Condición Cierre ($T_r = 475$ años)

Datos:

$$K_y = 0.25$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travarasrou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 2.590 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.25) - 0.390 (\ln(0.25))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.25) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 2.590 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

2.5H:1V – Sección AA – Condición Cierre ($T_r = 475$ años)

Datos:

$$K_y = 0.30$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travarasrou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 1.590 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.30) - 0.390 (\ln(0.30))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.30) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 1.590 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.25H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)

Datos:

$$K_y = 0.26$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a_1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a_2T_s + a_3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a_1 = -6.896$, $a_2 = 3.081$, and $a_3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a_1 = -5.864$, $a_2 = -9.421$, and $a_3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 2.340 cm.

$$\ln(D) = -6.896 - 3.353 \ln(0.26) - 0.390 (\ln(0.26))^2 + 0.538$$

$$\ln(0.26) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2$$

$$+ 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9)$$

$$D = 2.340 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.5H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)

Datos:

$$K_y = 0.27$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 2.110 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.27) - 0.390 (\ln(0.27))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.27) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 2.110 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

2.5H:1V – Sección BB – Condición Cierre (Tr = 475 años)

Datos:

$$K_y = 0.35$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 1.030 cm.

$$\ln(D) = -6.896 - 3.353 \ln(0.35) - 0.390 (\ln(0.35))^2 + 0.538$$

$$\ln(0.35) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2$$

$$+ 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9)$$

$$D = 1.030 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.25H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)

Datos:

$$K_y = 0.30$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a_1 - 3.353 \ln(k_y) - 0.390 (\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538 \ln(k_y) \ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060 \ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225 (\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a_2 T_s + a_3 (T_s)^2 + 0.550 M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a_1 = -6.896$, $a_2 = 3.081$, and $a_3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a_1 = -5.864$, $a_2 = -9.421$, and $a_3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 1.590 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.30) - 0.390 (\ln(0.30))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.30) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 1.590 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

1.5H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)

Datos:

$$K_y = 0.32$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 1.330 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.32) - 0.390 (\ln(0.32))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.32) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 1.330 \text{ cm}$$

Determinación de los Desplazamientos Permanentes- Método de Estabilización

2.5H:1V – Sección CC – Condición Cierre (Tr = 475 años)

Datos:

$$K_y = 0.35$$

$$H = 51.00 \text{ m}$$

$$V_s = 480 \text{ m/s}$$

$$T_s = 0.43$$

$$1.5T_s = 0.64$$

$$M = 7.9$$

$$S_a(1.5T_s) = 0.53$$

Una vez que se definió todos los parámetros anteriormente mencionados, se realizó el cálculo de los desplazamientos permanentes a partir de la ecuación propuesta por Bray – Macedo – Travasarou, la cual se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & a1 - 3.353\ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 \\ & + 0.538\ln(k_y)\ln(S_a(1.5T_s)) \\ & + 3.060\ln(S_a(1.5T_s)) - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 \\ & + a2T_s + a3(T_s)^2 + 0.550M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

where k_y , T_s , and $S_a(1.5T_s)$ are as defined previously; M = moment magnitude; and ε = normally distributed random variable with zero mean and standard deviation $\sigma = 0.73$. In Eq. (4), for systems with $T_s \geq 0.10$ s, $a1 = -6.896$, $a2 = 3.081$, and $a3 = -0.803$, and for $T_s < 0.10$ s, $a1 = -5.864$, $a2 = -9.421$, and $a3 = 0.0$, there is only a slight change in the calculated seismic displacement across the value of $T_s = 0.10$ s. For the special case of the Newmark rigid-sliding block where $T_s = 0.0$ s, the amount of nonzero seismic slope displacement (D in cm) is estimated as

Reemplazando los datos, se obtuvo un desplazamiento de 1.030 cm.

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \ln(0.35) - 0.390 (\ln(0.35))^2 + 0.538 \\ & \ln(0.35) \ln(0.53) + 3.060 \ln(0.53) - 0.255 (\ln(0.53))^2 \\ & + 3.081(0.43) - 0.803(0.43)^2 + 0.550(7.9) \end{aligned}$$

$$D = 1.030 \text{ cm}$$