

UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Facultad de Ingeniería

Ingeniería Civil



**ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DE UN RELLENO REFORZADO CON
GEOSINTÉTICO EN LA LOCALIDAD DE LLICO**

SERGIO ADRIÁN GONZÁLEZ RUIZ

INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía

DR. José Miguel Montenegro C.

Profesor Informante

Roberto Ponce A.

Concepción, Mayo 2017

Resumen

El inquebrantable crecimiento que trae consigo una zona urbana, nos obliga a la necesidad de utilizar áreas y terrenos que por sus disímiles condiciones son incapaces de resistir grandes cargas, los cuales pueden presentar distintos escenarios de estabilización de terrenos. El presente proyecto de título analiza la estabilidad estática y pseudoestática de un relleno, con y sin refuerzo de Geomallas Biaxiales para los casos a corto y largo plazo, con la ayuda de los softwares SLOPE/W de GEOSTUDIO y estabilidad de taludes de GEO5. Se analizó la campaña geotécnica proporcionada por el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Católica de la Santísima Concepción del Proyecto Laboratorio de Producción e Investigación de Recursos Bentónicos a construirse en la localidad de Llico, ciudad de Arauco, Región del Biobío. Conjuntamente se realizaron ensayos no drenados a muestras obtenidas en dicha campaña con el objetivo de obtener los parámetros geotécnicos a corto plazo del subsuelo. Con la información se obtuvo la estratigrafía y se determinó el factor de seguridad en condiciones iniciales y finales, estáticas y pseudoestáticas para los modelos Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967), para con ello garantizar la estabilidad global del relleno a partir de los diversos casos de estudio, además de estudiar el potencial de licuación existente en el lugar para una magnitud de sismo $M_w=8.8$ y una aceleración $0.4g$.

El procedimiento para el análisis de estabilidad descrito se aplicó a un relleno conformado por un material granular, donde la estratigrafía entregó suelos predominantemente cohesivos. Los resultados muestran que la inclusión de refuerzo de geosintético aumenta a más del doble el factor de seguridad (FS) para la estabilidad *estática* del relleno para los casos a corto y largo plazo. Sin embargo, esto no es representado en los casos pseudoestáticos a corto plazo debido a que no es posible establecer un valor de FS mínimo, ya que este valor (FS) depende directamente del ancho de análisis establecido. Los resultados revelan que dicha magnitud determina el aumento de masa de la superficie de deslizamiento, generando que no exista aporte del refuerzo a la superficie de falla pasado los 80 m de análisis.

Abstract

The unshakable growth brought about by an urban area, forces us to use areas and lands that, due to their different conditions, are unable to withstand heavy loads, which may present different terrain stabilization scenarios. The present title project analyzes the static and pseudo-static stability of a landfill fill, with and without reinforcement of Biaxial Geogrids for the short and long-term cases, with the help of GEOSTUDIO Slope / w software and GEO5 slope stability. We analyzed the geotechnical campaign provided by the Geotechnical Laboratory of the Catholic University of the Most Holy Conception of the Bentonitic resources production and research Laboratory project to built in Llico, Arauco city, Biobío Region. In addition, non-drained tests were carried out on samples obtained in that campaign with the aim of obtain the short-term geotechnical parameters of the subsoil. With the information, the stratigraphy was obtained and safety factors was determined in initial and final static and pseudo-static conditions for the model of Morgenstern & Price (1965) and Spencer (1967), in order to guarantee the global stability of landfill. From the various case studies, in addition to studying the existing liquefaction potential in place for an earthquake magnitude $M_w = 8.8$ and an acceleration $0.4g$.

The procedure for stability analysis described was applied to an embankment construct with granular material, where the stratigraphy below it is predominantly cohesive soil. The results show that the inclusion of geosynthetic reinforcement increases to above the double of the safety factor (FS) for the static stability of the embankment in both, short and long term. However, the analysed performed is not representative in short-term pseudo-static cases, due to is not possible to establish a minimum FS value, since this FS value depends directly on the established analysis length. The results reveal that this length determines the increase of mass of the sliding surface, generating that there is no contribution of the reinforcement to the surface of failure after the 80 m of analysis.

A mi familia y a los del punto azul pálido.

Agradecimientos

Agradecer a mi familia por su apoyo y amor incondicional, en especial a mi madre, Norma Ruiz y mi padre, Pedro González, por respetar mis decisiones a lo largo de la vida y con ello sacrificar parte de las suyas para poder hacerme crecer en mi formación tanto personal como profesional. A mis hermanas y mi abuela, que se preocuparon de alguna u otra forma durante este proceso.

Mi gratitud a las personas del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, en especial a mi profesor guía José Montenegro por apoyarme y darme la oportunidad con esta memoria. Al profesor informante Roberto Ponce por sus consejos en la etapa final de esta.

Extender los agradecimientos a mis amigos Waldo, Martín y Boris, por sus consejos y apoyo cuando era necesario. A Lorena por escucharme, aconsejar, apoyar y acompañarme en esta etapa. A mis amigos y compañeros de carrera Felipe, Matías, Nicole y Diego por su amistad y geniales momentos que vivimos en este ápice de tiempo.

Índice de contenidos

1.	Capítulo I. Introducción	1
1.1.	Motivación.....	3
1.2.	Objetivos	5
2.	Capítulo II. Marco Teórico	6
2.1.	Historia	6
2.2.	Relleno.....	8
2.3.	Refuerzos del relleno.....	11
2.4.	Tensiones en el terreno y Resistencia al corte.....	17
2.5.	Parámetros geotécnicos	23
2.6.	Estabilidad de taludes	42
2.7.	Licuación	53
3.	Capítulo III. Métodos	66
3.1.	Área de estudio.....	66
3.2.	Modelo estratigráfico	69
3.3.	Resumen de la metodología aplicada	71
4.	Capítulo IV. Resultados y Discusión	81
4.1.	Ensayo SPT	81
4.2.	Ensayo CNC	86
4.3.	Triaxial UU.....	88
4.4.	Análisis de estabilidad Global	90
4.5.	Análisis de Licuación Basado en el SPT.....	117
4.6.	Discusión	119
5.	Capítulo V. Conclusión.....	125
5.1.	Conclusiones generales	125

5.2. Conclusiones específicas	126
6. Capítulo VI. Referencias	128
7. Capítulo VII. Anexos	141
Anexo A: Ensayo SPT	141
Anexo B: Correlaciones del ensayo SPT	144
Anexo C: Ensayo CNC	145
Anexo D: Ensayo UU.....	146
Anexo E: Geomalla Biaxial Tensar BX6100.....	151
Anexo F: Análisis de Licuación Youd et al. (2001).....	152
Anexo G: Análisis de Estabilidad Global	154
Anexo H: Análisis de Licuación Liquefy5.....	159

Índice de figuras

Figura 2.1: Construcción de las primeras vías (Fonseca, 1990)	6
Figura 2.2: Zonas de un terraplén. (Navarro, 2010).....	9
Figura 2.3: Comparación de la relación asiento-tiempo según el tipo de tratamiento (Oteo, 2011)	12
Figura 2.4: Clasificación de los geosintéticos (Ballester, 2000).....	13
Figura 2.5: Geomallas, a) uniaxial, b) Biaxial y c) Triaxial con aperturas triangulares (Tensar International Corporation)	15
Figura 2.6: Geocelda rellena con material cohesivo (Tensar International Corporation).	16
Figura 2.7: Esquema de geosintético utilizado como refuerzo (Durand, IGS)	17
Figura 2.8: Variación con el tiempo de los siguientes parámetros de un suelo grueso (comportamiento drenado): i) tensión total (σ), ii) tensión efectiva (σ'), iii) presión de poros (u) y iv) volumen (Atkinson, 2007)	19

Figura 2.9: Variación con el tiempo de los siguientes parámetros de un suelo grueso (comportamiento no drenado): i) tensión total (σ), ii) tensión efectiva (σ'), iii) presión de poros (u) y iv) volumen (Atkinson, 2007).	20
Figura 2.10: Cambio en la presión de poros, según el tipo de comportamiento del suelo (González et al, 2012)	20
Figura 2.11: Criterio de falla de Mohr-Coulomb (Elaboración propia, modificado de Villalobos, 2014).....	22
Figura 2.12: Esquema del ensayo de penetración estándar SPT (Kovacs y Salomone, 1982).	25
Figura 2.13: Martillos de Ensayos SPT (Schnaid, 2005).....	25
Figura 2.14: Relación entre NSPT y DR % (Terzaghi y Peck, 1948).....	30
Figura 2.15: Relación entre E/Nspt e índice de plasticidad para arcillas (Stroud, 1974). ...	33
Figura 2.16: Esquema ensayo Compresión simple o compresión no confinada.....	34
Figura 2.17: Cámara Triaxial (Puga, 2012)	37
Figura 2.18: Relación entre el número de golpes Nspt y la compresión simple q_u , según Department of Navy (1982) (Elaboración propia, Modificado de Devincenzi, 2004).	40
Figura 2.19: Fallas de talud en suelo y roca (Duque, 2004)	42
Figura 2.20: Masa deslizante dividida en dovelas verticales y fuerzas interdovelas (Bojorque, 2011).	43
Figura 2.21: Esquema de fuerzas actuantes en la dovela método de Spencer (1967) (Suárez, 2002)	44
Figura 2.22: Esquema de fuerzas entre dovelas de Morgenstern & Price (1965) (Elaboración propia).....	46
Figura 2.23: Métodos de Cálculo (Pereira, 2012).....	48
Figura 2.24: Clasificación de las zonas sísmicas de Chile (NCh 433, 1996)	50
Figura 2.25: Clasificación de las zonas sísmicas de la región del Biobío	50
Figura 2.26: Fallas en un terraplén, a) Deslizamiento lateral, b) Falla rotacional y c) Capacidad portante (Carrasco, 2016).....	51
Figura 2.27: Terraplén construido rápidamente sobre un depósito de arcilla blanda	52

Figura 2.28: Terraplén construido muy lentamente por capas sobre un depósito de arcilla blanda.....	53
Figura 2.29: Ebullición de arena en campos de arroz después del terremoto de Niigata de 1964 (Kramer, 1996).....	54
Figura 2.30: Edificio de departamentos volcados por pérdida de resistencia del suelo de fundación, debido al efecto de licuación producido por el terremoto de Niigata de 1964 (Kramer, 1996).....	54
Figura 2.31: Línea férrea en Concepción, después del terremoto del Maule 2010.....	55
Figura 2.32: Estimación del factor de reducción de la tensión cíclica de corte con la profundidad del suelo (Kramer, 1996) (Tomado de Seed & Idriss, 1971).	57
Figura 2.33: Número equivalente de la tensión cíclica uniforme para terremotos de diferentes magnitudes (Kramer, 1996) (Tomado de Seed & Idriss, 1971)	57
Figura 2.34: Curvas de r_d vs profundidad desarrolladas por Seed e Idriss (1971) con líneas de valor a valor agregadas, trazadas a partir de la ecuación propuesta por Liao y Whitman (1986) (Youd et al, 2001).....	58
Figura 2.35: Relación de la tensión de la tensión cíclica causada por la licuación en un suelo arenoso y valores de penetración del ensayo SPT para un terremoto de $M=7.5$ (Youd et al., 2001) (Modificada de Seed & Idriss, 1985).....	59
Figura 2.36: Factor de corrección K_σ propuesto por Finn (1996) y Seed & Harder (1990) (Villalobos, 2009)	64
Figura 2.37: Curvas recomendadas para la estimación de K_s para la práctica de ingeniería (Youd et al., 2001).	64
Figura 2.38: Gráfico para determinar K_α (Harder & Boulanger, 1997)	65
Figura 3.1: Zona de estudio, Google Earth (Elaboración propia).....	66
Figura 3.2: Área de estudio (achurada), Adaptado de Google Earth (Elaboración propia) .	66
Figura 3.3: Emplazamiento general estudio en la Localidad de Llico, Ferraro, 2016. (Estudio geotécnico, 2016).....	67
Figura 3.4: Área de inundación. Tsunami del 27/F en sector Caleta Llico (Estudio geotécnico, 2016)	68
Figura 3.5: Ubicación de la prospección Geotécnica, Adaptado de Google Earth.	69

Figura 3.6: Probeta de suelo antes, durante y después del ensayo CNC (elaboración propia).	72
Figura 3.7: Probeta en Cámara Triaxial, antes del ensayo UU (elaboración propia).....	73
Figura 3.8: Estimación de la superficie de deslizamiento mediante el método de entrada y salida (Manual Slope/w).	76
Figura 3.9: Factor de seguridad según dovela según Elemento Finito (E.F) y Equilibrio Límite (E.L) (Manual Slope/w, 2015)	78
Figura 4.1: Gráfico humedad (%) en profundidad.....	82
Figura 4.2: Gráfico Gs en profundidad	82
Figura 4.3: Número de golpes medido vs profundidad.....	82
Figura 4.4: Pesos específicos según profundidad	83
Figura 4.5: Presión efectiva, de poros y totales	83
Figura 4.6: Variación de los Factores de Corrección del ensayo SPT según la profundidad	85
Figura 4.7: Gráfico esfuerzo desviador σ vs deformación unitaria ($\epsilon\%$), ensayo CNC.....	87
Figura 4.8: Círculo de Mohr ensayo CNC para el estrato de limo MH.	87
Figura 4.9: Probeta finalizado el ensayo CNC en suelos cohesivos.	87
Figura 4.10: Gráfico esfuerzo desviador σ vs deformación unitaria ($\epsilon\%$), ensayo triaxial UU.....	88
Figura 4.11: Círculo de Mohr ensayo triaxial UU, para el estrato de limo MH.	88
Figura 4.12: Probeta terminado el ensayo Triaxial UU.	89
Figura 4.13: Modelo estudiado considerando la opción entrada y salida, para análisis global en Slope/w.....	91
Figura 4.14: Modelo estudiado considerando la opción grilla y radio para análisis global en Slope/w.....	91
Figura 4.15: Estabilidad Global de relleno en terraplén mediante el método riguroso de Morgenstern & Price (1965) en Slope/w.	93
Figura 4.16: Estabilidad Global de relleno en terraplén mediante el método riguroso de Morgenstern & Price (1965) con la opción grillas y radios de Slope/w.	94

Figura 4.17: Ejemplo de no convergencia de las superficies deslizantes en los análisis de estabilidad Global del terraplén.	95
Figura 4.18: Análisis estático con Morgenstern & Price (1965) en GEO5.....	96
Figura 4.19: Análisis estático con Spencer (1967) en GEO5.....	97
Figura 4.20: Condiciones de borde y mallado de los elementos finitos en Sigma/w.....	97
Figura 4.21: Análisis estático basado en los esfuerzos entregados por Sigma/w estado in situ o inicial.	99
Figura 4.22 : a) Factor de seguridad y b) resistencia al corte disponible y movilizad, para cada dovela de la superficie de falla en estado inicial de esfuerzos.....	99
Figura 4.23: Estabilidad Global de relleno en terraplén reforzado con geomalla, mediante el método riguroso de Morgenstern & Price (1965) con la opción entrada y salida de Slope/w.	101
Figura 4.24: Estabilidad Global de relleno en terraplén reforzado con geomalla, mediante el método riguroso de Morgenstern & Price (1965) con la opción Grilla y radios de Slope/w.	102
Figura 4.25: Deslizamiento más desfavorable para el terraplén reforzado con geomalla y longitud requerida del refuerzo.	103
Figura 4.26: Análisis estático con refuerzo mediante el método Morgenstern & Price (1965) en GEO5.....	104
Figura 4.27: Análisis estático con refuerzo mediante el método Spencer (1967) en GEO5.	104
Figura 4.28: Zoom de la superficie de falla reforzada con la malla biaxial en GEO5.....	105
Figura 4.29: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Morgenstern & Price (1965), para entrada y salida.	106
Figura 4.30: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Morgenstern & Price (1965), para grillas y radios.....	107
Figura 4.31: Análisis de grilla y radios extendida para el caso pseudoestático.	108
Figura 4.32: Perfil transversal en estudio.....	109
Figura 4.33: Factores de seguridad según el ancho de análisis.....	109
Figura 4.34: Análisis Pseudoestático sin refuerzo para Morgenstern & Price (1965).	110

Figura 4.35: Análisis Pseudoestático sin refuerzo para Spencer (1967).....	111
Figura 4.36: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Morgenstern & Price (1965), para entrada y salida.	112
Figura 4.37: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Morgenstern & Price (1965), para grillas y radios.....	112
Figura 4.38: Análisis pseudoestático para largo plazo, a) Spencer (1967) y b) Morgenstern & Price (1965).....	114
Figura 4.39: Factores de seguridad según el ancho de análisis para el caso pseudoestático a largo plazo sin refuerzo.	114
Figura 4.40: Análisis pseudoestático para largo plazo sin refuerzo mediante el método de Spencer (1967) en GEO5.	115
Figura 4.41: Análisis pseudoestático para largo plazo sin refuerzo mediante el método de Morgenstern & Price (1965) en GEO5.	115
Figura 4.42: Análisis pseudoestático para largo plazo con refuerzo, a) Spencer (1967) y b) Morgenstern & Price (1965)	116
Figura 4.43: Factores de seguridad según ancho de análisis para el caso pseudoestático a largo plazo con refuerzo.....	117
Figura 4.44: Gráfico de factor de seguridad a la licuación.	118
Figura 4.45: Valores de λ y $f(x)$ aplicada para los métodos de Morgenstern & Price y Spencer.....	120
Figura 4.46: Fuerza sísmica en cada dovela para las diferentes superficies de deslizamiento analizadas, para el caso a corto plazo.....	121
Figura 4.47: Fuerza sísmica horizontal según el ancho de análisis para el caso a corto plazo.	122
Figura 4.48: Pesos sísmicos en cada dovela para las diferentes superficies de deslizamiento para el caso a Largo plazo.	123
Figura 4.49: Fuerza sísmica horizontal según el ancho de análisis para largo plazo.....	123
Figura 4.50: Factores de seguridad para los casos Pseudoestáticos.....	124
Figura 7.1: Estabilidad Global de relleno en terraplén mediante el método riguroso de Spencer (1967) con la opción entrada y salida, en Slope/w.....	154

Figura 7.2: Estabilidad Global de relleno en terraplén mediante el método riguroso de Spencer (1967) con la opción grillas y radios de Slope/w.	154
Figura 7.3: Estabilidad Global de relleno en terraplén reforzado con geomalla, mediante el método riguroso de Spencer (1967) con la opción entrada y salida de Slope/w.....	155
Figura 7.4: Estabilidad Global de relleno en terraplén reforzado con geomalla, mediante el método riguroso de Spencer (1967) con la opción Grilla y radios de Slope/w.....	155
Figura 7.5: Parámetros del refuerzo en GEO5.	156
Figura 7.6: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Spencer (1967), para entrada y salida.	156
Figura 7.7: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Spencer (1967), para grillas y radios.	157
Figura 7.9: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Spencer (1967), para entrada y salida.	157
Figura 7.10: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Spencer (1967), para grillas y radios.	158

Índice de tablas

Tabla 1 Factores de corrección por efecto de la longitud de las barras (Villalobos, 2009). .	27
Tabla 2 Factores de corrección por diámetro de la perforación. (Skempton, 1986; NCh 3364, 2014)	28
Tabla 3 Factores de corrección por uso de liner (NCh 3364, 2014)	28
Tabla 4 Valores orientativos de la resistencia a la compresión simple y módulo de deformación en base al SPT (SE-C, 2008).....	38
Tabla 5 Propiedades básicas de los suelos (SE-C, 2008).....	39
Tabla 6 Valores de Cu en función del Nspt para arcillas saturadas (Terzaghi y Peck, 1948)	39
Tabla 7 Valores de resistencia para arcilla y arena (Atkinson, 2014).....	40

Tabla 8 Valores o rangos de valores para el coeficiente de Poisson (Bowles, 1996).....	41
Tabla 9 Valores recomendados de factor de reducción.	41
Tabla 10 Coeficiente máximo efectivo de aceleración (Nch 433, 2009- Nch 2360, 2003).	49
Tabla 11 Valores del factor de escala de magnitudes definidos por varios investigadores (Youd et al., 2001)	62
Tabla 12 Propiedades Promedio del ensayo SPT.....	82
Tabla 13 Valores medios de los parámetros estimados en base a correlaciones del ensayo SPT.....	86
Tabla 14 Propiedades del suelo para el análisis a corto plazo (c) y largo plazo (L).....	90
Tabla 15 Parámetros de resistencia reducidos y factores de seguridad obtenidos.....	98
Tabla 16 Factores de seguridad para el análisis de estabilidad global estática.....	105

Capítulo I. Introducción

El inquebrantable desarrollo y crecimiento que trae consigo una zona urbana, nos obliga a la necesidad de utilizar áreas y terrenos que por sus disímiles condiciones antes se rechazaban, ya sea por su lejanía, condiciones de estabilidad o por lo abrupto e irregular de su topografía, que en la actualidad se han tenido que optar para una futura construcción. Estas condiciones obligan a construir estructuras tanto viales o de desarrollos urbanos sobre terrenos blandos, que, debido a la incapacidad del subsuelo para soportar cargas externas, se pueden apreciar cambios en su condición natural.

Durante la ejecución de obras de ingeniería, se presentan situaciones especiales en lo que se refiere a la estabilización de terrenos. Las nuevas tensiones que se establecen por ejecución de las obras y las modificaciones que ocurren en las condiciones naturales, son varias de las causas que rompen el equilibrio interno de los suelos y obligan a pensar y/o buscar soluciones que resguarden las obras y fundamentalmente garanticen su permanencia en el tiempo.

En líneas generales, al construir sobre suelos blandos, un porcentaje de masa tenderá a desplazarse y esto afectará a la estabilidad global, provocando que una zona determinada sufra inestabilidad, la cual corresponderá a la superficie de deslizamiento más desfavorable. Para entregar una solución a la estabilidad global pudiendo realizar construcciones sobre suelos blandos y con ello minimizar los riesgos de una posible falla, es necesario optar por algún método de mejoramiento de suelos (Ocampo y Tiznado, 2016).

El desarrollo de nuevas tecnologías en estabilización y protección de geosintético, han puesto estas alternativas de solución o de complemento a las de uso tradicional en todo aspecto, esencial en la mayoría de las decisiones para seleccionar la opción más viable (John, 2011). Esto hace que los ingenieros en la actualidad tengan que pensar en diseños óptimos, adoptando estas nuevas tecnologías. Hoy en día existen muchas publicaciones

referentes al tema de mejora del terreno mediante el uso de geosintéticos, las cuales enfocan el planteamiento teórico, diseño y ejecución de los diversos tipos. Las experiencias recogidas en obras civiles alrededor del mundo nos hacen ampliar, optar y aplicar los beneficios obtenidos, con el fin de replicar los mejores resultados.

Las inclusiones de geosintéticos dentro de una masa de suelo pueden proporcionar una función de refuerzo que contribuyen a la estabilidad de las obras de ingeniería. El diseño y construcción de taludes estables, estructuras de contención y terraplenes dentro de limitaciones de espacio son aspectos de gran importancia económica en proyectos de geotecnia (Zornberg, 2007) y los efectos benéficos del refuerzo que se derivan en la resistencia a la tensión incrementada y la resistencia al corte desarrollado por la fricción en las interfaces suelo-refuerzo (Das, 2012) genera que sean una de las grandes mejoras de terreno.

El diseño de un terraplén sobre suelo blando radica en un análisis de estabilidad sin drenaje durante la construcción o comportamiento no drenado a corto plazo, y un análisis con drenaje a largo plazo luego de terminada la construcción y/o la consolidación. Debido a las características físicas y mecánicas que presentan los suelos se pueden producir corrimientos o hundimientos, lo que origina inseguridad, poniendo en riesgo recursos materiales y vidas humanas.

La determinación de amenaza y riesgo debe estar precedida por un estudio para poder conocer el tipo de falla y analizados los factores de equilibrio, poder pasar al objetivo final de los sistemas de prevención, estabilización o control de la obra. Usualmente en la ingeniería se define la estabilidad en términos de un factor de seguridad (FS), donde el modelo debe tener en cuenta factores donde ésta se vea afectada, tales como la geometría, parámetros geotécnicos, cargas dinámicas, flujos de agua, etc. Aunque existen otros métodos para poder establecer la estabilidad de un talud, en su mayoría se realizan en base al método de equilibrio límite (MEL) el cual estudia directamente la longitud de la

superficie de falla o dividiendo la masa de deslizamiento en tajadas o dovelas (Sanhueza y Rodríguez, 2013).

Los softwares geotécnicos como GEO5 y GEOSTUDIO, los cuales contienen módulos de estabilidad de taludes, permiten conocer la estabilidad global en base al concepto de equilibrio límite, los cuales permiten obtener de forma llana y expedita los FS de las estructuras geotécnicas que presentan un indiscutible grado de complejidad para los métodos de análisis basado en análisis límite (Janbu, Fellinus, Bishop, Morgenstern & Price, Spencer).

1.1. Motivación

La construcción de terraplenes es una actividad rutinaria que conlleva actividades geotécnicas de control y monitorización para garantizar la estabilidad del terraplén y estructuras aledañas (Oteo, 2011). En ingeniería civil los suelos blandos plantean diferentes problemas en las construcciones como carreteras o en las fundaciones de las edificaciones, etc. Los problemas ocurren principalmente debido a su baja resistencia, la cual se relaciona a una baja capacidad portante pudiendo producir grandes asentamientos (Ocampo y Tiznado, 2016).

La inestabilidad de estas estructuras es uno de los mayores riesgos que se presentan en algunas obras, puesto que podrían causar pérdidas humanas. Debido a esto deben ser analizados y tratados convenientemente, ya que en caso contrario es de esperarse que ocasionen situaciones no deseadas en el corto y largo plazo (Ocampo y Tiznado, 2016).

Las técnicas utilizadas en la estabilización de los suelos son variadas y hasta ahora la experiencia señala la existencia de factores que limitan la aplicación de unas técnicas y obligan a utilizar otras (Morales, 2008). Por lo general, para asegurar la estabilidad global y con esto aumentar el factor de seguridad, las medidas de estabilización que se han utilizado

como elementos de refuerzo y mejora del terreno bajo terraplenes sobre suelos blandos son columnas de gravas, drenes verticales, geosintéticos, entre otros, con el fin de aumentar su capacidad portante, minimizar los asentos y los tiempos de consolidación. Es así que la motivación de estudiar el efecto en términos de aumento en el FS que proporciona el refuerzo con geosintéticos se basa principalmente en el conocimiento del método de equilibrio límite en un análisis global del terraplén y del tipo de suelos existentes donde éste se emplazará, permitiendo analizar para los distintos casos los comportamientos que representan el esqueleto de suelo, y con ello establecer la posible superficie de falla, pudiendo prevenir el daño a estructuras aledañas y la construcción del terraplén mismo.

El conocer donde se encontrará la superficie de deslizamiento es de gran importancia, ya que con estos resultados será posible obtener la longitud del refuerzo en caso de querer mejorar el FS al deslizamiento de la superficie y así poder definir con exactitud la longitud de geosintético a utilizar, lo cual es clave en términos económicos, aunque en este caso en específico se busca reforzar con geomallas biaxiales para proporcionan una mejor distribución de las cargas aplicadas al terreno (Carrasco, 2016), pudiendo con esto realizar una mejor ejecución de la obra.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Analizar la estabilidad global de un relleno reforzado con geosintético para los casos estáticos y pseudoestáticos.

1.2.2. Objetivos específicos

- Caracterizar los estratos del subsuelo en base a ensayos in situ y de laboratorio.
- Determinar los factores de seguridad a corto y largo plazo, mediante los métodos rigurosos de Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967)

Capítulo II. Marco Teórico

2.1. Historia

En Roma, en el año 312 A.C se comenzaron a construir las primeras vías, las cuales utilizaron rellenos para su construcción (Muñiz, 2006), que contaban con diferentes capas como se aprecia en la figura 2.1, las cuales van de los materiales más gruesos a los más finos, consiguiendo la resistencia necesaria que junto con una pequeña pendiente permite el drenaje por las cunetas laterales (Oteo, 2011). Cuando aumenta la carga impuesta, se necesita un suelo más resistente y es cuando se acude a los rellenos.

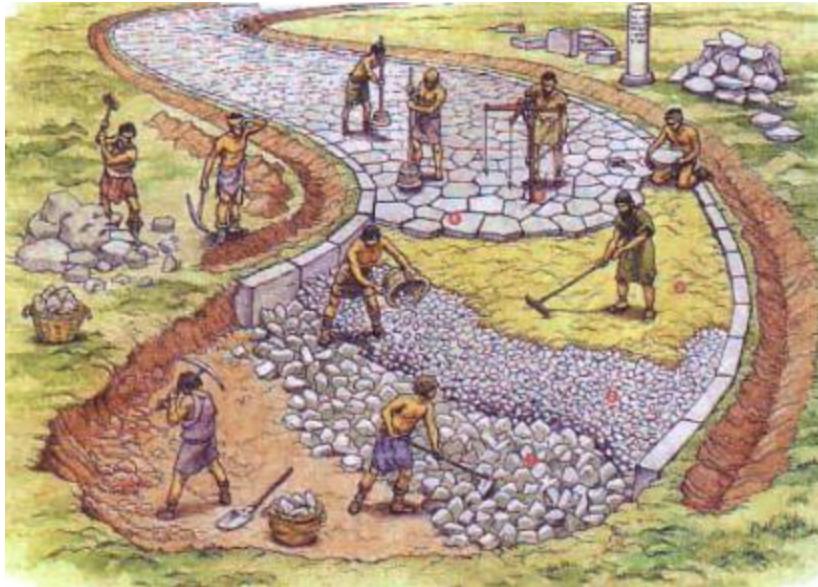


Figura 2.1: Construcción de las primeras vías (Fonseca, 1990)

A principios del siglo XIX, se introduce un relleno de calidad que constaba de piedra partida con una granulometría definida, con diámetros de 1 a 7 cm. El tráfico existente generaba finos, los cuales a su vez rellenaban los huecos generados por las piedras de mayor tamaño. Así se conseguía un material con una granulometría continua que establecía un buen resultado.

En 1830 se introducen los rodillos para acelerar el efecto del relleno de los huecos, consiguiendo un relleno de calidad en un menor tiempo. Quedando ya expuesto que el relleno debe servir para ofrecer una superficie más uniforme, soportar las cargas y transmitir una presión media y más baja al terreno inferior (Oteo, 2011)

Ya en los 30 del siglo XX aparece el ensayo Proctor y comienza a cuantificarse la compactación y lo que era una relación entre la densidad y la humedad. Con esto es posible realizar una evaluación para definir qué hacer (Oteo, 2011) y se pasa a:

- Definir un ensayo de referencia (Proctor, Proctor modificado o ensayo Harvard).
- Definir el porcentaje de la densidad óptima o máxima del ensayo de referencia.
- Fiarse de que los materiales son homogéneos y sirven algunos ensayos de compactación.
- La maquinaria de compactación debe ser lo más adecuada al terreno.
- El control de la compactación puede hacerse por determinación de la densidad o determinación de la deformabilidad.
- El espesor de las capas de relleno debe adaptarse al material y a su granulometría.
- Es posible agregar aglomerantes al material para disminuir su expansividad o plasticidad.

2.2. Relleno

Un relleno es la acumulación de suelo de cierta calidad o una sustitución de un terreno de deficientes condiciones geotécnicas creando una mejora de terreno. La mejora ocurre mediante el aporte de materiales controlados y compactados con el fin de darle una resistencia que permita soportar determinados esfuerzos, para que posteriormente apoyen sobre ellos las cimentaciones. La resistencia del relleno varía según el tipo de suelo que se use y de acuerdo al uso que se pretenda dar a tal obra.

El objetivo de un relleno o de un terraplén es llegar a la mínima compresibilidad y a la máxima resistencia al corte. Es necesario el conocimiento del tipo de terreno existente para definir correctamente el alcance y determinar los parámetros que se desean alcanzar como forma de establecer los sistemas de control que se consideren precisos para garantizar la consecución de los objetivos y su compatibilidad con la cimentación proyectada.

En algunos casos los rellenos sirven de asiento, y en otros, para conformación de superficies, como áreas verdes, terrazas, etc. El tipo de material que se emplee, y el grado de compacidad requerido, dependerá del uso del relleno. Cuando se necesite que un relleno tenga un grado de compacidad alto, y una estabilidad de volumen permanente, se utiliza un relleno estabilizado (Carranza y Rubio, 1978).

Los proyectos deben contener las características necesarias del relleno junto a las condiciones de colocación y compactación, las que se deben comprobar para asegurar la estabilidad evitando cualquier perturbación sobre el subsuelo existente (Rodríguez et al., 1989).

2.2.1. Zonas de un terraplén

La figura 2.2 muestra las zonas típicas de un terraplén aplicado en Chile según Navarro (2010)

a) Fundaciones: superficie que se encuentra por debajo del terraplén. Generalmente se utilizan suelos que permitan una condición de drenaje específica y que las características del terreno de apoyo sean adecuadas. El índice CBR de la compactación debe ser igual o superior al correspondiente en las especificaciones técnicas.

b) Núcleo: parte central del terraplén. Los materiales disponibles para cada capa deben ser de características uniformes, deben ser compactados y reducidos hasta el grado exigido.

c) Talud: parte exterior del terraplén. No se consideran parte del talud las disposiciones de protecciones como: las cubiertas de tierra vegetal, encachados, protecciones anti erosión, etc. La forma del talud depende del tipo de material y la estabilidad proyectada.

d) Coronamiento: parte superior del terraplén. Se construyen hasta una cota superior proyectada, de manera que se compensen los asentamientos producidos por efecto de la consolidación.

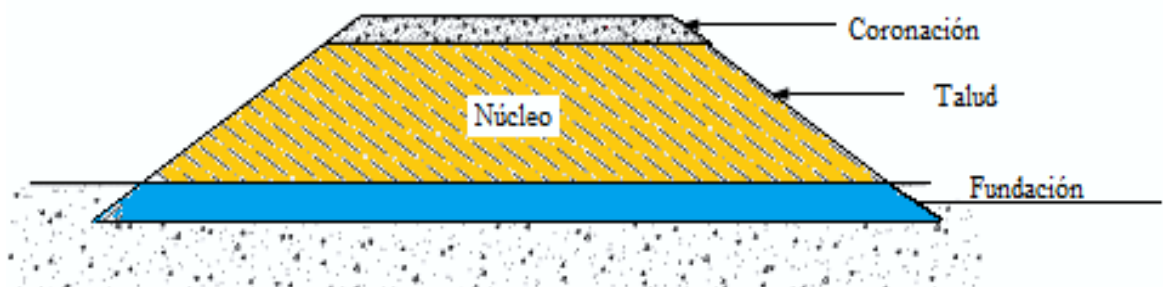


Figura 2.2: Zonas de un terraplén. (Navarro, 2010)

2.2.2. Recomendaciones para un relleno en terraplén

La colocación y compactación del relleno debe asegurar su estabilidad en todo momento, evitando cualquier perturbación del subsuelo natural. En Chile el Manual de Carreteras (2016) establece una serie de criterios y procedimientos a seguir para una correcta ejecución del relleno. El código técnico de edificación (CTE) de España recomienda tener en cuenta variados aspectos, que pueden ser de ayuda al momento de escoger el tipo de material, su compactación, entre otros aspectos. Otro pliego que puede ser de ayuda en este tipo de obra es el documento básico de seguridad estructural de cimiento (SE-C) el cual es una rama de la CTE, detallada en solo obras de cimentación.

La compactación se limitará en función de la compacidad considerando factores como el método de colocación, la naturaleza del material, la uniformidad del subsuelo, espesor inicial y final de cada capa, existencia de construcciones adyacentes al relleno entre otras.

Se debe tener en cuenta que no exista sobre compactación debido a que puede producir efectos no deseados como: altas presiones de contacto sobre estructuras de contención y la modificación significativa en materiales blandos. Los criterios de selección del material se basan en la obtención de la resistencia, rigidez y permeabilidad tras el proceso de compactación, y a su vez estos dependerán del propósito del relleno y de los requisitos de servicio (CTE, 2006).

Los materiales generalmente utilizados para rellenos son preferentemente granulares y en algunos casos subproductos de la industria acerera como escorias y cenizas pulverizadas. Los suelos cohesivos pueden ser aceptables, aunque dependen de una selección especial y de condiciones de colocación y compactación precisas (SE-C, 2008), para mayor información se recomienda revisar charla dictada por el profesor Carlos Oteo en el año 2004 llamada “*Suelos marginales*”.

2.2.3. Relleno sobre suelos blandos

Un relleno sin refuerzo necesita de un terreno competente para fundar y que los taludes sean en lo posible muy planos para poder generar una estabilidad global adecuada (Carrasco, 2016). Sin embargo, cuando se sitúan sobre suelos blandos, presentan problemas debido a los asentamientos y al riesgo de rotura por deslizamiento. En estos casos puede ser necesario un mejoramiento del terreno, tanto para disminuir o acelerar los asentamientos y así asegurar su estabilidad a corto y largo plazo. Los tratamientos que suelen aplicarse generan una acción sobre el terreno que modifican las propiedades y su respuesta frente a acciones exteriores e interiores (Oteo, 2011).

Los rellenos emplazados sobre suelos blandos, como suelos arcillosos saturados y suelos flojos como las arenas muy poco densas, generalmente necesitan tratamientos para mejorar el terreno. Para rellenos no muy altos y espesores de suelos blandos muy pequeños, puede acudir a la sustitución parcial o total. Si el suelo está saturado se pueden acelerar los asentamientos instalando drenes, los cuales disminuyen el camino drenante e inducen más rápidamente los asentamientos.

2.3. Refuerzos del relleno

Se menciona como refuerzo, las actividades que incrementen la cohesión aparente del terreno (aditivos , inyecciones de cal, etc.), que eleven la resistencia al corte por comprimir con fuerza las zonas de rotura (anclajes), que aumenten la resistencia al corte por influencia mayor del rozamiento (columnas de grava, geosintéticos), que movilicen la resistencia efectiva debido a drenar una zona o conseguir un menor tiempo de drenaje (drenes), que aumente la resistencia al corte por aumento de la densidad aparente del terreno (compactación dinámica, vibro flotación, explosivos, etc.), y las que actúan al interior del terreno formando barreras activas y pasivas (jet grouting y pilotes) (Oteo, 2011).

La falta de capacidad portante puede ser un gran problema y en este caso puede ser necesario implementar columnas de grava, las cuales por sustitución el terreno flojo queda armado por las columnas de grava compactada las que dependerán del tipo de suelo, la energía aportada, entre otras características. Como se aprecia en la figura 2.3 este tipo de mejora logra disminuir los asentamientos, acelerar el proceso de consolidación, además de disminuir el potencial de licuación.

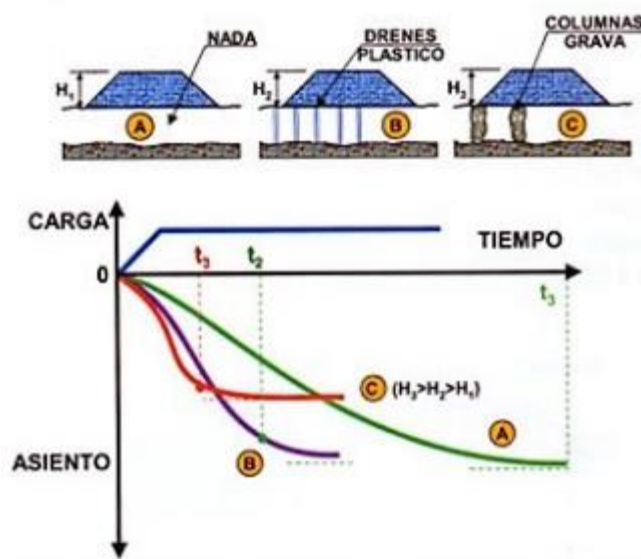


Figura 2.3: Comparación de la relación asiento-tiempo según el tipo de tratamiento (Oteo, 2011)

También en estos casos es posible reforzar con algún tipo de geosintético como mallas bi o triaxiales, geotextiles, etc., aunque es sabido que en rellenos de mayor altura pueden ser insuficiente. En cada caso hay que elegir el procedimiento y las condiciones adecuadas de plazo, costo y efectividad y no considerar solo el método más económico.

Los beneficios del uso de los refuerzos pueden permitir la circulación sin problemas de la maquinaria de construcción, empujando las capas de suelo sobre la capa o capas de refuerzo. La pérdida de material por incrustación al comenzar un relleno sobre suelos

blandos es alta, por lo que el refuerzo permite este ahorro, además de iniciar adecuadamente la construcción del relleno.

2.3.1. Geosintéticos

Los geosintéticos son un grupo de materiales fabricados mediante la transformación industrial de sustancias químicas denominadas polímeros, conocido genéricamente como “plásticos” (Koerner, 2005). Los gránulos (forma inicial) son convertidos mediante procesos, en tejidos, láminas, mallas o en compuestos de dos o más, existiendo algunas combinaciones con materiales de origen vegetal (Ballester, 2000).

Los geosintéticos incluyen una variedad de materiales poliméricos especialmente fabricados para uso en aplicaciones de tipo geotécnico, geoambiental, hidráulico y de ingeniería del transporte.

2.3.2. Clasificación de los geosintéticos

Los geosintéticos puede ser ampliamente clasificados en categorías según el método de manufactura.

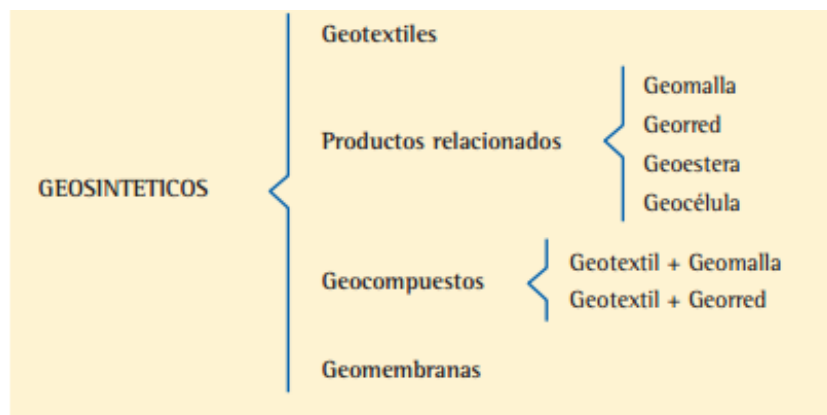


Figura 2.4: Clasificación de los geosintéticos (Ballester, 2000)

Según la IGS dentro de las clasificaciones de los geosintéticos se pueden encontrar los geotextiles que son telas con diversas estructuras existiendo distintos tipos según su fabricación, y se separan principalmente en geotextil tejido y no tejido. Las geomembranas son láminas de muy baja permeabilidad que se emplean como barrera hidráulica y se clasifican según su fabricación y según el polímero utilizado. Los geodrenes son drenes prefabricados elaborados mediante la combinación de núcleos de plástico con alta resistencia a la compresión y muy alta conductividad hidráulica, y cubiertas de un geotextil filtrante, existiendo distintos tipos de geodrenes según el tipo de núcleo y su forma. Las geomantas son láminas relativamente gruesas formadas con filamentos de polipropileno, polietileno o nailon, de sección rectangular o cónica, principalmente se instalan sobre taludes para evitar su erosión. Geocompuestos como las láminas de bentonita de sodio confinada entre dos capas de geotextil, que se utilizan primordialmente en el confinamiento de sustancias peligrosas (Durang. IGS).

Los geosintéticos más utilizados como sistema de transmisión de carga en rellenos y terraplenes, son geomallas y geoceldas.

2.3.2.1. Geomallas

Son elementos estructurales que se utilizan para distribuir la carga que transmiten terraplenes, cimentaciones y pavimentos, así como cargas vivas, sobre terrenos de baja capacidad portante, o bien como elementos de refuerzo a la tensión unidireccional, en muros de contención y taludes reforzados que se construyen por el método de suelo reforzado. Las geomallas se clasifican según su funcionamiento y su flexibilidad, las Geomallas son de tres tipos principales como se aprecia en la figura 2.5.

Funcionamiento:

- i) Geomallas Uniaxiales, que poseen resistencia a la tensión únicamente en el sentido de fabricación.
- ii) Geomallas Biaxiales, que poseen resistencia a la tensión en el sentido de su fabricación (a lo largo de los rollos) y también en el sentido transversal al anterior.
- iii) Geomallas Triaxiales, cuentan con tres direcciones principales de rigidez, las cuales se refuerzan aún más con la geometría rígida triangular. La geometría triangular brinda una estructura significativamente diferente en comparación con otras geomallas actualmente disponibles comercialmente, proporcionando un alto grado de rigidez radial en los 360 grados.

Flexibilidad:

- i) Geomallas Rígidas, que se fabrican mediante procesos de pre-esfuerzo del polímero, primordialmente Polipropileno y Polietileno de Alta Densidad.
- ii) Geomallas Flexibles, fabricadas mediante procesos de tejido de filamentos de alta tenacidad, que fueron previamente sometidos a un alto grado de orientación molecular; se fabrican de Poliéster.

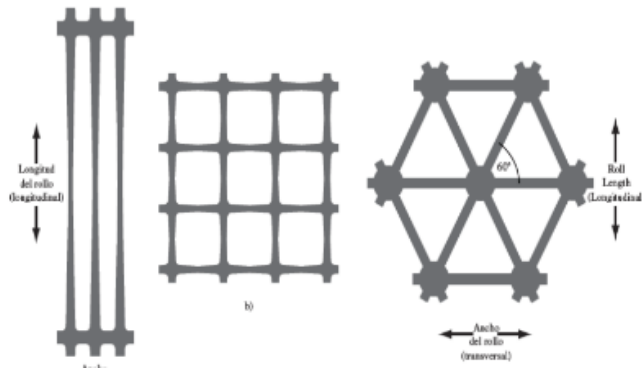


Figura 2.5: Geomallas, a) uniaxial, b) Biaxial y c) Triaxial con aperturas triangulares (Tensar International Corporation)

2.3.2.2. Geoceldas

Las Geoceldas son estructuras de forma romboide. Se utilizan principalmente para contener rellenos, construir plataformas reforzadas, con mayor capacidad de distribución de la carga. La figura 2.6 muestra una geocelda utilizada para un relleno en talud.



Figura 2.6: Geocelda rellena con material cohesivo (Tensar International Corporation).

2.2.4. Funciones de los Geosintéticos

Es conveniente identificar la función primaria de un geosintético, pudiendo ser de: separación, filtración, drenaje, refuerzo, contención de fluido/gas o control de erosión. En algunos casos los geosintéticos pueden tener doble función. Las siguientes definiciones son las propuestas por la Asociación Internacional de Geosintéticos, IGS, (International Geosynthetic Society).

Separación: separa dos capas de suelo que tienen diferentes distribuciones de partículas.

Drenaje: dren para conducir el flujo a través de suelos menos permeables.

Filtración: filtro de arena permitiendo el movimiento de agua a través del suelo y reteniendo las partículas traídas por el flujo.

Control de Erosión: reducir la erosión del suelo causado por el impacto de lluvias y escorrentía de aguas de superficie.

Contención de Fluido/Gas (barrera): barrera impermeable para fluidos y gases. Esta función es usada también en pavimentos, encapsulación de suelos expansivos y contenedores de desperdicios.

Refuerzo: Los geosintéticos actúan como un elemento de refuerzo dentro de la masa de suelo o en combinación con el propio suelo para producir un compuesto que mejore las propiedades de resistencia y deformación, como se aprecia en la figura 2.7. Por ejemplo, geotextiles y geomallas son usados para adicionar resistencia a tracción a la masa de suelo y posibilitar paredes de suelo reforzado verticales o casi verticales.

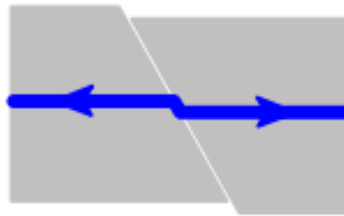


Figura 2.7: Esquema de geosintético utilizado como refuerzo (Durand, IGS)

2.4. Tensiones en el terreno y Resistencia al corte

La determinación de las tensiones en el terreno es fundamental para entender el comportamiento de un suelo. En este sentido es necesario recordar el concepto de tensión (σ) y de presión de poros (u). El primero corresponde a una fuerza por unidad ($\sigma = F/A$) de área de esfuerzo normal, mientras que la segunda corresponde a la presión ejercida por una columna de agua. Terzaghi (1925) definió el concepto de tensión intergranular o tensión efectiva (σ'), la cual determina como la resta entre la tensión normal (σ) y la presión de agua (u), tal como se muestra en la ecuación (1). La tensión efectiva corresponde a la magnitud que sostiene la matriz sólida del suelo, sin tener en cuenta aquella que es soportada por el agua.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

La teoría propuesta por Terzaghi (1925) es válida sólo para suelos saturados, dado que para suelos parcialmente saturados existen otras formulaciones. Es por ello que en el caso de que el suelo no esté saturado, se asumirá que éste presenta una presión de poros nula.

Lo anterior es válido para estudiar las tensiones de un suelo horizontal. En cambio, es necesario analizar la variación que se producirá en las tensiones (σ , σ' y u) y en las deformaciones (Volumen) cuando se realice un incremento o decremento en las cargas aplicadas en la superficie del terreno.

2.4.1. Comportamiento drenado y no drenado en carga

En este sentido es necesario indicar que el comportamiento en carga es diferente si éste se realiza en un suelo grueso (comportamiento drenado) o en un suelo fino (comportamiento no drenado). La diferencia en el comportamiento depende principalmente de los siguientes factores: i) velocidad de aplicación de la carga, y ii) permeabilidad del suelo.

2.4.1.1. Drenado

El suelo tendrá un comportamiento drenado cuando la carga se aplique lo suficientemente lenta, considerando la distancia de drenaje y la permeabilidad del suelo, de forma que no exista un aumento considerable de la presión de poros en la estructura de suelo. Además, se considerará comportamiento o condición drenada cuando la aplicación de la carga sea pausada, en tramos o bastante prolongada con el fin de que se logre disipar toda la sobrepresión inducida al momento de estudiar el comportamiento del suelo (Sáez, 2010).

Si no hay un aumento considerable en la presión de poros, el incremento de esfuerzos es transmitido a la parte sólida, correspondiendo a un aumento de la presión efectiva, los cuales inducirán un cambio de volumen de la estructura de suelo. Los suelos granulares como gravas y arenas gruesas se consideran de comportamiento drenado debido a su nivel de permeabilidad.

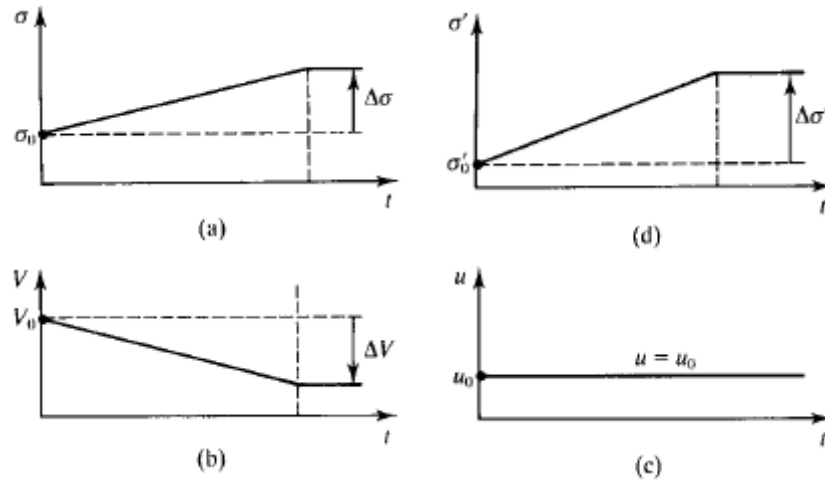


Figura 2.8: Variación con el tiempo de los siguientes parámetros de un suelo grueso (comportamiento drenado): i) tensión total (σ), ii) tensión efectiva (σ'), iii) presión de poros (u) y iv) volumen (Atkinson, 2007)

2.4.1.2. Sin drenado o no drenado

El suelo se comportará sin drenaje cuando la carga sea aplicada rápidamente, tomando en cuenta la distancia de drenaje y la permeabilidad del suelo. En estas condiciones existirá un aumento en la presión de poros debido a que el suelo no es capaz de drenar según el intervalo de tiempo considerado. En estas condiciones la fase líquida de la estructura de suelo toma parte de las cargas aplicadas, mostrando un comportamiento conjunto entre la parte sólida y líquida del material, existiendo nula o casi nula variación de volumen (Sáez, 2010).

Suelos cohesivos y de permeabilidad baja como arenas finas, limos y arcillas, se comportarán de forma no drenada si la aplicación de la carga es rápida y el intervalo de tiempo considerado es corto.

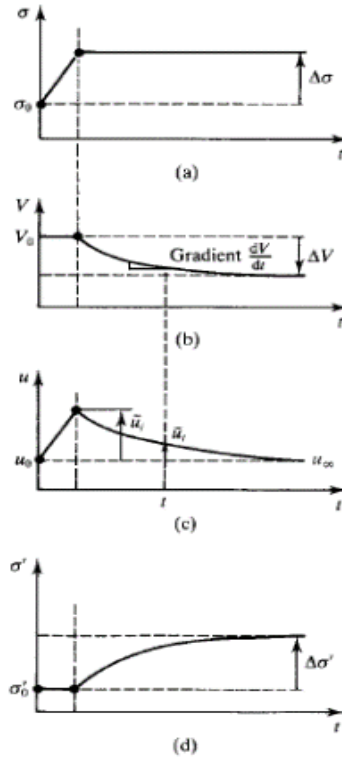


Figura 2.9: Variación con el tiempo de los siguientes parámetros de un suelo grueso (comportamiento no drenado): i) tensión total (σ), ii) tensión efectiva (σ'), iii) presión de poros (u) y iv) volumen (Atkinson, 2007).

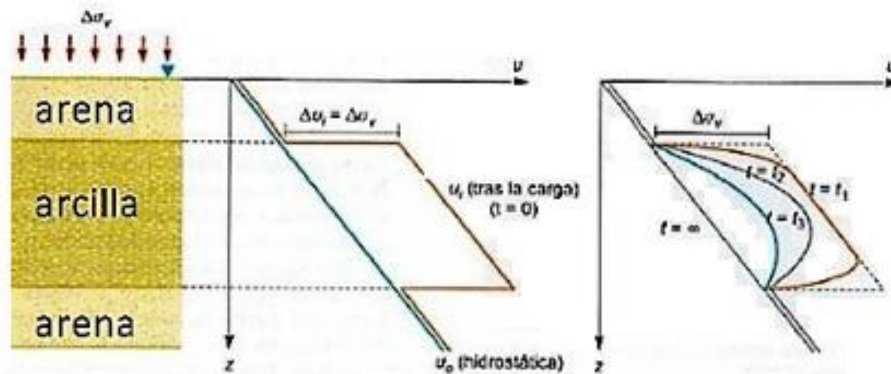


Figura 2.10: Cambio en la presión de poros, según el tipo de comportamiento del suelo (González et al, 2012)

2.4.2. Resistencia al corte

La resistencia de un material puede ser determinada estudiando su comportamiento a diferentes sollicitaciones (compresión, tracción, corte y torsión). La sollicitación que gobierna la resistencia de un suelo es el esfuerzo de corte. A continuación, se presenta el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, el cual es el criterio de rotura más utilizado actualmente en suelos.

Coulomb (1776) definió la fuerza de roce como aquella que se opone al movimiento entre dos superficies en contacto (Villalobos, 2014). Un suelo grueso falla cuando el esfuerzo cortante solicitante (τ) se iguala o supera la resistencia al corte máximo, tal como se indica en la ecuación (2):

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (2)$$

Adicionalmente, Coulomb determinó que la citada ecuación no representa adecuadamente de los suelos finos. En ocasiones, los suelos finos con esfuerzo normal nulo ($\sigma = 0$) presentaron también resistencia al esfuerzo cortante. El autor explicó la existencia de una fuerza que unía las partículas en suelos finos, la cual definió como cohesión (ver ecuación 3), asimilando su comportamiento como si presentara un ángulo de rozamiento interno igual a cero ($\phi = 0$) (Juárez y Rico, 2005). Así, se planteó que los suelos presentan características mixtas, entre una componente de fricción y cohesión, definiendo una ley de resistencia para los suelos combinando la fricción interna (en función del ángulo de rozamiento interno, ϕ) y la cohesión del suelo (en función de la cohesión, c), presentada en la ecuación 3, la cual es conocida como “criterio de rotura de Mohr-Coulomb”.

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c \quad (3)$$

Terzaghi (1925) incorporó el efecto de la presión de agua, sustituyendo la tensión normal por la presión intergranular, dado que el agua no soporta tensiones de corte, estableciendo así el principio de las tensiones efectivas (ver ecuación 4).

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + c' \quad (4)$$

El criterio de falla de Coulomb es usualmente graficado junto al círculo de Mohr como se expone en la figura 2.11, para evaluar la proximidad del estado tensional del suelo de la línea de falla de Coulomb. El criterio de falla Mohr-Coulomb es extensamente empleado en la mecánica de suelos y ocurre al intersectar la línea de falla de Coulomb -o también llamada envolvente de falla- con el círculo de Mohr.

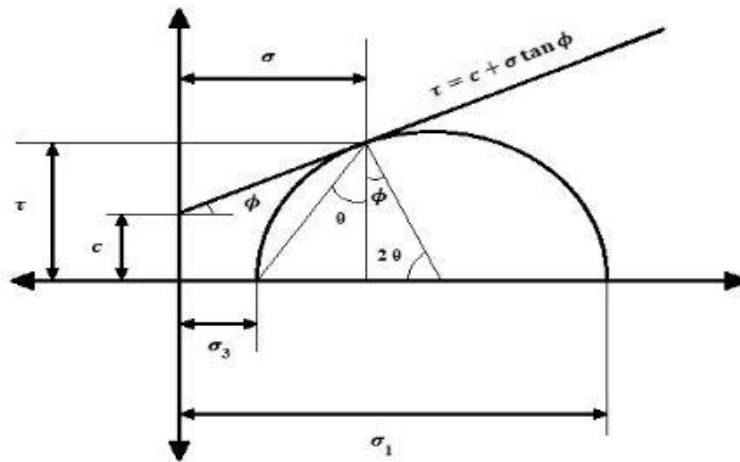


Figura 2.11: Criterio de falla de Mohr-Coulomb (Elaboración propia, modificado de Villalobos, 2014).

La resistencia al corte de los suelos depende del estado y naturaleza del suelo, pero como se nombró anteriormente también depende de la velocidad e intensidad de la carga aplicada. En caso de presencia de agua (suelos saturados), la resistencia al corte es aportada por la estructura de suelo, debido a que el agua ofrece nula resistencia al corte. Por esto que las condiciones de carga definen como se distribuye dicha carga en la fase sólida y líquida

del material, definiendo cómo evolucionarán los esfuerzos efectivos durante la carga generando dos tipos de comportamientos: drenado y no drenado (Sáez, 2010).

2.5. Parámetros geotécnicos

Los parámetros resistentes deben escogerse en función de varios aspectos, tales como: i) naturaleza de los ensayos (in-situ o laboratorio), consideración de drenaje (con o sin drenaje), magnitud de las deformaciones (micrométrica (μm), milimétrica (mm) o centimétrica (cm), etc.). En la literatura especializada pueden encontrarse recomendaciones de valores habituales de las distintas propiedades de los suelos basado en estudios previos y/o en correlaciones empíricas.

2.5.1. Ensayos In situ

Los ensayos in situ se identifican por tener variadas e independientes técnicas, las cuales buscan un objetivo en común, el cual es caracterizar mecánicamente las diferentes capas que componen el subsuelo a través de parámetros medidos directamente en el medio natural.

La utilización de estos ensayos nos permite determinar de forma directa o indirecta parámetros de resistencia en los suelos mediante la utilización de procedimientos sencillos como correlaciones empíricas o semi-empíricas. Los parámetros medidos con cada ensayo son distintos debido a las variadas técnicas existentes (Devincenzi y Frank, 2004).

Dentro de los ensayos que se realizan en terreno, se pueden nombrar dos categorías existentes: métodos indirectos como lo son los ensayos Geofísicos tales como métodos sísmicos, refracción/reflexión, georadares, entre otros y los métodos directos como lo son los ensayos: SPT, CPT, CPTu, veleta de corte, placa de carga, DMT y el ensayo presiométrico.

Dentro de los ensayos más utilizados se encuentra el ensayo de penetración estándar SPT, el cual es exigido por decreto, específicamente el Decreto Supremo (DS) 61 que modifica la norma chilena de clasificación sísmica NCh 433 desde el año 2009.

2.5.1.1. Ensayo SPT

El ensayo SPT (Standar Penetration Test) es el ensayo in situ más utilizado en América y en Chile (Villalobos, 2009). Normalizado desde 1958 en Estados Unidos (ASTM D 1586 y ASTM D 1587) y en Chile (NCh 3364) desde el 2014. Asociado a Terzaghi & Peck (1948) debido a su descripción en el famoso libro “Soil Mechanics in Engineering Practice”.

El ensayo SPT proporciona una medida de la resistencia del suelo a la penetración. Consiste en la penetración de un toma muestra de dimensiones estandarizadas. Durante la penetración se cuenta el número de golpes necesario para hincar el muestreador bi-partido dividiendo en tres el número de golpes, N1 para los primeros 150 mm, N2 para los siguientes 150 mm y N3 para los últimos 150 mm. La penetración se realiza aplicando golpes con una masa estandarizada de 63.5 kg la cual debe caer a libremente una altura estandarizada de 760 mm o 76 cm, como se muestra en la figura 2.12 (NCh 3364, 2014).

La detención o rechazo del ensayo ocurre siempre que se necesiten 50 o más golpes para hincar cualquiera de los 150 mm, si se obtienen 100 golpes en los primeros 300 mm (N1+N2) o si 10 golpes no son capaces de hincar o penetrar la cuchara (NCh 3364, 2014). El número de golpes medido N_m será la suma de N_2+N_3 , sin contabilizar la primera medición N_1 , dado que se considera que esta zona ha sido alterada debido a la realización de este ensayo. Realizado el conteo de golpes, se requiere realizar las correcciones correspondientes.

La figura 2.13 muestra los distintos tipos de martillos utilizados en los ensayos SPT, siendo A y B: martillos Donut brasileños, C y D: martillos Donut de USA y E: martillo de seguridad o safety hammer de USA, F: Booros Co Ltda darp hammer, G: USA Pilcon trip hammer, H e I: martillos automáticos inglés y japonés, correspondientemente. (Schnaid, 2005).

En la actualidad existen tres tipos de martillos que pueden ser utilizados: Donut Hammer, Safety Hammer y Automatic Hammer, siendo el primero de estos el más utilizado por las empresas de sondajes en Chile, aunque éste junto con el segundo son los que más problemas de ejecución presentan, debido a que depende en gran medida del operador del ensayo, por lo que el golpeteo del martillo no se mantiene constante a través del ensayo (Figueroa y Jaramillo, 2014).

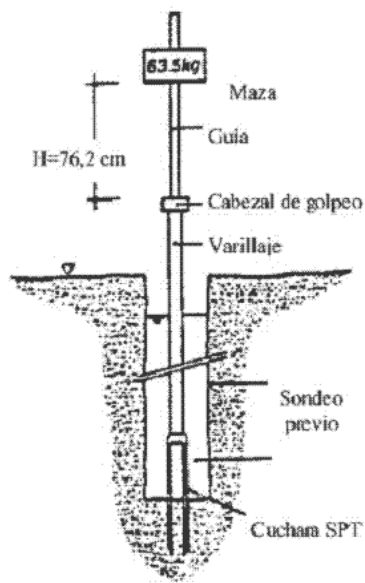


Figura 2.12: Esquema del ensayo de penetración estándar SPT (Kovacs y Salomone, 1982).

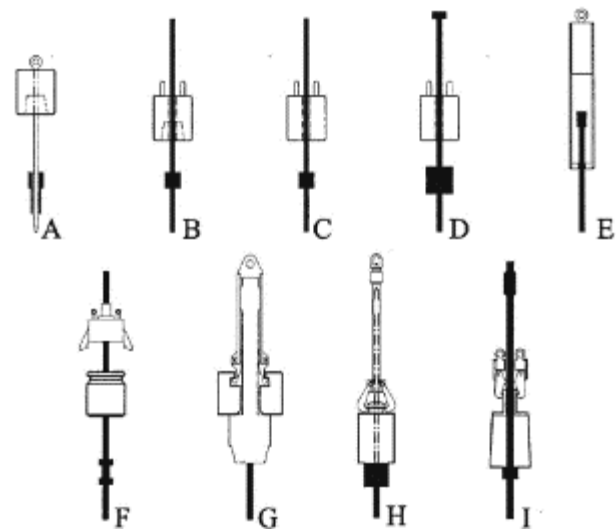


Figura 2.13: Martillos de Ensayos SPT (Schnaid, 2005)

2.5.1.2. Correcciones del SPT

Aunque este ensayo se denomina estándar, tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial la energía que llega al tomamuestras (Bowles, 1988). En las siguientes páginas se efectuará una revisión de los principales factores con los que se corrige el valor de N del ensayo de SPT.

Energía (C_E)

Diversos estudios efectuados a lo largo del tiempo (Seed et al., 1985; Skempton, 1986; Cestari, 1990) han demostrado que los ensayos SPT realizados antiguamente, desarrollan una energía del orden del 60% de la teórica. Schmertmann (1979), Abou-matar & Goble (1997) y Odebrecht & Schnaid (2005), estudiaron la forma de establecer un método para normalizar el número de golpes de penetración estándar N mediante un valor de energía único encontrando gran dificultad en esta tarea.

En Chile se adopta una energía E_r del 60%, aunque como es bien sabido, existe una gran variación en los resultados de medición de energía de estos ensayos, como lo demuestra distintos estudios a nivel mundial (Sjoblom, Bischoff & Cox (2002); Echeverri (2008), Technical note (2010), Ventayol y Fernández (2011); Figueroa y Jaramillo (2014), entre otros), donde las causas son variadas y principalmente recae en el operario, la variación de los equipos y la mantención de estos. El factor de corrección por energía se debe utilizar cuando se tenga un $E_r \neq 60$.

$$C_E = \frac{E_r}{60} \quad (5)$$

El valor de N_{60} hace alusión al 60% de la energía utilizada en el ensayo. Otro efecto que se requiere corregir es la longitud de varillaje, el cual también afecta los resultados de número

de golpes (N). A continuación, se explicará el fenómeno y la forma de tenerlo en cuenta para corregirlo adecuadamente.

Longitud de barras (C_R)

Se ha encontrado que el número de golpes se incrementa considerablemente a media que la longitud de las barras aumenta, efecto producido debido a una rigidización de las barras cortas, por lo que es necesario corregir este efecto. Variados autores han propuesto valores para esta corrección, como se aprecia en la Tabla 1, entre los que se puede citar a Youd et al. (2001), Skempton (1986), Seed et al. (1985). Bowles (1996) recomienda utilizar los valores de Skempton, aunque dada la similitud entre los valores también recomienda los de Youd et al. (2001). La NCh 3364, indica los valores propuestos de Youd et al. (2001) para martinetes automáticos.

Tabla 1 Factores de corrección por efecto de la longitud de las barras (Villalobos, 2009)

Longitud de barras m	Seed et al. (1985)	Skempton (1986)	Morgano y Liang (1992)	Youd et al. (2001)
>10	1.0	1.0	1.0	1.0
6 – 10	1.0	0.95	0.96-0.99	0.95
4 – 6	1.0	0.85	0.9-0.96	0.85
3 – 4	1.0	0.75	0.86-0.9	0.80
<3	0.75	0.75	0.86	0.75

Después de comentar el efecto de la longitud de varillaje, se continuará esta revisión con la afección del diámetro del fondo de la excavación.

Diámetro de perforación (C_B)

El elevado diámetro del fondo de la excavación produce una relajación de las tensiones en el fondo de la perforación. Skempton (1986) sugiere valores para el factor de corrección por diámetro los cuales se observan en la Tabla 2. Los mismos valores son estipulados en la Norma chilena NCh 3364.

Tabla 2 Factores de corrección por diámetro de la perforación. (Skempton, 1986; NCh 3364, 2014)

Diámetro de la perforación, mm	C_B
65 – 115	1.0
150	1.05
200	1.15

Uso de muestreador o cuchara (C_s)

Al utilizar un muestreador existe un aumento del número de golpes medido (Nm), debido a la disminución del diámetro por el cual entra el suelo junto con el efecto de rigidizador.

Tabla 3 Factores de corrección por uso de liner (NCh 3364, 2014)

Muestreador	C_s
Sin liner	1.0
Con liner, arena suelta, arcilla blanda	0.9
Con liner, arena densa, arcilla dura	0.8

Confinamiento (C_N)

Debido a que las tensiones aumentan con la profundidad, el número de golpes medido (N_m) también lo hace. Es por esto que para reducir este efecto se han propuesto variadas expresiones (Peck et al. (1974); Liao & Whitman (1986); Youd et al. (2001); Skempton (1986)). Las más utilizadas y que requieren menos información son las propuestas por Liao & Whitman (1986) y Youd et al. (2001).

Youd et al. (2001) propone la siguiente expresión donde P_a la presión atmosférica igual a 100 kPa.

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_v}{P_a}} \quad (6)$$

Liao y Whitman (1986) proponen:

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \quad (7)$$

La Nch 3364 (2014) estipula que los valores de C_N no deben ser mayores que 1.7 ni menores que 0.5. El termino (N_1)₆₀ aparece cuando el N_m haya sido corregido por el efecto del confinamiento y energía. Además, se debe recalcar de manera muy importante que el N_m no debe ser corregido si este se realizó bajo el nivel freático, ya que el N_m se reduce por si solo en presencia de la napa freática y aplicar una corrección para reducirlo es redundante (Villalobos, 2009).

2.5.1.3. Correlaciones del SPT

Existen muchas correlaciones para el ensayo SPT de las cuales es posible obtener variados parámetros relacionado con el tipo de suelo, como densidad relativa en arenas (DR), ángulo de roce interno (ϕ), velocidades de ondas de corte (V_s), módulo de corte (G_0), módulo de deformación (E) y resistencia al corte no drenado (C_u).

Terzaghi y Peck (1948) publicaron la primera correlación entre N_{spt} y DR para arenas cuarzosas, figura 2.14, en base a estos valores se estableció lo que es hoy un clásico sistema de clasificación de arenas.

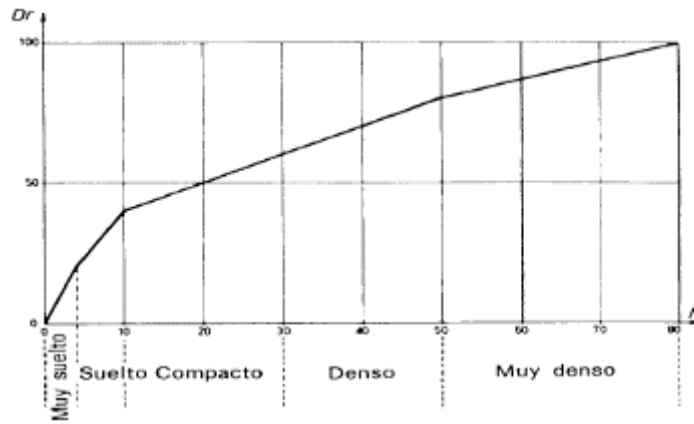


Figura 2.14: Relación entre N_{SPT} y DR % (Terzaghi y Peck, 1948)

Skempton (1986) propone que la densidad relativa puede ser obtenida directamente del $(N_1)_{60}$.

$$D_R = \sqrt{\frac{\alpha(N_1)_{60}}{60}} \quad (8)$$

Donde el factor α varía dependiendo del tipo de arena, siendo $\alpha=0.92$ para arena fina, $\alpha=1$ para arenas medias y $\alpha=1.08$ para arenas gruesas. Cubrinovski e Ishihara, (1999) desarrollan:

$$D_R = 100 \sqrt{(N_1)_{60} \left(0.074 + \frac{0.02}{d_{50}} \right)^{1.7}} \quad (9)$$

Yoshida et al. (1988) propone una expresión diferente a las anteriores.

$$D_R = C_o p_o'^{-C_1} (N_1)_{60}^{C_2} \quad (10)$$

Bowles (1996) recomienda valores de $C_o=25$ [18-25], $C_1=0.12$ [0.12-0.14] y $C_2=0.46$ [0.44-0.57], con p_o' en kPa.

Las correlaciones directas entre el N_{spt} y el ángulo de roce interno del suelo ϕ' son propuestos por distintos autores (Meyerhof, 1959; De Mello, 1971; Peck, 1974; Muromachi, 1974; Schmertman, 1975; Mitchell et al., 1978; Godoy 1983; Texeira y Godoy, 1996; Hatanaka & Uchida, 1996, entre otros).

La más utilizada en la práctica de la ingeniería es la propuesta por Meyerhof (1959).

$$\phi' = 28 + 0.15D_R \quad (11)$$

Shioi and Fukui (1982), presentan la correlación obtenida de los estándares japonés para ferrocarriles (Bowles, 1996).

$$\phi = \sqrt{18N_{70}} + 15 \quad (12a)$$

$$\phi = 0.36N_{70} + 27 \quad (12b)$$

Utilizando generalmente:

$$\phi = 4.5N_{70} + 2 \quad (13)$$

Como se mencionó anteriormente también es posible correlacionar el número de golpes del ensayo SPT con los módulos de deformación. Estas correlaciones acostumbran a estar validadas por estudios realizados sobre casos reales, por lo que debe tenerse en consideración su aplicación con criterios de validez restringidos a un entorno local o una formación geológica determinada. Autores como Barksdale & Blight (1997); Wrench & Nowatzki (1986); Beguemann (1974); Bowles (1988), entre otros, proponen correlaciones para distintos tipos de suelo principalmente arenas.

Denver (1982) propone una correlación para arenas, siendo la más ajustada a la realidad que otras propuestas.

$$E(MPa) = 7\sqrt{N} \quad (14)$$

En los suelos cohesivos las correlaciones basadas sobre los resultados del SPT sólo deben considerarse orientativas y sujetas a comprobación local. Existen correlaciones como la propuesta por Danziger et. al. (1998) que relaciona q_c/N_{spt} asumiendo una aproximación entre el módulo de deformación por encima de la tensión de pre consolidación. Stroud (1974) relaciona el índice de plasticidad con el cociente de entre $E(kPa)/N_{spt}$.

$$E(kPa) = N_{spt}(-0.008 * IP^3 + 1.732 * IP^2 - 127.2 * IP + 3703) \quad (15a)$$

$$E(kPa) = N_{spt}(-0.003 * IP^3 + 0.859 * IP^2 - 72.04 * IP + 2410) \quad (15b)$$

Siendo 15a el límite superior y 15b el límite inferior de la curva que se observa en la figura 2.15.

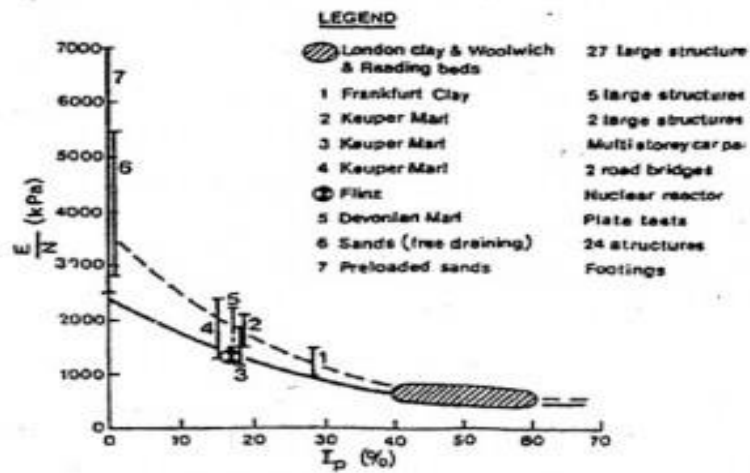


Figura 2.15: Relación entre E/N_{spt} e índice de plasticidad para arcillas (Stroud, 1974).

Finalizado la revisión bibliográfica del ensayo SPT, se pasará a presentar los ensayos principales ensayos de laboratorio, colocando especial énfasis en los efectuados en este trabajo.

2.5.2. Ensayos de laboratorio

Existe una variedad en ensayos de laboratorio, de los cuales se pueden clasificar en 4 tipos. **Ensayos de caracterización:** humedad, granulometría, límites de consistencia, gravedad específica de los sólidos y permeabilidad. **Ensayos de inspección o control de obras de compactación:** compactación, densidad in situ, densidades máxima y mínima para el cálculo de la densidad relativa. **Ensayos de resistencia:** corte directo, triaxial, compresión no confinada (CNC), placa de carga. **Ensayos de cambios de volumen:** consolidación, hinchamiento y colapso.

2.5.2.1. Ensayo CNC

El ensayo CNC tiene como fin determinar la resistencia a la compresión no confinada de una probeta de suelo fino. Además, y de manera indirecta obtener la resistencia al corte no drenada de los suelos. El cálculo de la resistencia al corte se basa en el hecho de que el esfuerzo principal menor es cero (ya que al suelo lo rodea sólo la presión atmosférica) y que el ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo se supone cero, realizándose en condiciones no drenadas.

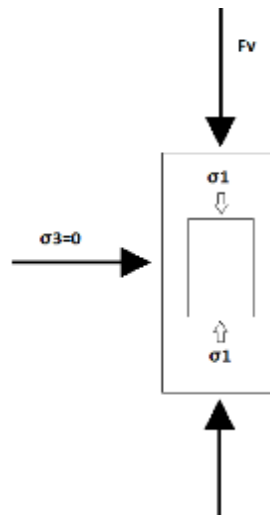


Figura 2.16: Esquema ensayo Compresión simple o compresión no confinada.

La tensión normal se calcula dividiendo la fuerza aplicada por el área en la cual se aplica:

$$\sigma_n = \frac{F}{A} \quad (16)$$

donde

F :carga axial aplicada

A :área transversal de la probeta

σ_n :Tension normal

El área corregida, está dado por:

$$A_c = \frac{A_p}{1 - \varepsilon} \quad (17)$$

donde:

A_c : Área corregida

A_p : Área inicial

ε : Deformación unitaria = $\frac{\Delta L}{L}$

La sensibilidad de un suelo puede ser estimada mediante este ensayo. Teniendo dos probetas la cual debe ser tallada y remodelada específicamente.

$$S = \frac{Su_{natural}}{Su_{remoldeado}} \quad (18)$$

donde:

S : Sensitividad

$Su_{natural}$: Resistencia última al corte de la probeta natural

$Su_{remoldeada}$: Resistencia última al corte de la probeta remodelada

La tensión tangencial, que a su vez es la resistencia al corte no drenado, se obtiene:

$$Cu = \frac{\sigma_n = qu}{2} \quad (19)$$

donde:

c : Tensión tangencial

σ_n : Tensión normal

2.5.2.2. Ensayo Triaxial no consolidado no drenado (UU)

La prueba triaxial es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante del suelo. Los ensayos Triaxiales, al igual que el ensayo de corte directo, proporciona parámetros de resistencia al corte necesarios para calcular en la forma más aproximada posible la resistencia última de una masa de suelo que será sometida a solicitaciones (Leiva, 2013).

El ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU) se encuentra normado por la ASTM D2850-15 y es utilizado para ensayar principalmente suelos cohesivos saturados. Lo que se busca en este ensayo es encontrar la resistencia al corte no drenado ($C_u = S_u$). Durante su realización no se permite en ningún momento la consolidación del suelo y las válvulas permanecen siempre cerradas impidiendo el drenaje.

En este ensayo la probeta no sufre cambio de volumen y por tanto la resistencia última en términos de tensiones efectivas conducirá a la misma resistencia al corte no drenada, independiente de la presión de confinamiento. El criterio de falla de Coulomb en condiciones no drenadas se convierte en una línea horizontal, donde la tensión de corte máxima corresponde a la resistencia al corte no drenada $\tau_{max} = C_u$ (Villalobos, 2014).

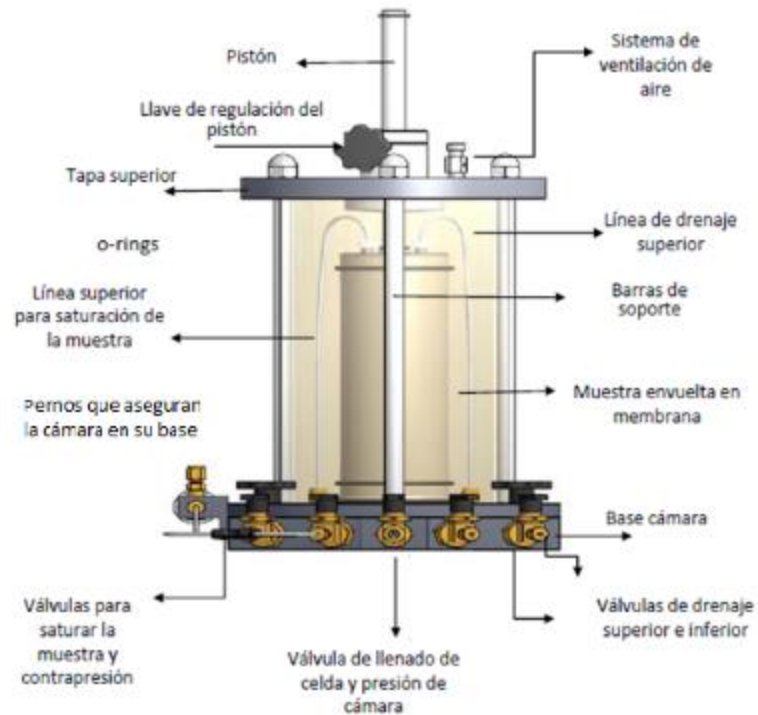


Figura 2.17: Cámara Triaxial (Puga, 2012)

Deformación axial para una carga dada:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_c} \quad (20)$$

donde:

Δh : cambio de longitud de la muestra determinado por el indicador de deformación [mm].

h_c : Altura o longitud de la muestra después de la consolidación [mm].

Área promedio de la sección transversal:

$$A = \frac{A_c}{(1 - \varepsilon)} \quad (21)$$

donde:

A_c : Área de la sección transversal promedio después de la consolidación de la muestra

ε : Deformación axial para la carga dada

Tensión desviadora:

$$\sigma_d = \frac{\Delta\sigma}{A} \quad (22)$$

donde:

$\Delta\sigma$: diferencia de carga desviadora aplicada

A : área promedio de la correspondiente sección transversal

Esfuerzo principal mayor:

$$\sigma_1 = \sigma_d + \sigma_3 \quad (23)$$

donde:

σ_d : esfuerzo desviador por unidad de área

σ_3 : esfuerzo principal menor

2.5.3. Literatura geotécnica

La literatura especializada entrega parámetros habituales que se pueden encontrar en distintos suelos y especificaciones técnicas entregan recomendaciones para el diseño y ejecución de obras. El documento básico de seguridad estructural de cimiento (SE-C) propone las tablas 4 y 5 como valores orientativos de los distintos tipos de suelos.

Tabla 4 Valores orientativos de la resistencia a la compresión simple y módulo de deformación en base al SPT (SE-C, 2008).

Tipo de suelo	N _{SPT}	q _u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Tabla 5 Propiedades básicas de los suelos (SE-C, 2008)

Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 – 22	34° - 45°
	Arena	17 – 20	30° - 36°
	Limo	17 – 20	25 – 32°
	Arcilla	15 – 22	16° – 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

Bibliografía especializada, como libros de mecánica de suelos, papers, congresos y simposios, entregan valores orientativos y propiedades básicas que se pueden encontrar en los distintos tipos de suelo en base a ensayos típicos y correlaciones empíricas, como se expone en las tablas 7 y 8. En la figura 2.18 se presentan una serie de relaciones entre N_{spt} y la resistencia a la compresión simple, donde, la línea de color morado presenta los valores propuestos por Sower para limos arcillosos y arcillas de plasticidad baja, las demás líneas son presentadas por Terzaghi y Peck (1948), siendo la de color azul los valores para arcillas de plasticidad baja, la línea de color rojo para arcillas de plasticidad media y por último la línea de color verde que representa los valores para arcillas de plasticidad alta. Además, la tabla 6 muestra la correlación clásica de Terzaghi y Peck (1948) entre la resistencia al corte no drenada y el número de golpes N_{spt} para suelos cohesivos.

Tabla 6 Valores de C_u en función del N_{spt} para arcillas saturadas (Terzaghi y Peck, 1948)

N_{spt}	C_u (kg/cm ²)
< 2	< 0.125
2 – 4	0.125 – 0.25
4 – 8	0.25 – 0.5
8 – 15	0.5 – 1.0
15 – 30	1.0 – 2.0
> 30	> 2

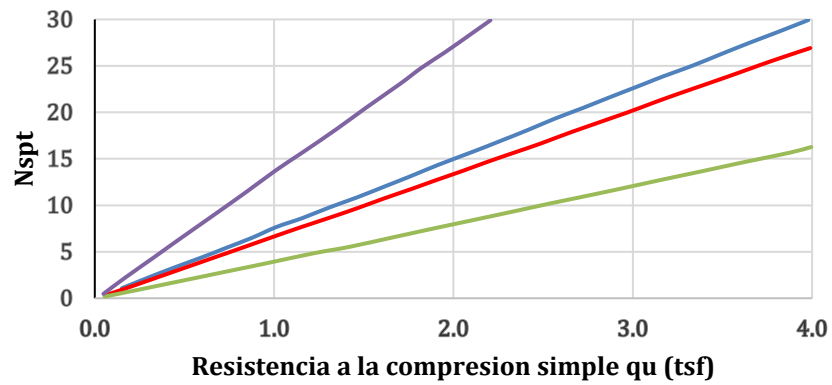


Figura 2.18: Relación entre el número de golpes Nspt y la compresión simple q_u , según Department of Navy (1982) (Elaboración propia, Modificado de Devincenzi, 2004).

Tabla 7 Valores de resistencia para arcilla y arena (Atkinson, 2014).

Material	Resistencia Drenada	Resistencia no drenada
Soft clay	$\phi'_m = \phi'_c = 22^\circ$ $\phi'_r = 11^\circ$	50 kPa ($s_u = 25$ kPa)
Stiff clay	$\phi'_m = 30^\circ$ $\phi'_c = 22^\circ$ $\phi'_r = 11^\circ$	300 kPa ($s_u = 150$ kPa)
Loose sand	$\phi'_m = \phi'_c = \phi'_r = 30^\circ$	
Dense sand	$\phi'_m = 40^\circ$ $\phi'_c = 30^\circ$ $\phi'_r = 30^\circ$	

Tabla 8 Valores o rangos de valores para el coeficiente de Poisson (Bowles, 1996)

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	–0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33

Koerner (2005) en su libro especializado en diseño de geosintéticos, propone factores de reducción para los diseños en los distintos casos de aplicación, los cuales son necesarios para incorporar posibles daños que pueda sufrir el geosintético, tanto, durante la ejecución de las obras como el tiempo de uso.

Tabla 9 Valores recomendados de factor de reducción.

Area	Range of Reduction Factors		
	Installation Damage	Creep ⁽¹⁾	Chemical/Biological Degradation ⁽²⁾
Separation	1.1 to 2.5	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5
Cushioning	1.1 to 2.0	1.2 to 1.5	1.0 to 2.0
Unpaved roads	1.1 to 2.0	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5
Walls	1.1 to 2.0	2.0 to 4.0	1.0 to 1.5
Embankments	1.1 to 2.0	2.0 to 3.5	1.0 to 1.5
Bearing and foundations	1.1 to 2.0	2.0 to 4.0	1.0 to 1.5
Slope stabilization	1.1 to 1.5	2.0 to 3.0	1.0 to 1.5
Pavement overlays	1.1 to 1.5	1.0 to 2.0	1.0 to 1.5
Railroads (filter/sep.)	1.5 to 3.0	1.0 to 1.5	1.5 to 2.0
Flexible forms	1.1 to 1.5	1.5 to 3.0	1.0 to 1.5
Silt fences	1.1 to 1.5	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5

2.6. Estabilidad de taludes

En general, el estudio de la estabilidad de taludes es un área de trabajo común entre la geología aplicada y la ingeniería geotécnica. La estabilidad de taludes tiene por objetivo establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Estos deslizamientos pueden producir daños importantes en la infraestructura, tener gran impacto económico e incluso causar muertes.

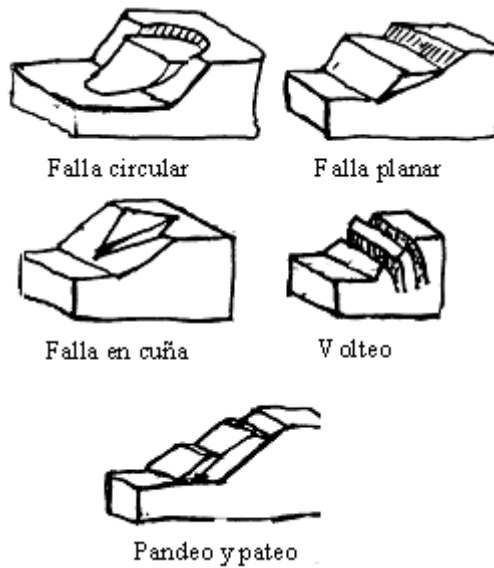


Figura 2.19: Fallas de talud en suelo y roca (Duque, 2004)

Un deslizamiento de suelo es un movimiento de una gran masa de material que afecta un talud natural o artificial. En general, ocurren luego de algún evento natural importante, aunque también pueden ser consecuencia directa del hombre.

La inestabilidad de un talud se puede producir por razones geológicas, variación del nivel freático o por obras de ingeniería como son los rellenos y excavaciones (Pereira, 2012).

2.6.1. Método de Equilibrio Límite

Los métodos de equilibrio límite (MEL) determinan el estado de equilibrio de una masa de suelos basados en las leyes de la estática y no consideran las deformaciones como los métodos que utilizan elementos finitos. Suponen además que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de deslizamiento (Pereira, 2012).

Los métodos precursores del equilibrio límite, como el método del Talud Infinito (Taylor, 1948), Método de Cuña (Sherard, 1963) y Método Ordinario (Fellenius, 1922), entre otros, consideran la superficie de deslizamiento como un cuerpo libre y aplican las ecuaciones de equilibrio global (Bojorque, 2011).

La mayoría de métodos de equilibrio límite dividen la superficie de deslizamiento en un número finito de dovelas como se observa en la figura 2.20 (Bojorque, 2011) donde las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y/o de momentos son aplicadas a cada dovela. Regularmente se utilizan dovelas verticales para dividir la superficie de falla, aunque dovelas horizontales o inclinadas han sido usadas en algunas aplicaciones (Shahgholi et al., 2001; Sarma y Tan, 2006).

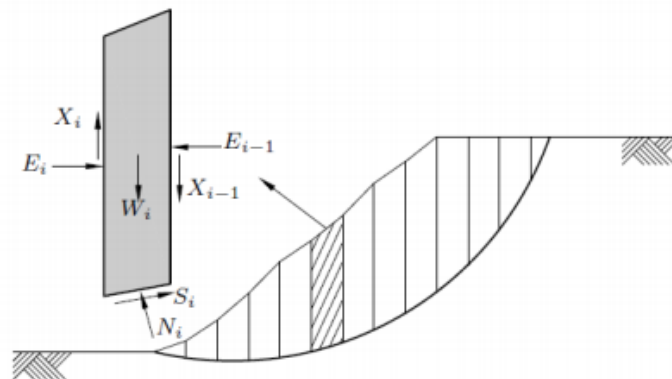


Figura 2.20: Masa deslizante dividida en dovelas verticales y fuerzas interdovelas (Bojorque, 2011).

Debido a que el método de equilibrio límite está basado en ecuaciones de equilibrio global, pueden ser utilizadas tres ecuaciones, equilibrio horizontal, vertical y de momentos. Dependiendo del método propuesto, es posible que se utilicen una o dos ecuaciones de equilibrio haciendo que la solución sea rigurosa o no. Los métodos rigurosos como el método de Spencer (1967), Morgenstern y Price (1965) y Bishop riguroso (1955), determinan valores de FS muy similares entre ellos (Duncan & Wright, 1980; Duncan, 1996).

2.6.1.1. Método de Spencer

El método de Spencer (1967) asume que las fuerzas entre dovelas son paralelas y poseen el mismo ángulo de inclinación, Figura 2.21, la cual es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Las ecuaciones de equilibrio se resuelven para calcular los FS y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas θ . Utilizando iteraciones se asumen los valores de estos factores hasta alcanzar un nivel de error admisible. Obtenidos los valores de F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales (Aguilar y Zuñiga, 2015).

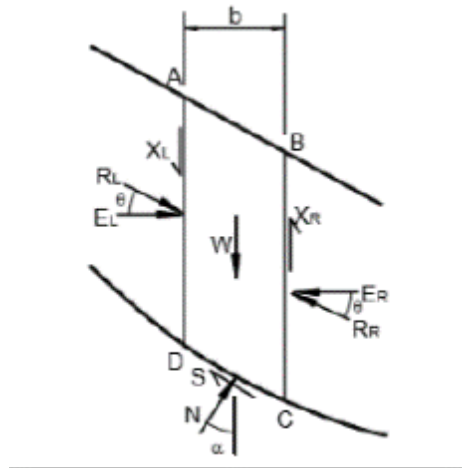


Figura 2.21: Esquema de fuerzas actuantes en la dovela método de Spencer (1967) (Suárez, 2002)

Equilibrio de los momentos respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento se tiene:

$$\Sigma F_i \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (24)$$

$$F_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]} \quad (25)$$

donde:

θ = Ángulo de inclinación de la fuerza F_i con respecto a la horizontal.

Cuando se impone el equilibrio de las fuerzas horizontales y verticales se tiene:

$$\Sigma (F_i \cos \theta) = 0 \quad \Sigma (F_i \sin \theta) = 0 \quad (26)$$

Con las fuerzas F_i paralelas entre ellas podemos escribir la ecuación (27) que representa el equilibrio de las fuerzas respecto al centro del arco descrito por la superficie de deslizamiento.

$$\Sigma F_i = 0 \quad (27)$$

El método de Spencer se considera preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es calificado como el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad (Suárez, 2002).

2.6.1.2. Método de Morgenstern & Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de corte y las fuerzas normales entre dovelas. La función puede considerarse constante u otro tipo de función.

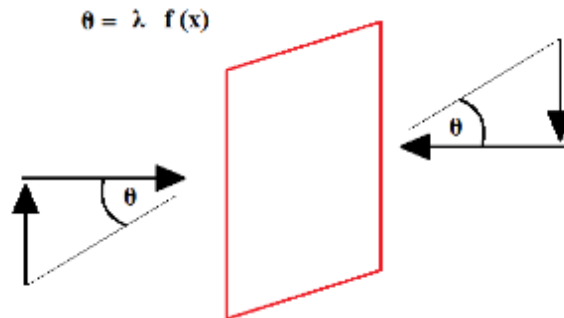


Figura 2.22: Esquema de fuerzas entre dovelas de Morgenstern & Price (1965)
(Elaboración propia)

Este método es complejo, ya que el cálculo es por iteraciones. Se establece una relación entre el comportamiento de las fuerzas de interconexión (E), donde λ = factor de escala y $f(x)$ = función de la posición de E y X.

$$\theta = \lambda f(x) \quad (28)$$

La función $f(x)$ es tomada arbitrariamente (constante, senoide, etc.). A cada dovela se les impone ecuaciones de equilibrio de rotura en la base, en traslación horizontal y vertical, donde E, X= Fuerzas de conexión incógnitas, FS= Coeficiente de seguridad, dW= Peso de la dovela, dU= Resultado de las presiones neutras de la base. Las ecuaciones (29) y (30) corresponden a la de fuerzas y momentos respectivamente.

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \tan \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left(\frac{dE}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \quad (29)$$

$$X = \frac{d(E\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx} \quad (30)$$

El suponer una función para determinar las fuerzas entre dovelas hace que este método sea más riguroso que el de Spencer, aunque tiene muy poco efecto en el cálculo del FS cuando se satisface el equilibrio estático, existiendo poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price (Pereira, 2012; Duncan & Wright, 1980; Duncan, 1996).

2.6.1.3. Método de elementos finitos (MEF)

Los elementos finitos son una gran herramienta para poder determinar los FS en un análisis de estabilidad, pudiendo ser empleados mediante dos procedimientos (Naylor, 1982). Uno es el procedimiento Directo, donde el análisis de la estabilidad es realizado disminuyendo la resistencia al corte del suelo o incrementando las cargas superficiales, el otro, el procedimiento de límite mejorado, donde el campo de esfuerzos se determina mediante un análisis de elementos finitos y se emplea conjuntamente los conceptos de equilibrio límite para determinar la estabilidad (Bojorque, 2011, Slope/w, 2015).

El análisis de estabilidad por reducción de resistencia (Método Directo) es un procedimiento donde el FS se obtiene debilitando el suelo en pasos en un análisis de elementos finitos elástico-plástico hasta que existe falla. Se considera que el FS es el factor por el cual la resistencia del suelo necesita ser reducida para llegar al fracaso (Dawson et al., 1999, Griffiths y Lane, 1999). Para un análisis en elementos finitos es necesario conocer parámetros como el módulo de elasticidad, coeficiente de poisson y ángulo de dilatación. Los valores seleccionados, en rangos adecuados, no juega un papel importante en la determinación del factor de seguridad (Bojorque, 2011).

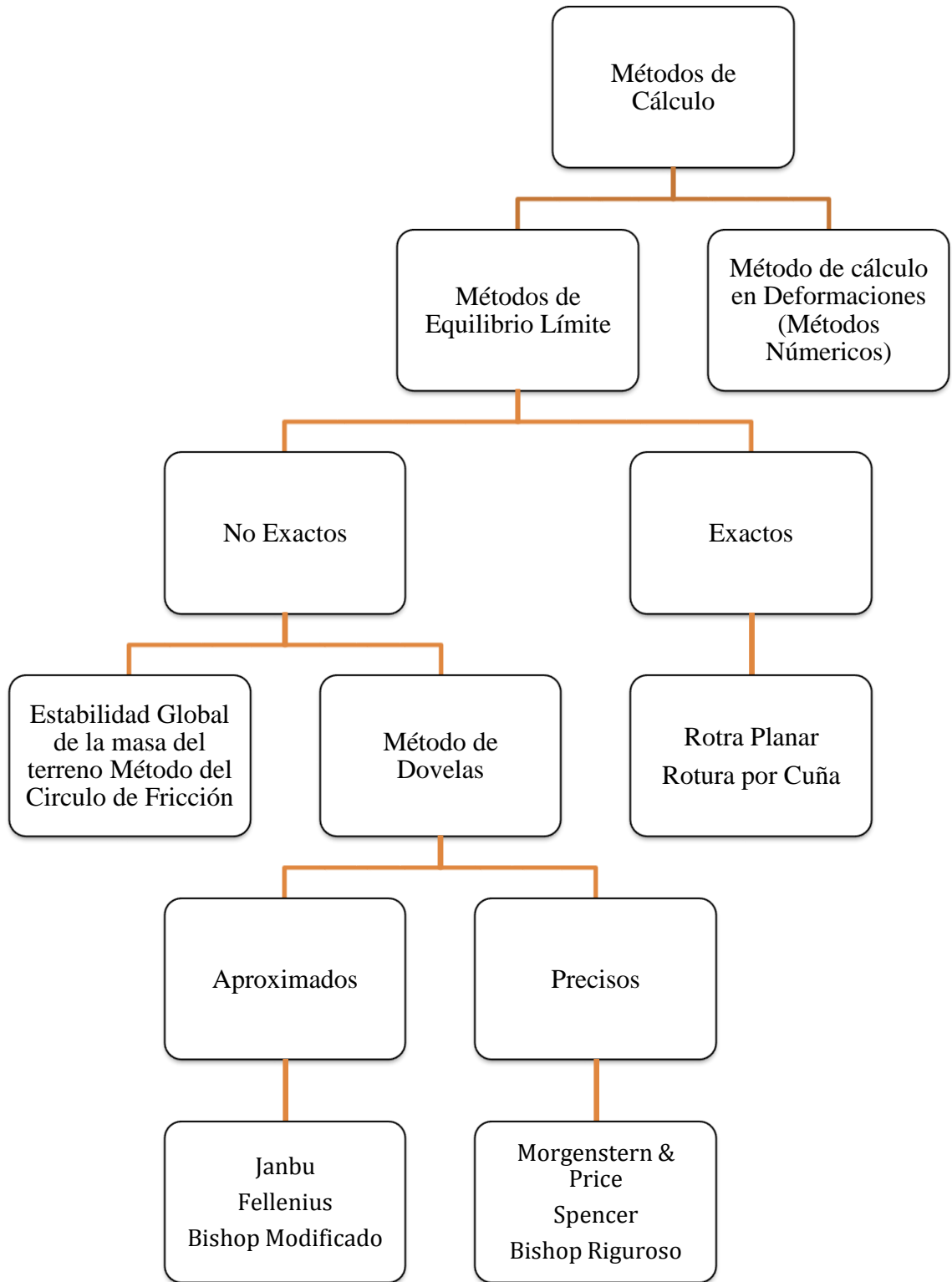


Figura 2.23: Métodos de Cálculo (Pereira, 2012)

2.6.2. Análisis pseudoestático

Un análisis pseudoestático representa los efectos de las vibraciones de un terremoto mediante aceleraciones que producen fuerzas inerciales F_h (fuerza horizontal) y F_v (fuerza vertical) (Martínez et al., 2011), las cuales actúan a través del centroide de la masa de falla causando un aumento en el número de fuerzas actuantes. Kramer (1996) representa las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas de la siguiente manera:

$$F_{h,v} = \frac{a_{h,v}W}{g} = k_{h,v}W \quad (31)$$

donde:

$a_{h,v}$: aceleraciones horizontales o verticales.

$k_{h,v}$: coeficientes horizontales o verticales.

W : peso de la masa en falla.

En Chile, el manual de carreteras (MC) (2002), insta a que el coeficiente horizontal a utilizar en un estudio pseudoestático, se debe calcular mediante la expresión (32) que depende de un coeficiente máximo de aceleración efectiva que se muestran en la Tabla 10, cuyos valores dependen de la zona sísmica de estudio que se estipulan en la norma NCh 433.

$$k_h = 0.5A'_o \quad (32)$$

Tabla 10 Coeficiente máximo efectivo de aceleración (Nch 433, 2009- Nch 2360, 2003).

Zona sísmica	A'_o
1	0.2
2	0.3
3	0.4



Figura 2.24: Clasificación de las zonas sísmicas de Chile (NCh 433, 1996)



Figura 2.25: Clasificación de las zonas sísmicas de la región del Biobío

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia que incluyen fuerzas pseudoestáticas. Estas fuerzas se asumen proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos k_h y k_v , expresada en términos de la aceleración de gravedad (g).

En este análisis, se sitúa sobre todos los elementos analizados del talud, en su centro de gravedad o arriba de este, una fuerza horizontal correspondiente a un coeficiente k multiplicado por el peso.

2.6.3. Análisis de estabilidad en terraplenes

El análisis y diseño de terraplenes sobre suelos con baja capacidad de portante puede simplificarse al revisar mecanismos potenciales de falla que se aprecian en la figura 2.26. Detalladamente se deben verificar la falla por capacidad de carga del suelo de cimentación, la falla por inestabilidad global con propagación de la falla, dentro y a través del suelo de cimentación, la falla por deslizamiento lateral del terraplén, debido a la falla de los materiales que conforman el cuerpo del terraplén sobre la capa de refuerzo o deslizamiento de los materiales que conforman el cuerpo del terraplén y el refuerzo directamente sobre la superficie del suelo de cimentación, y falla por asentamientos muy grandes, intolerables o excesivos.

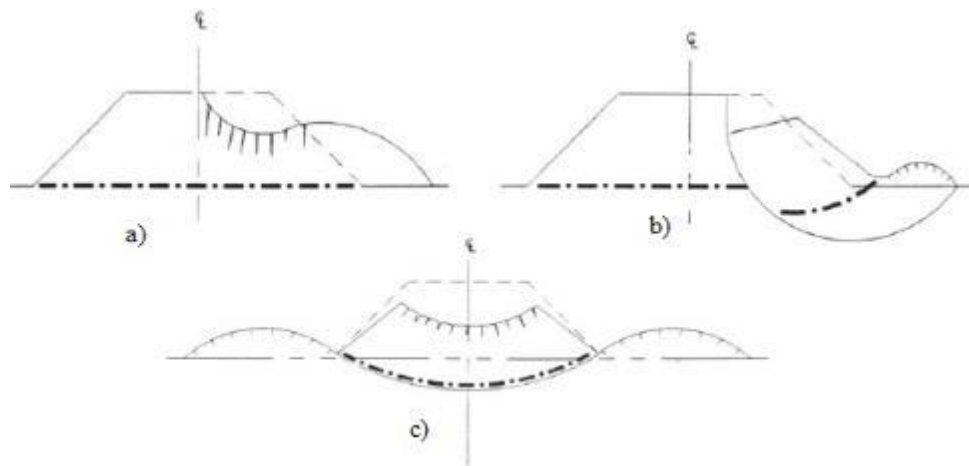


Figura 2.26: Fallas en un terraplén, a) Deslizamiento lateral, b) Falla rotacional y c) Capacidad portante (Carrasco, 2016)

Los análisis de equilibrio límite que se describen anteriormente se aplican a la etapa final de la construcción y suponen que el relleno del cuerpo del terraplén se coloca de

manera muy rápida. Como resultado del drenaje, de la consolidación y de la compresión, el factor de seguridad podría incrementarse con el tiempo, luego de terminada la construcción del terraplén.

La función primaria del refuerzo, es asegurarse de que el factor de seguridad contra una falla catastrófica del relleno es adecuado, durante la construcción e inmediatamente después de la construcción.

2.6.3.1. Análisis a corto plazo

Este tipo de análisis se realiza asumiendo la construcción finalizada. Las condiciones deben estar en función de esfuerzos totales, los cuales utilizan parámetros de resistencia no drenados, obtenidos de pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas (UU) o prueba de compresión simple (q_u) sobre muestras con las mismas condiciones in situ. La presión de poro generada durante la construcción no se considera en forma explícita en los análisis (Navarro, 2008).

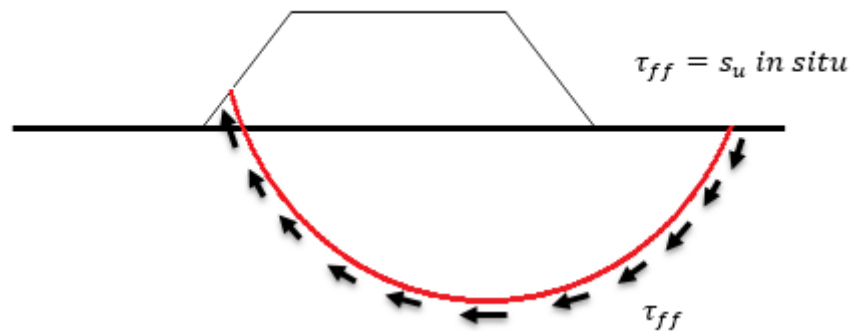


Figura 2.27: Terraplén construido rápidamente sobre un depósito de arcilla blanda

2.6.3.2. Análisis a largo plazo

Estas condiciones se analizan en función de esfuerzos efectivos, con parámetros determinados en pruebas triaxiales tipo consolidada drenada (CD) o tipo consolidada no drenada (CU) con medición de presión de poro sobre muestras con las mismas condiciones in situ (Navarro, 2008).

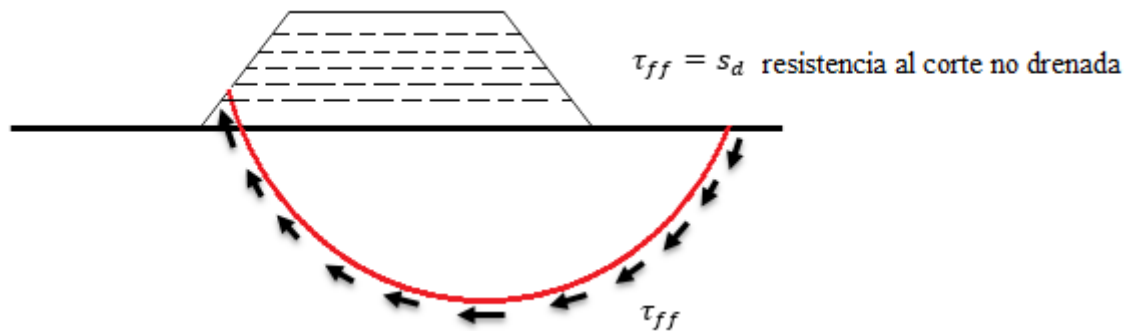


Figura 2.28: Terraplén construido muy lentamente por capas sobre un depósito de arcilla blanda

2.7. Licuación

El término licuación o licuefacción se ha utilizado para clasificar una variedad de fenómenos que involucran la deformación del suelo que puede ser causada por cargas monotonías, transientes o repetitivas en condiciones no drenadas. La generación de un exceso en la presión de poros bajo condiciones de carga no drenada es la causa principal del fenómeno de licuación (Villalobos, 2009).

La licuación provoca efectos de inestabilidad que conducen principalmente al colapso, esta puede ocurrir cuando el esfuerzo de corte requerido para mantener el equilibrio estático de una masa de suelo es mayor que la resistencia de corte del suelo en su estado licuado.

Las tensiones cíclicas desestabilizan el suelo reduciendo la resistencia. Un efecto que puede producirse durante o incluso después de un sismo y que da señales de que el suelo ha sufrido licuación puede apreciarse en la Figura 2.29 llamados volcanes de arena, dejan en evidencia que ocurre una ebullición de flujos de agua y arena a través de la masa de suelo.



Figura 2.29: Ebullición de arena en campos de arroz después del terremoto de Niigata de 1964 (Kramer, 1996)



Figura 2.30: Edificio de departamentos volcados por pérdida de resistencia del suelo de fundación, debido al efecto de licuación producido por el terremoto de Niigata de 1964 (Kramer, 1996).

Históricamente la licuación de los suelos granulares saturados han presentado importantes causas de fallas de edificios, puentes, presas de relave y otras obras de ingeniería. Existen variados casos de licuación a nivel mundial, dentro de los más conocidos, se encuentra el edificio de departamentos de Kawashigi-cho expuestos en la Figura 2.30, los cuales volcaron debido al desplazamiento súbito vertical del suelo debido a la licuación ocurrida bajo el sello de fundación producto del terremoto de Niigata en 1964.

Según el informe de *Geotechnical Extreme Events Reconnaissance*, realizado después del terremoto del 27F del Maule, la parte más afectada por el fenómeno de licuación en nuestro país fue la VIII región del Biobío y parte de la IX región de la Araucanía, seguida por la V región. En términos de daños estructurales la parte afectada se encuentra desde Valparaíso hasta la región de la Araucanía, siendo principalmente las ciudades del borde costero las más perjudicadas.

Numerosas fallas fueron ocasionadas producto de la licuación en el terremoto del 27F en Concepción. Variados sectores en donde ocurrió Lateral spreading como en la laguna Cahuil, en lo Rojas Coronel, y múltiples sectores afectados directamente por licuación en Concepción como la línea férrea (Figura 2.31).



Figura 2.31: Línea férrea en Concepción, después del terremoto del Maule 2010

2.7.1. Evaluación del Potencial de licuación

Seed & Idriss (1971-1982) presentaron el procedimiento de evaluación de potencial de licuación más usado, basado en el uso de gráficos y tablas. Desde 1971 han aparecido nuevas versiones que incorporan más casos de licuación alrededor del mundo (Seed et al., 1975; Seed et al., 1985; Arango, 1996; Ishihara, 1996; entre otros).

La resistencia del suelo a la licuación se obtiene como el desviador de tensiones dividido por la tensión de confinamiento efectiva inicial $\sigma^d/2\sigma'_c$. La razón de resistencia cíclica CRR (Cyclic Resistance Ratio) corresponde a la razón de tensiones, la cual puede ser medida en laboratorio por medio de ensayos triaxiales cíclicos (Villalobos, 2009).

La idea de Seed & Idriss (1971) considera un bloque de suelo superficial, donde la aceleración horizontal máxima sobre la superficie del terreno, a_{max} esta especificada por un código de diseño. Si este bloque se asume rígido, no se deforma y la aceleración se distribuye uniformemente desde la superficie hasta la base. Con esto la tensión de corte en la base del bloque a una profundidad z , está dada por la ecuación del movimiento de Newton (Kramer, 1996):

$$\tau_{max} = \frac{m}{A} = \int_0^z \frac{\gamma}{g} dz a_{max} = \sigma_v \frac{a_{max}}{g} \quad (33)$$

Donde m es la masa, a la aceleración en la base, A es el área unitaria del bloque y γ es el peso unitario del suelo. Se asume que los empujes laterales se cancelan, aunque esto no es tan así. Para resolver esto, Seed & Idriss (1971) introdujeron un factor de corrección r_d (Figura 2.32) obtenido a partir de análisis dinámicos (Villalobos, 2009).

La resistencia a la licuación es determinada por medio de ensayos de laboratorio donde la tensión de corte cíclica es más fácil de aplicar con amplitudes uniformes, a diferencia de la respuesta sísmica del suelo que es de manera transiente e irregular (Kramer, 1996). Seed & Idriss (1971) convirtieron registros irregulares de tensiones de corte en equivalentes series de ciclos de tensiones uniformes, presentando sus resultados en la Figura 2.33, la cual muestra el número de ciclos de tensiones uniformes correspondientes a una amplitud del 65% de la tensión de corte máxima, la cual produce un incremento en el exceso de la presión de poros equivalente a aquel del registro irregular.

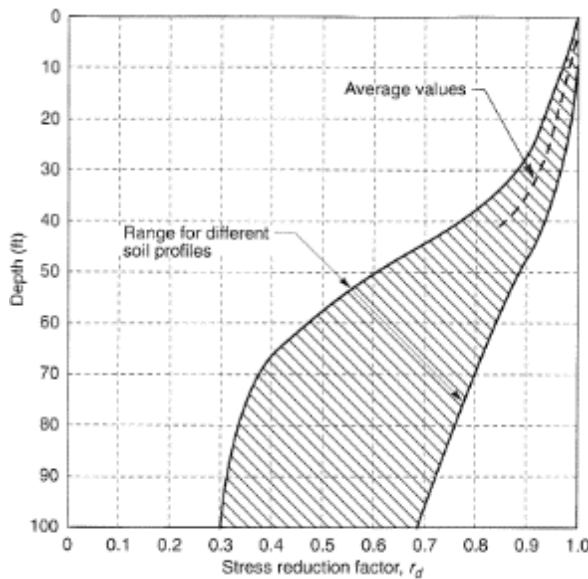


Figura 2.32: Estimación del factor de reducción de la tensión cíclica de corte con la profundidad del suelo (Kramer, 1996) (Tomado de Seed & Idriss, 1971).

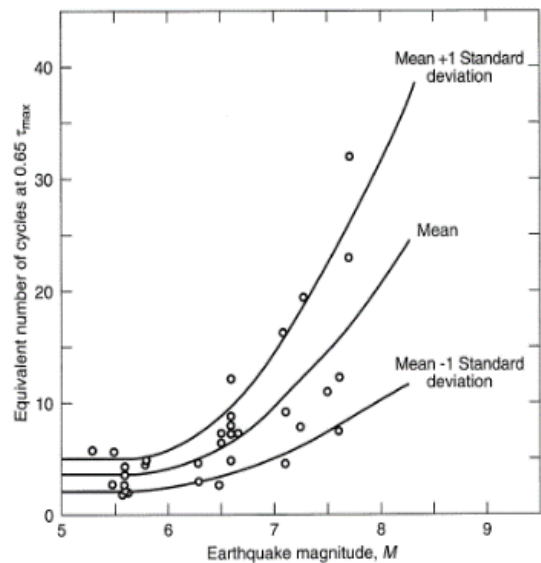


Figura 2.33: Número equivalente de la tensión cíclica uniforme para terremotos de diferentes magnitudes (Kramer, 1996) (Tomado de Seed & Idriss, 1971)

Para calcular la amplitud de la tensión de corte cíclica a una determinada profundidad (34) y la relación de tensión cíclica (35), Seed & Idriss (1971) proponen:

$$\tau_{cyc} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \quad (34)$$

$$CSR = \tau_{cyc} / \sigma'_{vo} \quad (35)$$

2.7.2. Resistencia a la licuación basado en el ensayo SPT (Youd et al, 2001)

Youd et al. (2001) recomiendan que se pueden utilizar las siguientes ecuaciones para estimar los valores medios promedio de rd para la práctica rutinaria y los proyectos no críticos (Liao y Whitman 1986):

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (36a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (36b)$$

Los valores medios de rd calculados a partir de (36a, b) se representan gráficamente en la Figura 2.34, junto con la media y el rango de valores propuestos por Seed & Idriss (1971).

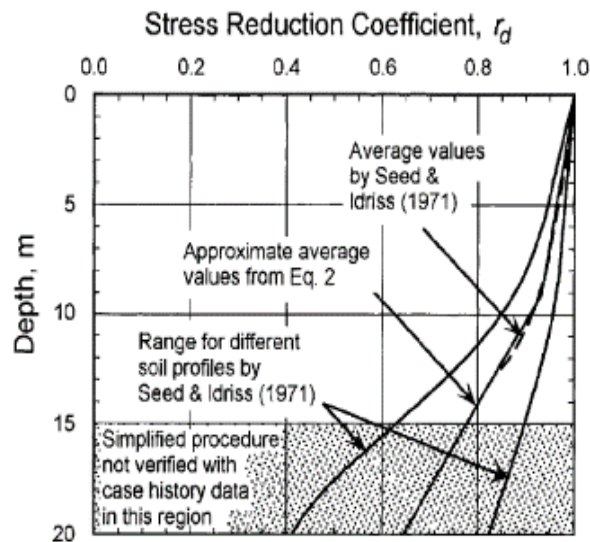


Figura 2.34: Curvas de rd vs profundidad desarrolladas por Seed e Idriss (1971) con líneas de valor a valor agregadas, trazadas a partir de la ecuación propuesta por Liao y Whitman (1986) (Youd et al, 2001)

Con el fin de facilitar el cálculo, se aproxima la curva media trazada en la Figura 2.34 mediante la siguiente ecuación, (Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04502z + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2} \quad (37)$$

2.7.2.1. Resistencia a la licuación (CSR o CRR)

Seed et al. (1985) presentan un gráfico para evaluar directamente la licuación en terreno. La figura 2.35 muestra la intensidad del terremoto en términos de la razón de la tensión cíclica promedio CSR (Cyclic Stress Ratio) o resistencia cíclica (CRR), en función de las condiciones del terreno en términos de la resistencia a la penetración normalizada $(N_1)_{60}$.

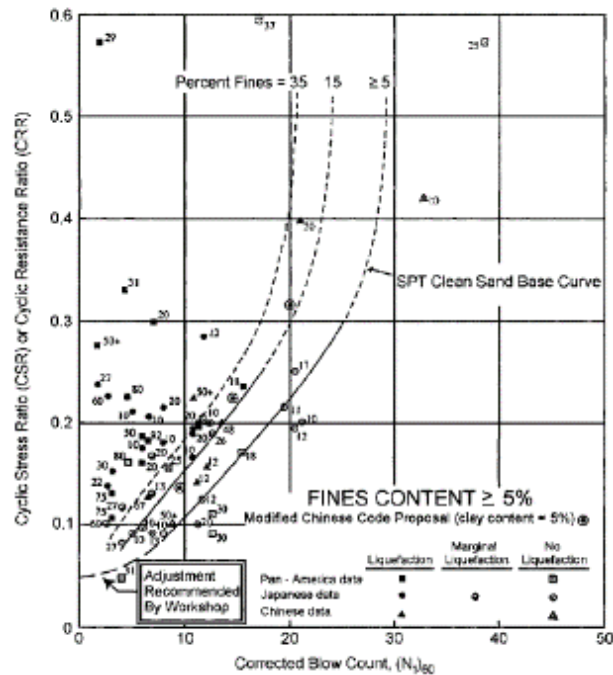


Figura 2.35: Relación de la tensión de la tensión cíclica causada por la licuación en un suelo arenoso y valores de penetración del ensayo SPT para un terremoto de $M=7.5$ (Youd et al., 2001) (Modificada de Seed & Idriss, 1985)

Se desarrollaron curvas para suelos granulares con un contenido de finos de 5% o menos, 15% y 35% (Figura 2.35). La curva CRR para contenidos finos <5% es el criterio de penetración básica para el procedimiento simplificado y siendo válidas sólo para terremotos de magnitud 7.5. La curva de arena limpia trazada en la Figura 2.35, se obtiene mediante, (Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (38)$$

La ecuación (38) está limitada para valores de $(N_1)_{60} < 30$, para valores de $(N_1)_{60} \geq 30$ se asume que los suelos son demasiado densos para licuar.

2.7.2.2. Influencia del contenido de finos (CF)

Seed et al. (1985) observaron un aumento aparente de CRR con un contenido alto de finos. No es seguro si este aumento es causado por un aumento de la resistencia a la licuación o por una disminución de la resistencia a la penetración. Basándose en los datos empíricos disponibles, Seed et al (1985) desarrollaron curvas CRR para diversos contenidos de finos reproducidos en la Figura 2.35.

Youd et al. (2001) desarrollaron una corrección para adaptar mejor la base de datos empírica de las curvas propuestas. Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas por I. M. Idriss con la ayuda de R. B. Seed para la corrección de $(N_1)_{60}$ a un valor de arena limpia equivalente, $(N_1)_{60CS}$:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (39)$$

donde α y β son coeficientes determinados de la siguiente forma:

$$\alpha = 0 \quad \text{para } CF \leq 5\% \quad (40a)$$

$$\alpha = e^{[1.76 - (190/CF^2)]} \quad \text{para } 5\% < CF < 35\% \quad (40b)$$

$$\alpha = 5.0 \quad \text{para } CF \geq 35\% \quad (40c)$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{para } CF \leq 5\% \quad (41a)$$

$$\beta = \left[0.99 + \left(\frac{CF^{1.5}}{1000} \right) \right] \quad \text{para } 5\% < CF < 35\% \quad (41b)$$

$$\beta = 1.2 \quad \text{para } CF \geq 35\% \quad (41c)$$

2.7.2.3. Factores de amplificación de magnitud (MSF)

Las curvas de CRR en la Figura 2.35 sólo se aplican a terremotos de magnitud 7.5. Para ajustar las curvas de arena limpia a magnitudes menores o mayores a 7.5, se introdujeron factores de corrección denominados "factores de escala de magnitudes (MSFs)" (Seed & Idriss, 1982). La corrección de CRR a través de factores de escala de magnitud, o la corrección de CSR a través de factores de ponderación de magnitud, conduce al mismo resultado final (Youd et al, 2001).

La influencia del factor de magnitud se ilustra en el cálculo del factor de seguridad:

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF \quad (42)$$

El factor de amplificación de magnitud o factor de escalamiento es propuesto por varios autores (Seed & Idriss, 1982; Ambraseys, 1988; Arango, 1996; Youd & Noble, 1997; I.M. Idriss (TRB), 1999), los que se exponen en la Tabla 11.

Tabla 11 Valores del factor de escala de magnitudes definidos por varios investigadores (Youd et al., 2001)

Magnitud M	Seed & Idriss (1982)	Idriss (*)	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus & Stokoe (1997)	Youd & Noble (1997)		
				Distancia	Energía		PI<20%	PI<32%	PI<50%
5,50	1,43	2,20	2,86	3,00	2,20	2,80	2,86	3,42	4,44
6,00	1,32	1,76	2,20	2,00	1,65	2,10	1,93	2,35	2,92
6,50	1,19	1,44	1,69	1,60	1,40	1,60	1,34	1,66	1,99
7,00	1,08	1,19	1,30	1,25	1,10	1,25	1,00	1,20	1,39
7,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	---	---	1,00
8,00	0,94	0,84	0,67	0,75	0,85	0,8?	---	---	0,73?
8,50	0,89	0,72	0,44	---	---	0,65?	---	---	0,56?

? = Valores muy inciertos

Algunos de los MSF revisados en la tabla anterior se definen por las siguientes ecuaciones:

Idriss (*):

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_W^{2.56}} \quad (43)$$

Andrus & Stokoe (1997):

$$MSF = \left(\frac{M_W}{7.5}\right)^{-2.56} \quad (44)$$

Youd et al. (2001) recomiendan los valores propuestos por Idriss (*), quien reevaluó los datos utilizados para calcular los factores de escala originales (1982). Con respecto a los factores de escala originales, los nuevos factores conducen a un peligro de licuación calculado reducido para magnitudes <7.5, pero incrementan el riesgo calculado para magnitudes > 7.5.

2.7.2.4. Factor de corrección $K\sigma$

Los datos de ensayos de laboratorio cargados cíclicamente indican que la resistencia a la licuación aumenta con el aumento de tensión de confinamiento. Seed (1983) introdujo el factor de corrección K_s para extrapolar el procedimiento simplificado a capas de suelo con presiones de sobrecarga > 100 kPa desarrollando la curva original de corrección de K_s . Otros investigadores han añadido datos y sugerido modificaciones para definir un mejor K_s para la práctica de ingeniería.

Seed y Harder (1990) desarrollaron la curva K_s de arena limpia. Finn (1996) recoge las proposiciones de ICOLD (International Commission on Large Dams) y NCEER (National Center For Earthquake Research) ver Figura 2.36. Señala en base a resultados de ensayos triaxiales cíclicos de muestras de arena y arena de relave con densidades relativas entre el 40% y 70% que K_s nunca es menor a 0.7 incluso para tensiones de confinamiento de 2500 kPa y en ensayos con arenas limosas y arcillosas con presiones de confinamiento entre 400 y 800 kPa respectivamente K_s ha sido mayor a 0.85 (Villalobos, 2009).

Hynes y Olsen (1999) recopilaron y analizaron un conjunto de datos ampliado para proporcionar orientación y formular ecuaciones para seleccionar los valores de K_s . La ecuación que derivaron para calcular K_s es:

$$K\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P\alpha} \right)^{(f-1)} \quad (45)$$

para densidades relativas entre 40 y 60%, $f = 0,7-0,8$; para densidades relativas entre 60 y 80%, $f = 0,6-0,7$, los cuales están representados en la Figura 2.37. Youd et al (2001) recomendaron estos valores como estimaciones mínimas o conservadoras de K_s para su uso en la práctica de ingeniería tanto para arenas limpias, arenas limosas y gravas.

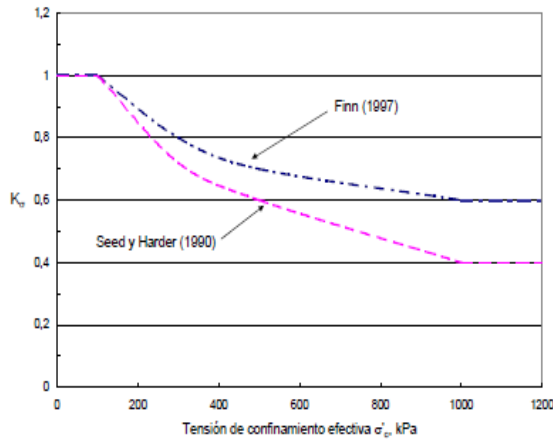


Figura 2.36: Factor de corrección K_{σ} propuesto por Finn (1996) y Seed & Harder (1990) (Villalobos, 2009)

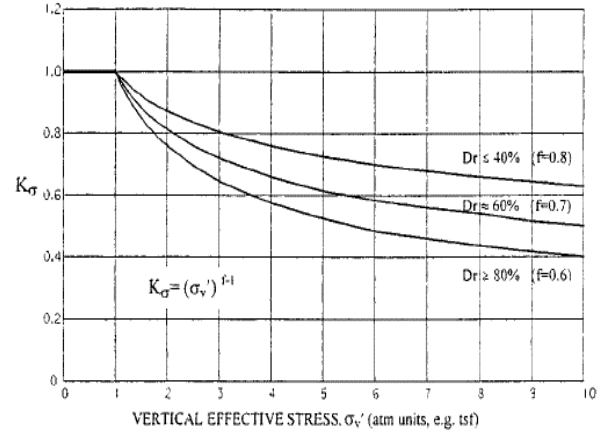


Figura 2.37: Curvas recomendadas para la estimación de K_s para la práctica de ingeniería (Youd et al., 2001).

2.7.2.5. Factor de corrección K_{α}

Seed (1983) introdujo un factor de corrección K_{α} para terrenos inclinados. En este factor Seed normalizó el esfuerzo cortante estático τ_{st} que actúa sobre un plano con respecto a la tensión vertical efectiva σ'_{vo} produciendo un parámetro α como se observa en la Figura 2.38 (Youd, 2001), donde:

$$\alpha = \tau_{st} / \sigma'_{vo} \quad (46)$$

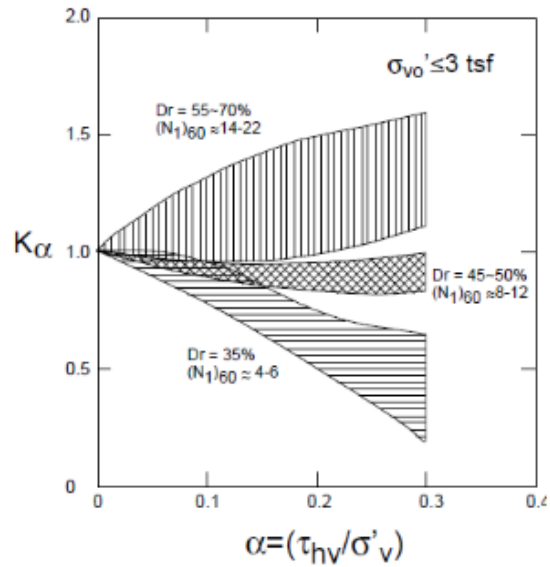


Figura 2.38: Gráfico para determinar K_α (Harder & Boulanger, 1997)

Las publicaciones realizadas por Harder y Boulanger (1997) las cuales muestra resultados de pruebas y análisis de K_α , señala que se ha propuesto una amplia gama de valores de K_α , lo que indica una falta de convergencia y una necesidad de continuar la investigación (Villalobos, 2009)

Capítulo III. Métodos

En esta sección se presenta la metodología aplicada en el estudio para la obtención de los parámetros geotécnicos necesarios para estudio de estabilidad del relleno en terraplén, como la parametrización del SPT y los ensayos de laboratorio. También se muestra el área de estudio y sus características geológicas, entre otras. Además, se hará referencia de los diferentes métodos de equilibrio límite implementados para la obtención del factor de seguridad estático y pseudoestático del relleno, para un comportamiento drenado y no drenado del terreno.

3.1. Área de estudio

El sector donde se construirá el relleno se encuentra en la localidad de Llico, ubicada a 32 km de la comuna de Arauco, en la región del Biobío.

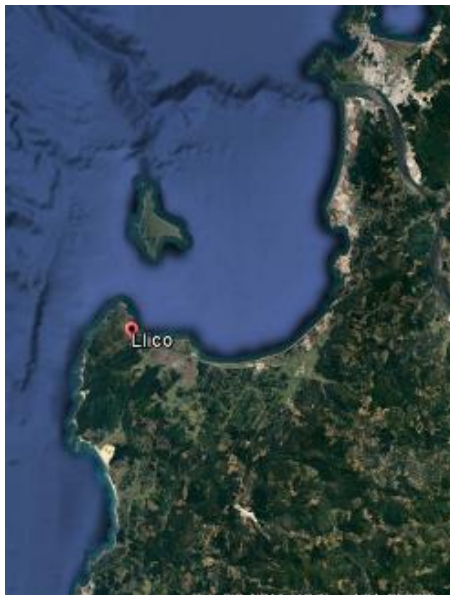


Figura 3.1: Zona de estudio, Google Earth
(Elaboración propia)



Figura 3.2: Área de estudio (achurada),
Adaptado de Google Earth (Elaboración propia)

El área de estudio se ubica en un sector relativamente plano a 80 metros del borde costero en dirección Noreste, rodeado por de humedales y se evidencia un estero en dirección Noroeste. En el lugar se encuentra un relleno continuo de aproximadamente 1 m de altura perteneciente al sitio vecino.

3.1.1. Síntesis Geológica

El área se sitúa dentro de la planicie litoral la cual se asocia a la cuenca sedimentaria terciaria de Arauco, la cual se compone de secuencias marinas y continentales desarrolladas durante periodos cíclicos de regresión y transgresión desde el Cretácico al Pleistoceno (Estudio geotécnico, 2016).

El sector se encuentra dominado por estructuras de orientación NE-SO, las que afectan las secuencias sedimentarias modelando una dinámica de bloques controladas por fallas normales (Estudio geotécnico, 2016).

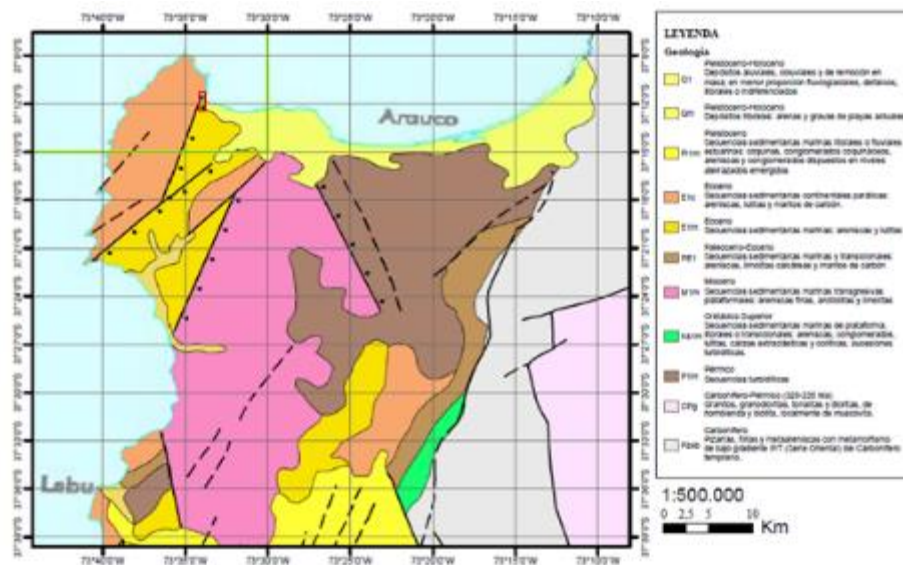


Figura 3.3: Emplazamiento general estudio en la Localidad de Llico, Ferraro, 2016. (Estudio geotécnico, 2016).

3.1.2. Riesgos naturales

Los riesgos naturales son eventos recurrentes tanto en Chile, como en el mundo, los cuales están ligados a las características naturales del medio geográfico. Dentro de la categoría de riesgo natural, cabe mencionar: Terremotos, Tsunamis, Remociones en masa e Inundaciones.

El área de estudio está situada en la costa de la región del Biobío generando un alto riesgo de tsunami debido a un terremoto. Las características geomorfológicas del lugar conformando una bahía abierta, la cual se encuentra limitada lateralmente por la cordillera de la costa, genera una vulnerabilidad frente a un evento sísmico con consecuencias de tsunami (Estudio geotécnico, 2016).



Figura 3.4: Área de inundación. Tsunami del 27/F en sector Caleta Llico (Estudio geotécnico, 2016)

3.2. Modelo estratigráfico

Teniendo en cuenta descripciones anteriormente señaladas, la zona en estudio, más las apreciaciones en terreno, y la profundidad explorada, el estudio de estabilidad se proyectó en base a un sondaje rotatorio con medición de índice de penetración estándar N_{spt} y ensayos de clasificación de laboratorio.



Figura 3.5: Ubicación de la prospección Geotécnica, Adaptado de Google Earth.

3.2.1. Parámetros geotécnicos

Existen muchas formas de obtener los parámetros necesarios para estudios geotécnicos, sin embargo, la normativa chilena (Nch 1508 of 2014) exige un mínimo de ensayos según superficie explorada y tipo de estructura proyectada, por tanto, se tomará los ensayos realizados y se utilizarán los necesarios dentro del estudio de estabilidad del relleno.

Algunas propiedades del suelo, pueden ser estimadas a partir de la utilización de correlaciones empíricas, tablas existentes en la bibliografía especializada y literatura geotécnica de uso habitual (Carrasco, 2016).

Para la caracterización geotécnica del terreno, se realizó un sondaje aproximadamente en el punto medio donde se construirá el relleno. Los parámetros necesarios para el estudio de estabilidad dependerán del tipo de suelo y su comportamiento a analizar. Es por ello que los parámetros para un estudio de estabilidad a corto plazo son los no drenados (cu) en base a los ensayos de laboratorio CNC y triaxial UU.

Para el análisis a largo plazo se utilizarán parámetros obtenidos por medio de correlaciones del ensayo SPT y por literatura especializada, aunque solo esta se utilizó para definir un ángulo de fricción ϕ a los suelos cohesivos. La extracción de muestras durante el sondaje con ayuda de tubos Shelby, permitió tener muestras de suelos cohesivos de una profundidad de 12 m, las cuales se ensayaron en condiciones no drenadas.

El ensayo CNC para suelos cohesivos se realizó en base a la ASTM 2166 M-13, a una velocidad de 1%/min de la deformación axial y hasta que se obtuvo un 15% de la deformación axial total. La probeta se talló con una altura de 10 cm y un diámetro promedio de 5 cm.

El ensayo Triaxial no consolidado no drenado (UU) se realizó en base a la ASTM D2850-15, a una velocidad del 1%/min hasta alcanzar el 20% de la deformación axial, con el fin de comparar ambos resultados y decidir cuál de ellos utilizar en el análisis de estabilidad a corto plazo. Al igual que en el ensayo CNC, la probeta fue talla con una altura de 10 cm y un diámetro promedio de 5 cm. Se utilizó una presión de cámara σ_3 de 50 kPa y las válvulas permanecieron cerradas durante el ensayo no permitiendo el drenaje de la probeta.

3.3. Resumen de la metodología aplicada

3.3.1. Ensayos

Se tomó el ensayo de penetración estándar SPT realizado en terreno y la clasificación de los suelos obtenido del mismo. Es fundamental determinar el peso específico natural del terreno para efectuar adecuadamente la corrección por confinamiento del número de golpes determinado en terreno (ver ecuación 6). Para ello, se emplearon las ecuaciones (47) (48) (49) (50) y (51).

$$S e = w G_s \quad (47)$$

$$\gamma_{nat} = \left(\frac{G_s \cdot (1+w)}{1+e} \right) \cdot \gamma_w = \left(\frac{G_s + S \cdot e}{1+e} \right) \cdot \gamma_w \quad (48)$$

$$\gamma_d = \left(\frac{G_s}{1+e} \right) \cdot \gamma_w = \frac{\gamma_t}{1+w} \quad (49)$$

$$\gamma' = \left(\frac{G_s - 1}{1+e} \right) \cdot \gamma_w = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (50)$$

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{G_s + e}{1+e} \right) \cdot \gamma_w \quad (51)$$

Utilizando la ecuación (5) y los valores correspondientes a las tablas 1, 2 y 3, se calcula el valor $(N_1)_{60}$, necesario para obtener la densidad relativa DR en base a la ecuación (8) y el ángulo de rozamiento interno de las arenas finas según la ecuación (11). Además, se obtuvo la densidad relativa DR según el número de golpes N_{spt} , Figura 2.26, propuesta por Terzaghi & Peck (1948). Mediante la ecuación (14) propuesta por Denver (1982) se obtuvo el módulo de deformación para el cálculo en elementos finitos.

Cabe mencionar que las ecuaciones, fórmulas y gráficos para el módulo de deformación de suelos cohesivos, entregan valores bajos comparados a los entregados por la literatura especializada. En este caso se utilizó (14) y se compararon los valores obtenidos con la Tabla 5 verificando que estuvieran dentro del rango recomendado por la SEC.

Realizado el ensayo CNC, se obtuvo la humedad a la cual se realizó el ensayo. Se utilizó las ecuaciones (20) y (17), para calcular la deformación unitaria y área corregida respectivamente y mediante (16) se obtuvo el esfuerzo desviador aplicado a la probeta de ensayo. Con el esfuerzo desviador máximo, o sea, σ_n obtenido al 15% de la deformación axial y aplicando la ecuación (19), se obtuvo la resistencia al corte no drenado del ensayo CNC.



Figura 3.6: Probeta de suelo antes, durante y después del ensayo CNC (elaboración propia).

Cabe mencionar que no fue posible la realización de una probeta remoldeada para el ensayo CNC, ya que el suelo no fue capaz de conformar una masa estable a la humedad ensayada en estado intacto, lo que nos indica que este era un suelo sensible.

Tallada y montada la segunda probeta en la cámara triaxial, se procedió a realizar el ensayo triaxial UU. Finalizado el ensayo, y aplicando las correcciones a los datos entregados por el software, se utilizó las ecuaciones (20) para la deformación axial, (21) para el área corregida, (22) para el esfuerzo desviador y (23) para obtener el esfuerzo principal mayor σ_1 , con cuyos datos es posible graficar el círculo de Mohr correspondiente al ensayo, obteniendo así la resistencia al corte no drenada “cu” del ensayo Triaxial UU.



Figura 3.7: Probeta en Cámara Triaxial, antes del ensayo UU (elaboración propia).

El suelo escogido para el relleno en terraplén es de tipo granular y sus parámetros fueron obtenidos de literatura especializada, verificando como valores mínimos los propuestos en la Tabla 5.

3.3.2. Análisis de Estabilidad

Obtenidos los parámetros geotécnicos necesarios para realizar el análisis de estabilidad, se procedió a dibujar la geometría e ingresar dichos valores al software de estabilidad de taludes de GEO5 y al Software de GEOSTUDIO en sus fases Slope/w y Sigma/w.

Los análisis de estabilidad se realizaron para cuatro condiciones sin refuerzo y cuatro condiciones con refuerzo:

- Análisis estático corto plazo, con y sin refuerzo.
- Análisis estático largo plazo, con y sin refuerzo.
- Análisis Pseudoestático corto plazo, con y sin refuerzo.
- Análisis Pseudoestático largo plazo, con y sin refuerzo.

En el caso de los análisis con refuerzo, la tensión última del refuerzo T_{ult} es reducida por los factores propuestos en la Tabla 9 para terraplenes, donde se escogió factores de reducción (FR) a la instalación, al creep y a la degradación química y biológica iguales a 1.0, 3.5 y 1.3 respectivamente, quedando el valor R_t que hace alusión a la resistencia a la tracción del refuerzo.

$$R_t = \frac{T_{ult}}{FR} \quad (52)$$

Se realizó los análisis por el Método de Equilibrio Límite rigurosos de Spencer (1967) y Morgenstern & Price (1965), además de un análisis de Límite mejorado (Maskana, 2011; Manual Slope/w, 2015)), aplicando elementos finitos en conjunto con la teoría de equilibrio límite como lo es la redistribución de esfuerzos en Sigma/w.

Para la redistribución de esfuerzos en la fase Sigma/w de GEOSTUDIO, es necesario disminuir los parámetros resistentes del suelo $tg\phi'$ y $C_{u,d}$ por (53), factor de reducción de resistencia (FRR).

$$FRR = \frac{\tan(\phi')}{\tan(\phi'_f)} = \frac{c'}{c'_f} \quad (53)$$

Donde ϕ'_f y c'_f son los parámetros de resistencia a esfuerzos efectivos en falla, o la resistencia reducida. El enfoque de reducción de resistencia generalmente usa el mismo FRR para todo el material y para todos los parámetros de resistencia, de manera que el factor de estabilidad se reduce a un número al final. Esto significa que c y ϕ se reducen por el mismo factor.

La geometría del relleno en terraplén para los análisis, se dibujó con una longitud de 40 m de largo y 3 m de altura, con una pendiente de terraplén de 2H:3V ($\beta \approx 56^\circ$). La extensión del subsuelo bajo el terraplén se formó con un ancho de 100 m en ambos lados y una profundidad de 30 m, el perfil estratigráfico se realizó en base al ensayo SPT. Los análisis se condicionaron obligando al software a que las posibles fallas ocurrieran bajo el terraplén. Con ello se limitó a que el software no escogiera las fallas superficiales que ocurren en los espaldones o pendientes del terraplén, las cuales son comunes en suelos granulares sin cohesión.

En Slope/w se realizaron mediciones mediante el método de entrada y salida, y, de grilla y radios. En el método de entrada y salida, se define la ubicación de la entrada, la salida y los incrementos de los radios por cada combinación. El software analizará una serie de círculos de falla que entran en el perfil de suelo por la zona de entrada definida y salen por la zona definida de salida como se observa en la Figura 3.8. Estas zonas, entrada y salida, pueden ser un rango que contenga varios puntos, un solo punto u ambas. Con esto se entiende que es posible dar variados puntos de entrada en una zona y un solo punto de salida, y viceversa.

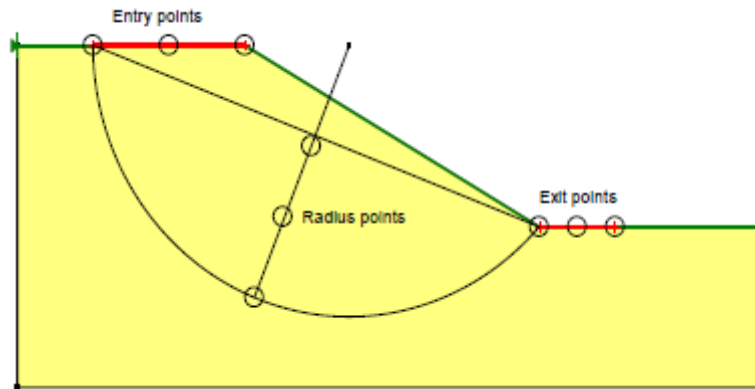


Figura 3.8: Estimación de la superficie de deslizamiento mediante el método de entrada y salida (Manual Slope/w).

El método de grilla y radios, permite ingresar gráficamente el área en donde se encontrará la grilla con los centros de rotación y también el área donde se encontrarán los radios que componen la superficie de deslizamiento. La cantidad de puntos en la grilla y en los radios, es definida por el usuario.

En el caso del software GEO5 en su fase de estabilidad de taludes permite fijar los puntos de entrada y salida, fijar solo uno de ellos y también permite una optimización automática de los puntos, variando el punto de entrada, el punto de salida y radios, hasta encontrar la superficie de falla más desfavorable.

Cabe mencionar que no fue posible realizar análisis de límite Directo el cual emplea la reducción de los parámetros resistentes, debido a que Sigma/w (elementos finitos) de GEOSTUDIO y Métodos de elementos finitos de GEO5 no cuentan con una fase de reducción automática de estos parámetros, no entregando el factor de reducción en sus cálculos. Aunque se destaca que entrega resultados realizando la reducción de forma manual, queda a juicio la selección de la ocurrencia de la falla, debido a que se debe escoger un punto en que las deformaciones se vuelven excesivas siendo un criterio mucho más subjetivo que el criterio de no convergencia.

Se considera que no existe falla en la estabilidad global si el factor de seguridad es mayor que 1.5 y 1.0, para el caso estático y pseudoestático respectivamente.

Análisis estático

El análisis estático se realizó para comportamiento no drenado y drenado. El primero llamado a corto plazo siendo el más perjudicial desde el punto de la resistencia. En este análisis el modelo de los suelos cohesivos se escogió no drenado ($\phi = 0$), utilizando los parámetros del ensayo triaxial UU y para suelos granulares el modelo Mohr-Coulomb ($\phi \neq 0$), obtenidos de la parametrización del ensayo SPT.

Para el caso de largo plazo, suelos granulares y cohesivos tienen un modelo Mohr-Coulomb, debido a que se asume que la presión de poros se disipó en los suelos cohesivos tomando valores de ($\phi \neq 0$). En este caso, los parámetros de los suelos granulares siguen siendo los mismos que en el caso a corto plazo debido a su comportamiento es drenado, son los suelos cohesivos los que adquieren diferentes valores de ángulo de fricción. Para ello se estimaron valores de ϕ entregados por la Tabla 7 para suelos cohesivos.

En los análisis de estabilidad en los softwares GEO5 y Slope/w, se utilizaron los métodos de equilibrio límite y rigurosos de Spencer (1967) y Morgenstern & Price (1965). En el caso de Sigma/w se utilizó una redistribución de esfuerzos disminuyendo los parámetros resistentes mediante la ecuación (53) y se calculó la falla en la fase Slope/w en base a los esfuerzos entregados por Sigma/w.

Durante el proceso de resolución dentro de Slope/w, el factor de estabilidad se determina dividiendo la resistencia de corte total disponible (S_r) por el corte total movilizado (S_m) a lo largo de toda la longitud de la superficie de deslizamiento como se muestra en la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad (54)$$

Las tensiones lineales-elásticas, aunque no perfectas, entregan factores aceptables de seguridad como lo señalan Krahn (2003). Otros estudios independientes como el de Stinson, Chan y Fredlund (2004) llegan a la misma conclusión. Expresiones similares del factor de estabilidad han sido presentadas por Kulhawy (1969) y Naylor, (1982).

El método de Límite Mejorado calcula un factor de seguridad distinto para cada dovela a diferencia de los métodos de Equilibrio Límite que calculan un factor de seguridad igual para cada una de ellas.

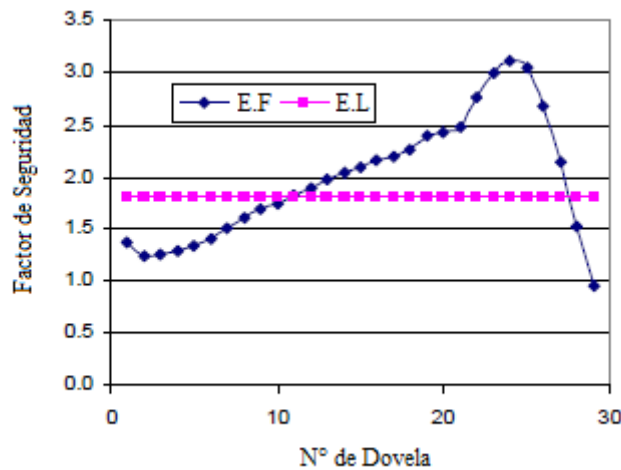


Figura 3.9: Factor de seguridad según dovela según Elemento Finito (E.F) y Equilibrio Límite (E.L) (Manual Slope/w, 2015)

Análisis Pseudoestático

En el análisis pseudoestático, se ingresa el coeficiente de aceleración horizontal k_h al software de análisis Slope/w y GEO5. Según la Nch 433, la localidad de Llico se encuentra en la zona sísmica III, por tanto, se calculó el coeficiente horizontal k_h estimado con la ecuación (32) y la Tabla 5 y se ingresó en los Softwares de manera directa. El coeficiente vertical, no se consideró para este tipo de análisis.

En el análisis pseudoestático, al igual que en el estático, se analizó el comportamiento a corto y largo plazo tomando los mismos modelos señalados anteriormente. A corto plazo el modelo de los suelos cohesivos se escogió no drenado ($\phi = 0$), y para suelos granulares el modelo Mohr-Coulomb ($\phi \neq 0$) y largo plazo, suelos granulares y cohesivos poseen un modelo Mohr-Coulomb ($\phi \neq 0$).

En los análisis de estabilidad, se utilizaron los métodos de Equilibrio Límite y rigurosos de Spencer (1967) y Morgenstern & Price (1965). A diferencia del caso estático, no es posible calcular un caso pseudoestático en elementos finitos de Sigma/w, por ende, no fue posible realizar un análisis por el método de Límite Mejorado.

Al igual que en caso estático, se definieron los mismos puntos de entrada y salida, y sus incrementos de radios en el caso de la fase Slope/w. En el caso del software GEO5, el análisis se realizó en su fase de optimización encontrando la superficie de falla más desfavorable.

3.3.3. Análisis de Licuación

Para el análisis de licuación en base al ensayo SPT, se utilizará una aceleración de sismo igual a 0.4 g y una magnitud de sismo igual a $M_w=8.8$ en base a lo estipulado por el informe del terremoto del Maule del 2010 para Concepción (Renadic, 2010).

Corregido el ensayo SPT y calculadas las tensiones en el esqueleto del suelo bajo el terraplén, se calcula el factor de reducción de la tensión cíclica de corte con la profundidad del suelo a partir de (37) y se estiman las tensiones de corte máximas para cada punto de medición de N_{spt} mediante la ecuación (33).

Luego, utilizando (30) se calculan las tensiones de corte cíclicas, para enseguida calcular la demanda sísmica en cada capa de suelo (CSR) empleando la ecuación (35). Mediante (38) se obtiene la razón de resistencia cíclica promedio (CRR) que representa la capacidad del suelo para resistir la licuación para un terremoto de magnitud $M_w=7,5$.

Como las curvas desarrolladas por Seed & Idriss (1985) para estimar el potencial de licuación fueron construidas en base a suelos granulares con porcentaje de finos menores al 30%, es necesario corregir para suelos con un porcentaje mayor de finos. Dicho esto, se calcula los factores α y β que influyen en el número de golpes (N_1)₆₀. Para lograr la corrección, se recurrió a las ecuaciones (40a), (40b), (40c), (41a), (41b) y (41c), corrigiendo así el número de golpes mediante la ecuación (39). Con esto, se recalcula la razón de resistencia cíclica promedio (CRR) debido a la influencia de los finos mediante (38).

Como se mencionó con anterioridad, las curvas propuestas por Seed & Idriss (1985) fueron desarrolladas para sismos de magnitud igual a $M_w=7.5$. Este trabajo busca evaluar una magnitud mayor, por tanto, se corrigió por magnitud de sismo utilizando la ecuación (43). Además, se corrigió por efecto de confinamiento y por inclinación del terreno, utilizando las figuras 2.48 y 2.49 respectivamente.

Capítulo IV. Resultados y Discusión

En esta sección se presentan los resultados obtenidos de ensayos de laboratorio e in situ, como las propiedades de los estratos y los parámetros utilizados para los distintos métodos de análisis. Además, se muestran los resultados de la evaluación de la estabilidad para los casos a corto y largo plazo, tanto para el caso estático y pseudoestático, con y sin geosintético de refuerzo. Se muestra la evaluación del potencial de licuación del terreno en la localidad Llico para un sismo de magnitud $M_w=8.8$ y una aceleración horizontal de 0.4 g y por último la discusión de estos resultados.

4.1. Ensayo SPT

La caracterización se realizó en base a una única prospección tal como se comentó anteriormente. El ensayo SPT fue realizado los días del 25 al 27 de Julio de 2016, encontrándose el nivel freático a los 1.6 m bajo el nivel terreno. La figura 4.1 y 4.2 muestran la variación en profundidad de la humedad y la gravedad específica, respectivamente. De la figura 4.3 se observa la variación del número de golpes N_{spt} medidos en terreno para cada estrato.

A continuación, se efectúa un breve resumen de los resultados obtenidos de cada uno de los estratos encontrados mediante el ensayo SPT, haciendo énfasis en los resultados de laboratorio mínimos para realizar la corrección del número de golpes entregados por el citado ensayo in situ.

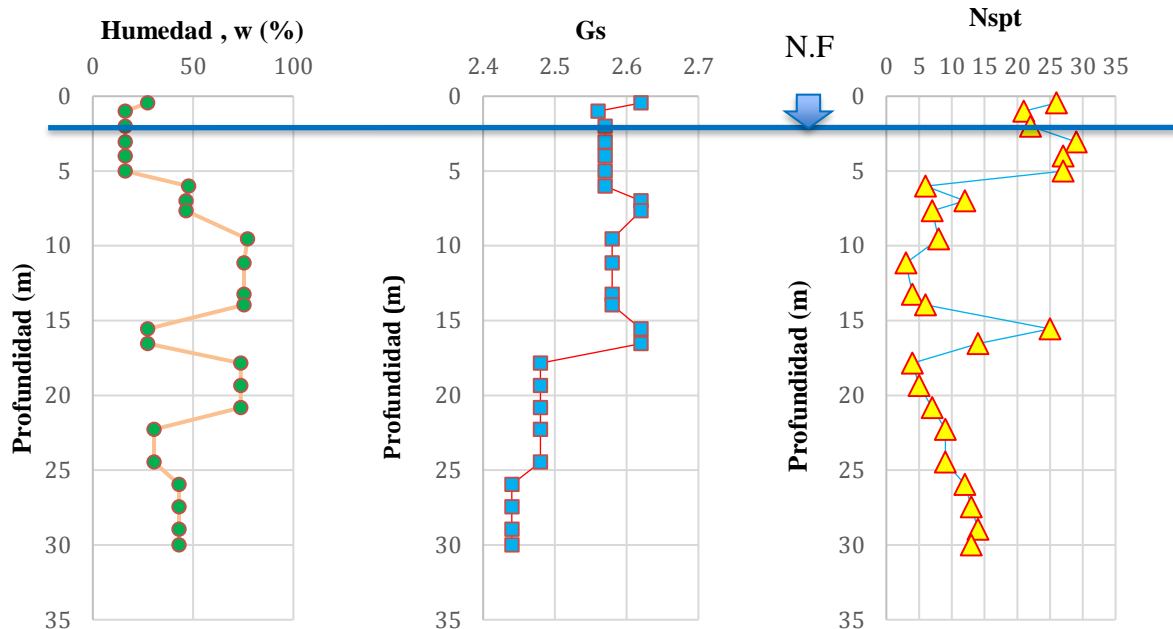


Figura 4.1: Gráfico humedad (%) en profundidad

Figura 4.2: Gráfico Gs en profundidad

Figura 4.3: Número de golpes medido vs profundidad

La Tabla 12 muestra los resultados medios obtenidos en el subsuelo en base al ensayo SPT. Los resultados obtenidos en el ensayo SPT y sus correspondientes ensayos de laboratorio se presentan en el anexo A. Se destaca que las tensiones fueron estimadas para cada punto de medición y no con los promedios mostrados en esta sección.

Tabla 12 Propiedades Promedio del ensayo SPT

Profundidad (m)		SPT (N_{medido})	#200 (%)	Gs	Humedad (%)	IP	UCSC
desde	hasta						
0	6	25	24	2,51	16	0	SM-SC
6	8	9	76	2,62	47	25	CH
8	15	7	97	2,58	77	35	MH
15	17	25	24	2,51	16	0	SM
17	22	5	94	2,48	74	38	CH
22	26	9	54	2,48	30	16	CL
26	30	14	90	2,44	43	36	CH

4.1.1. Tensiones

Como se mencionó anteriormente se necesitan las tensiones del suelo para la corrección del ensayo SPT. Para ello se asume una saturación del 100% de los suelos bajo el nivel freático y una saturación del 80% sobre éste. En base a lo anterior es posible obtener los pesos unitarios y las tensiones del suelo, las cuales se muestran en la figura 4.4 y 4.5 respectivamente.

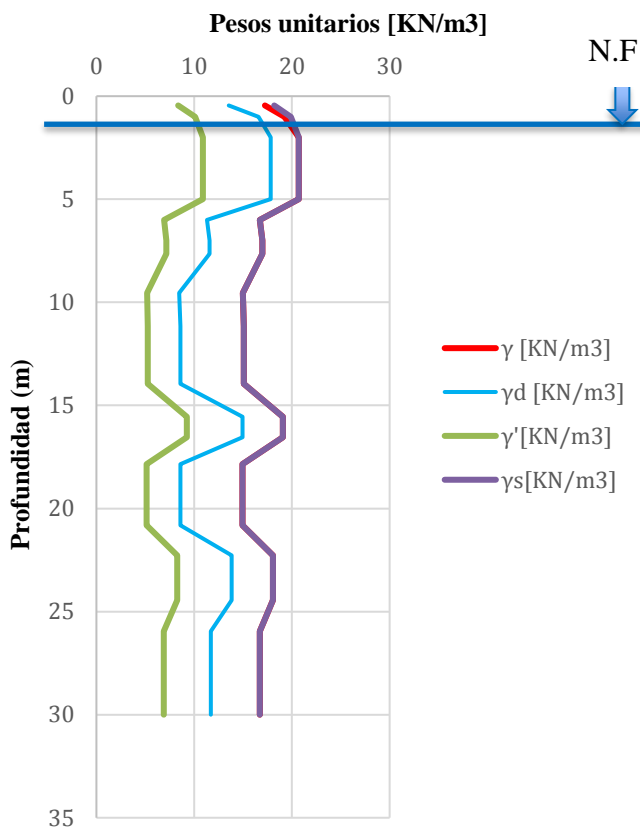


Figura 4.4: Pesos específicos según profundidad

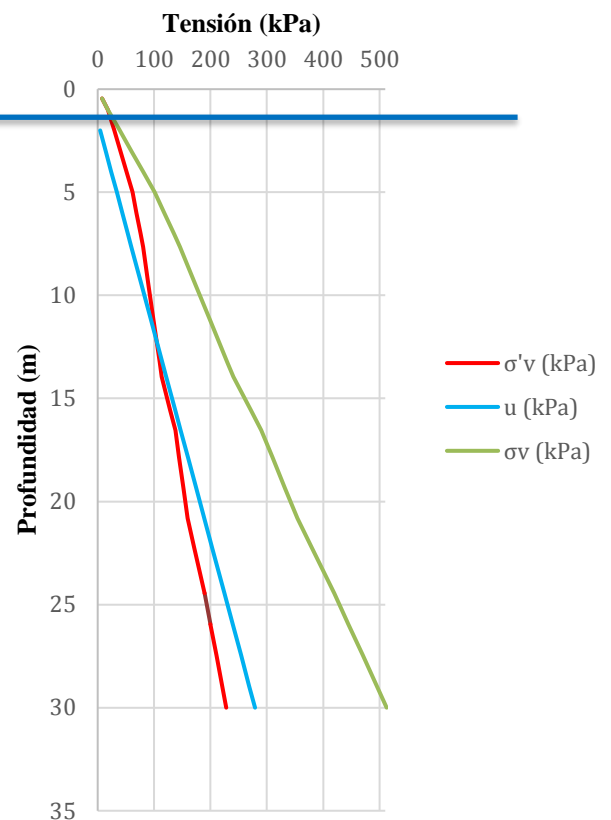


Figura 4.5: Presión efectiva, de poros y totales

De la Figura 4.4 se desprende que los pesos unitarios varían de acuerdo a la medición realizada en profundidad, además de mostrar gráficamente que el peso unitario natural es igual al saturado bajo el nivel freático debido a la saturación.

4.1.2. Correcciones del SPT

El ensayo SPT se realizó a una energía teórica del 60% y con un diámetro de perforación de 100 mm. Además, se corrigió por longitud de las barras y por confinamiento según lo propuesto por Youd et al. (2001).

La Figura 4.6 muestra como los factores de corrección varían con respecto a la profundidad y como implícitamente se desprende que cada uno de ellos aumenta o disminuye el número de golpes medido en terreno N_{spt} . Del factor de corrección por rigidez de las barras C_r , se observa que disminuye los valores de número de golpes medido (N_{spt}) hasta los 10 metros, sin generar un cambio bajo esta profundidad.

El factor por confinamiento C_N afecta el número de golpes medidos, aumentando su valor de forma casi logarítmica hasta aproximadamente los 10 metros y bajo estos, los disminuye. Los otros factores de corrección C_b , C_s y C_e , están representados por rectas las cuales son valores fijos que dependen del tipo de muestreador, perforación y energía, respectivamente, los cuales no varían con la profundidad.

Si bien se sabe que las mediciones de energía durante la realización del ensayo SPT presentan variaciones según la profundidad, generalmente se entrega una medición promedio de energía para el ensayo y no las mediciones por profundidad. En el caso de que se tengan todas las mediciones del ensayo, el factor de energía si variará con la profundidad, el C_e generaría un aumento de los números de golpes con la profundidad si las mediciones de energía son mayores a 60% y disminuciones si éstas son menores que el 60%.

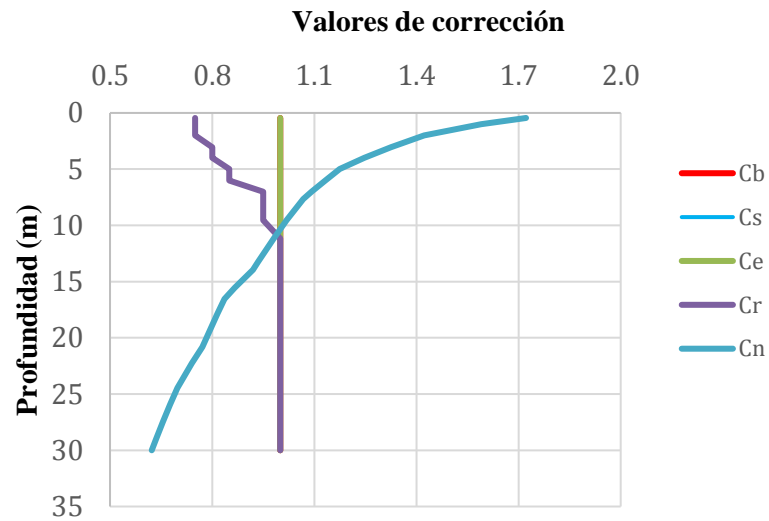


Figura 4.6: Variación de los Factores de Corrección del ensayo SPT según la profundidad

4.1.3. Parámetros geotécnicos del ensayo SPT

Realizadas las correcciones pertinentes al ensayo SPT, y obtenido el número de golpes normalizado $(N_1)_{60}$, se efectúan las correlaciones para los distintos suelos de la estratigrafía. Se estimaron las densidades relativas (DR) y ángulos de fricción interna (ϕ) de suelos granulares según lo propuesto por Skempton (1986) y Meyerhof (1959), respectivamente. Además, se estimaron los módulos de deformación (E) según lo propuesto por Denver (1982) para efectuar un análisis empleando los elementos finitos. Estos resultados se muestran en la Tabla 13 y en extenso en el Anexo B.

Tabla 13 Valores medios de los parámetros estimados en base a correlaciones del ensayo SPT.

USCS	E (Mpa)	DR %	ϕ°
SM	32	56	35
CH	20	-	-
MH	16	-	-
SM	32	56	35
CH	15	-	-
CL	21	-	-
CH	25	-	-

La densidad relativa (DR) se calculó solo con el fin de poder estimar los ángulos de fricción interna del suelo, no siendo necesaria como parámetros dentro de los softwares para los análisis de estabilidad. Igualmente, los ángulos de fricción estimados para la arena limosa (SM) se compararon con los utilizados en un estudio de estabilidad de terraplén presentado en el IX Congreso Chileno de Ingeniería geotécnica 2016 (Carrasco, 2016), encontrándose los mismos valores estimado en dicho estudio, el cual está basado en literatura especializada.

4.2. Ensayo CNC

El ensayo de compresión simple en suelos cohesivos se realizó según ASTM 2166 M-13. El estudio se basó en una muestra inalterada obtenida mediante tubo Shelby a una profundidad de 12,8 m. Tallada la probeta se obtuvo un diámetro promedio de 50 mm y una altura de 100 mm. La probeta cumple con la esbeltez indicada en la norma ($L/D = 2$). La velocidad de este ensayo se fijó en 1 mm/min hasta alcanzar los 15 mm de deformación axial.

La Figura 4.7 muestra el esfuerzo desviador aplicado hasta alcanzar el 15% de la deformación unitaria, obteniéndose una resistencia a la compresión simple igual a 24.6 kPa.

La Figura 4.8 muestra el círculo de Mohr del ensayo CNC del cual se observa gráficamente la resistencia al corte no drenada $C_u=12.3$ kPa. Los datos del ensayo se encuentran en el Anexo C. Finalizado el ensayo se obtuvo un porcentaje de humedad de 76% aproximadamente.

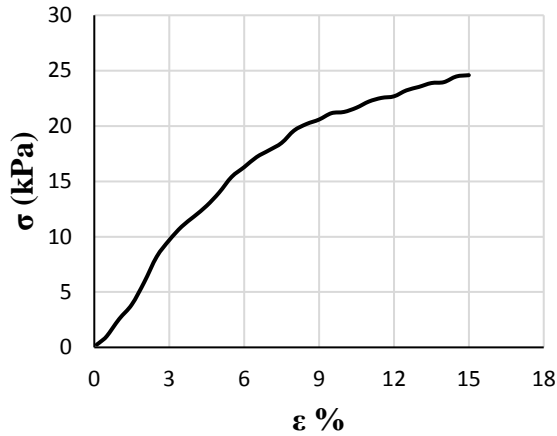


Figura 4.7: Gráfico esfuerzo desviador σ vs deformación unitaria (ϵ %), ensayo CNC.

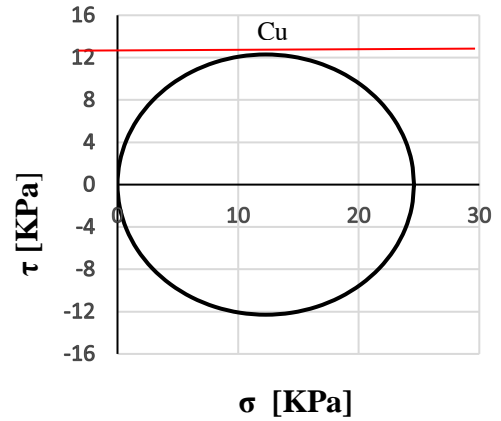


Figura 4.8: Círculo de Mohr ensayo CNC para el estrato de limo MH.



Figura 4.9: Probeta finalizado el ensayo CNC en suelos cohesivos.

En base los resultados del ensayo, la probeta presenta una densidad in situ o densidad húmeda de 1.498 gr/cm^3 y una densidad seca de 0.852 gr/cm^3 .

4.3. Triaxial UU

El ensayo Triaxial UU se realizó en base a la ASTM D2850-15, a una velocidad de 1%/min hasta alcanzar el 20% de la deformación axial. El suelo antes del ensayo presentó una humedad de aproximadamente el 76%. Se utilizó una presión de cámara σ_c de 50 kPa y durante el ensayo las válvulas permanecieron cerradas no permitiendo el drenaje de la probeta. La figura 4.10 muestra la variación del esfuerzo desviador con la deformación, mientras que la y 4.11 presenta el resultado del círculo de Mohr obtenido en el citado ensayo (datos del ensayo Anexo D).

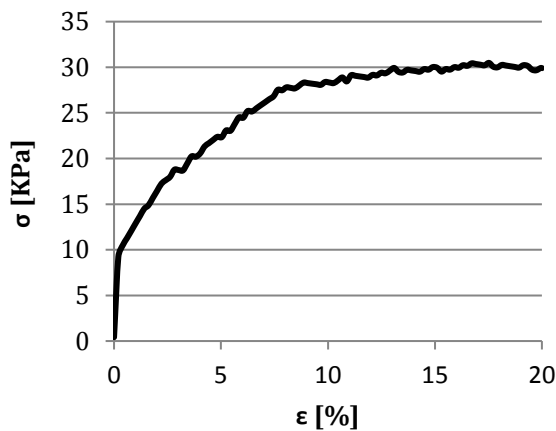


Figura 4.10: Gráfico esfuerzo desviador σ vs deformación unitaria ($\epsilon\%$), ensayo triaxial UU.

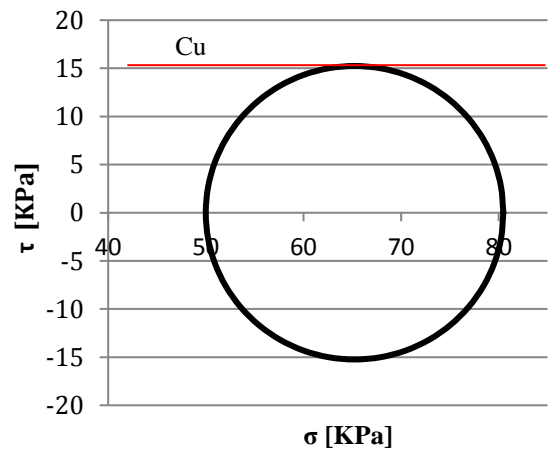


Figura 4.11: Círculo de Mohr ensayo triaxial UU, para el estrato de limo MH.

De la Figura 4.11 se desprende que la resistencia al corte no drenada del suelo ensayado (MH) para una deformación axial del 20% es igual a $C_u=15.24$ kPa, aunque para una deformación axial del 15% la probeta alcanza una resistencia no drenada $C_u=14.97$ kPa.



Figura 4.12: Probeta terminado el ensayo Triaxial UU.

Terminado el ensayo se determinó una humedad de 76%. Considerando este resultado se advierte que no existe variación importante del contenido de humedad, la que fue indicada anteriormente.

4.4. Análisis de estabilidad Global

Para los análisis de estabilidad global del relleno, a corto y largo plazo, se utilizaron los softwares GEOSTUDIO y GEO5 considerando los parámetros geotécnicos que se muestran en la Tabla 14 para la estratigrafía. Los estratos se consideraron horizontales en base al ensayo SPT indicado anteriormente en conjunto con la descripción en terreno, como se observa en las figuras 4.13 y 4.14.

Para los casos de análisis a corto plazo se utilizan comportamientos drenados para los suelos granulares y comportamientos no drenados para los suelos cohesivos, utilizándose los parámetros no drenados obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Tabla 14 Propiedades del suelo para el análisis a corto plazo (c) y largo plazo (L).

	γ (kN/m ³)	ϕ° (c)	ϕ° (L)	c (kPa)	E (Mpa)	v
Relleno	17	35	35	-	100	0.27
SM	19	35	35	-	32	0.30
CH	17	-	15	20	20	0.50
MH	15	-	10	15	16	0.35
SM	19	35	35	-	32	0.30
CH	15	-	15	20	15	0.50
CL	18	-	15	20	21	0.50
CH	17	-	15	20	25	0.50

Para el caso de los análisis en Slope/w mediante puntos de entrada y salida, se definió específicamente 50 puntos de entrada en una zona de 36 m y 50 puntos de salida en una zona de 30 m, con incremento en el número de radios de 50 (Figura 4.13). Con estos ajustes el software calculó 132.651 superficies de fallas distintas.

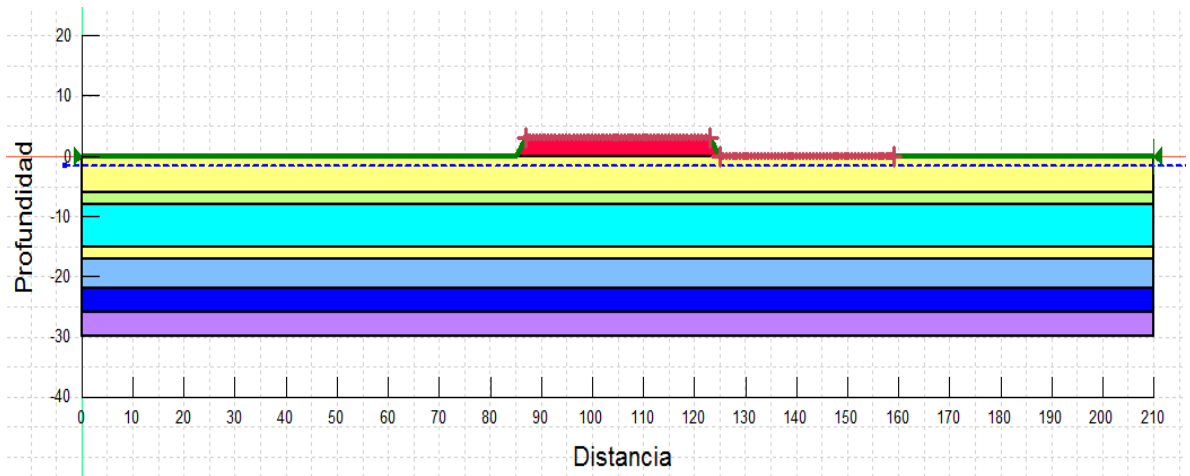


Figura 4.13: Modelo estudiado considerando la opción entrada y salida, para análisis global en Slope/w

Para los análisis mediante la opción de grilla y radios, se construyó una grilla aplicando números de incrementos de 50 en ambos ejes y el mismo número de incrementos para los radios, calculando el mismo número de fallas que el modelo anterior. La distribución de la grilla aplicada se expone en la Figura 4.14.

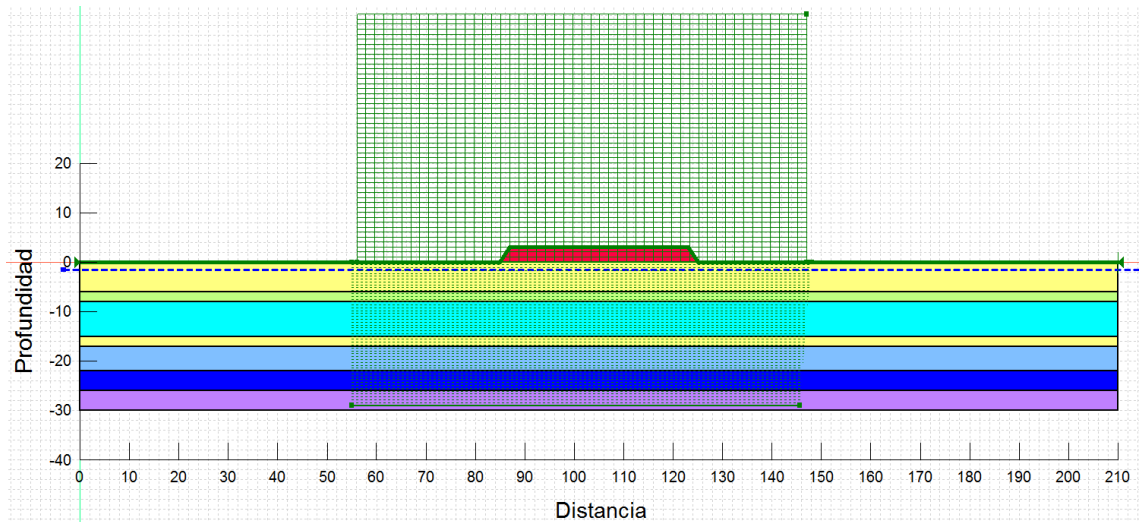


Figura 4.14: Modelo estudiado considerando la opción grilla y radio para análisis global en Slope/w.

4.4.1. Análisis estático sin refuerzo

El terreno adyacente al de estudio contiene un relleno de 1 m de espesor el cuál se separa a 5 m del relleno a diseñar. En caso de originarse una superficie de falla que afecte al terreno vecino, el relleno existente aporta al deslizamiento, por esto, para los análisis estáticos se utilizó el estado más desfavorable, el cual no incluyó el relleno existente.

Slope/w: Análisis a corto plazo

Para el análisis estático de estabilidad global mediante el método de Equilibrio Límite de Morgenstern & Price (1965) en el software Slope/w, se determinó un factor de seguridad para dos opciones, de entrada y salida, y, de grillas y radios.

La superficie de falla más desfavorable se encuentra a los 120.84 m como punto de entrada y a los 126.36 m como punto de salida, con un radio aproximado de 3.83 m, encontrándose su centro en el punto (124.65, 3.42) según la geometría de análisis, convergiendo solo 88.965 superficies de fallas las cuales se distribuyen y aprecian en la Figura 4.15. Asimismo, presenta un momento resistente de 379.58 kNm y un momento solicitante de 240 kNm. Las fuerzas resistentes son de 84.776 kN y las solicitantes de 53.591 kN, dando como factor de seguridad de fuerzas y momentos de 1.582. Los colores de las distintas superficies de deslizamiento representan la diferencia que existe entre los factores de seguridad, variando en un rango de 0.5 por color. Así el color naranja representa un rango que va desde los [2.5-3.0], siendo el más bajo el color rojo que se encuentra en el rango [1.5-2.0] como se puede apreciar en la Figura 4.15.

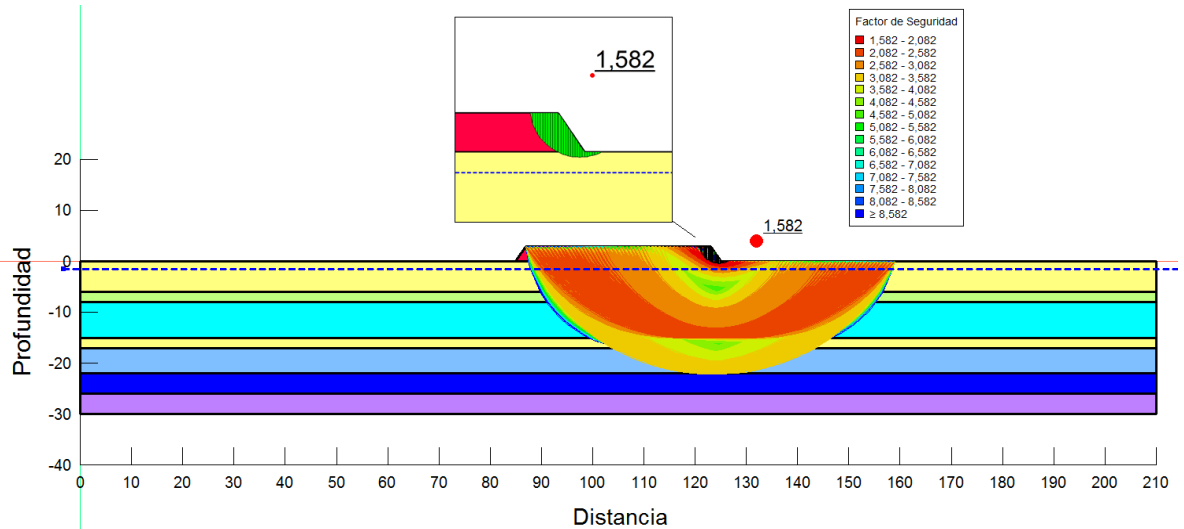


Figura 4.15: Estabilidad Global de relleno en terraplén mediante el método riguroso de Morgenstern & Price (1965) en Slope/w.

Para el análisis de grilla y radios, convergiendo solo 37.658 superficies de falla como se aprecia en la Figura 4.16, donde la superficie de falla más desfavorable se encuentra en los 120.68 m con punto de entrada y a los 127.4 m con punto de salida, con un radio aproximado de 4.59 m, encontrándose su centro en el punto (125.16, 4.011) según la geometría de análisis. La superficie de deslizamiento presenta momentos resistentes de 514.854 kNm y solicitantes de 313.723 kNm. Las fuerzas resistentes son de 95.989 kN y las solicitantes de 58.461 kN, generando como resultado un factor de seguridad (FS) de fuerzas y momentos de 1.641.

Al igual que la configuración, los colores de las distintitas superficies de deslizamiento representan la diferencia que existe entre los factores de seguridad, variando en un rango de 0.5 por color. Así el color naranja representa un rango que va desde los [2.6-3.1] en la nube de puntos y en las superficies de deslizamiento, siendo el más bajo el color rojo que se encuentra en el rango [1.6-2.1] como se puede apreciar en el zoom de la Figura 4.16, cuya nube contiene todos los factores que se encuentran dentro del rango mencionado.

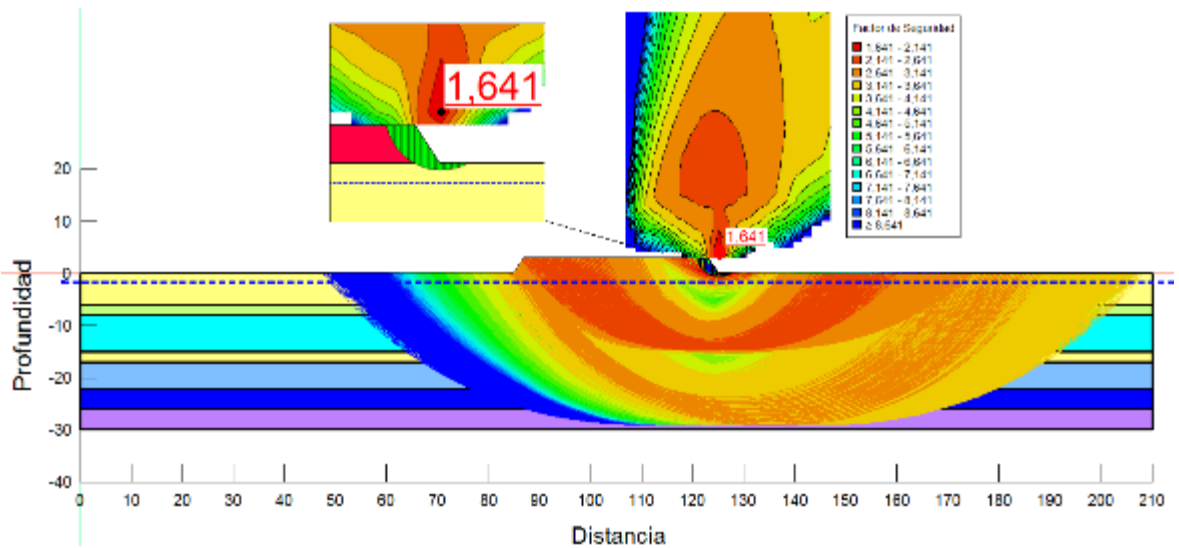


Figura 4.16: Estabilidad Global de relleno en terraplén mediante el método riguroso de Morgenstern & Price (1965) con la opción grillas y radios de Slope/w.

Para el análisis estático de estabilidad global mediante el método de Equilibrio Límite de Spencer (1967) en el software Slope/w, se utilizaron las mismas configuraciones que con el método de Morgenstern & Price (1965) para las opciones de entrada y salida, y, de grillas y radios, calculándose el mismo número de fallas.

En el caso de la opción entrada y salida, convergieron 88.877 superficies de deslizamiento las cuales se distribuyen y aprecian en la Figura 7.1 (Anexo G) de los anexos correspondientes a los análisis de estabilidad global. La superficie de falla más desfavorable presentó 378.482 kNm de momentos resistentes y 240 kNm de momentos solicitantes. Además, las fuerzas resistentes se estimaron en 84.698 kN y las fuerzas solicitantes en 53.695 kN, dando como factor de seguridad (FS) de fuerzas y momentos de 1.577. La superficie de deslizamiento tiene un peso de 144.785 kN, con el punto de entrada a los 120.84 m y el de salida a los 126.36 m, con un radio aproximado de 3.83 m centrado en el punto (124.64, 3.42).

Para el caso de grillas y radios, convergieron 37.981 superficies de falla, donde la superficie de falla más desfavorable tiene el punto de entrada en los 120.682 m y a los 127.394 m como punto de salida, con un radio aproximado de 4.59 m, encontrándose su centro en el punto (125.16, 4.011) como se observa en la Figura 7.2, según la geometría de análisis. La superficie de falla presenta momentos resistentes de 514.122 kNm y solicitantes de 313.722 kNm. Las fuerzas resistentes son de 95.962 kN y las solicitantes de 58.563 kN, generando un factor de seguridad de fuerzas y momentos de 1.639.

Para ambas opciones de medición de la superficie de deslizamiento, entrada y salida, grilla y radios, y para ambos Métodos de Equilibrio Límite (Morgenstern & Price y Spencer), el software Slope/w calculó 132.651 superficies de falla convergiendo solo un porcentaje de ellas. En el caso de Morgenstern & Price (1965), en la opción de entrada y salida, convergieron solo un 67.06% de las superficies de fallas y un 28.38% en la opción de grilla y radios. Para el método de Spencer (1967) convergieron un 67% de las superficies de falla en la opción de entrada y salida, y un 28.63 % en el caso de grillas y radios.

La respuesta a esto se debe a que los métodos rigurosos en Slope/w deben presentar los mismos factores de seguridad para momentos y fuerzas, para entregar una superficie de falla convergente, en caso contrario, el programa no muestra estas superficies entregando error en la superficie analizada, como se aprecia en la Figura 4.17.

Núm deslizamiento	F de S	Centro X	Centro Y	Radios	Detalles
132.275	E980	139,56	11,324	18,...	Error 980: Se ha excedido la diferencia tolerable entre los factores de seguridad
132.234	E980	138,79	6,7356	16,23	Error 980: Se ha excedido la diferencia tolerable entre los factores de seguridad
132.233	E980	138,83	7,1102	16,...	Error 980: Se ha excedido la diferencia tolerable entre los factores de seguridad

Figura 4.17: Ejemplo de no convergencia de las superficies deslizantes en los análisis de estabilidad Global del terraplén.

GEO5, Estabilidad de Taludes: Análisis a Corto plazo

La estabilidad global del relleno a corto plazo se realizó mediante la optimización de la fase estabilidad de taludes de GEO5, donde se escoge los métodos de Equilibrio Límite de Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967). Esta optimización permite encontrar automáticamente la superficie de deslizamiento más desfavorable, mediante un cálculo extremadamente rápido a diferencia de la fase Slope/w de GEOSTUDIO.

El factor de seguridad calculado para la superficie más desfavorable por el Método de Morgenstern & Price (1965), se estimó como 1.63. La superficie de deslizamiento es circular con radio de 3.83 m y centro en el punto (124.74,3.30) como se aprecia en la Figura 4.18. De la Figura 4.19 se observa la superficie de falla más desfavorable estimada por el Método de Spencer (1967) entregando un factor de seguridad de 1.62. La superficie de deslizamiento se estimó con una radio de 3.85 m con centro en el punto (124.64, 3.40).

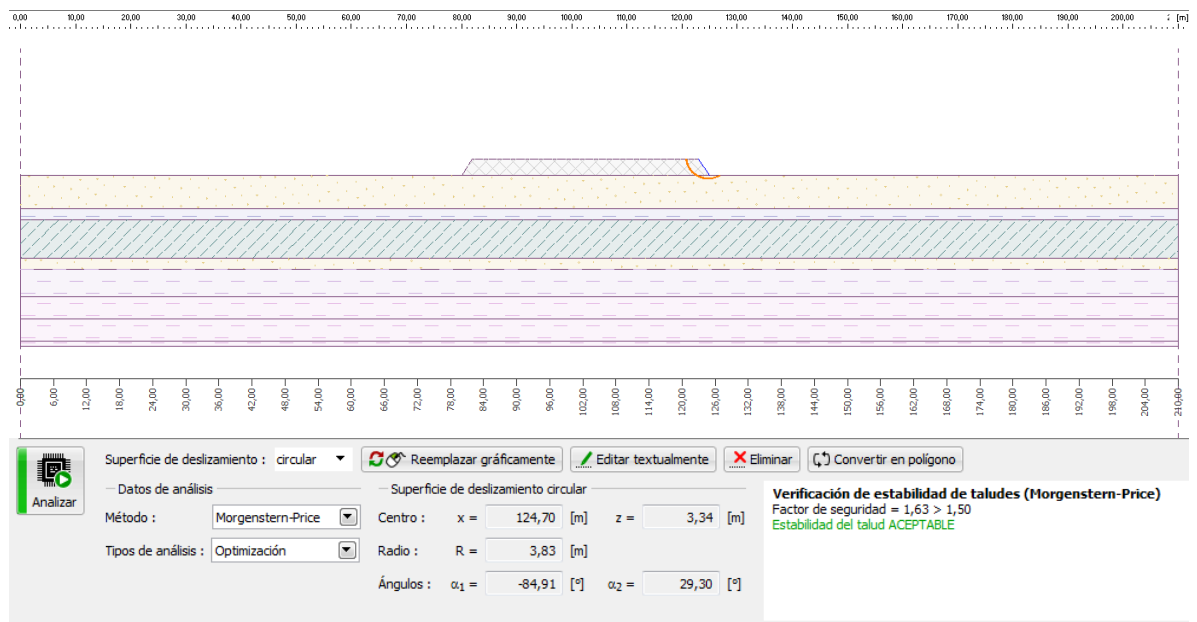


Figura 4.18: Análisis estático con Morgenstern & Price (1965) en GEO5.

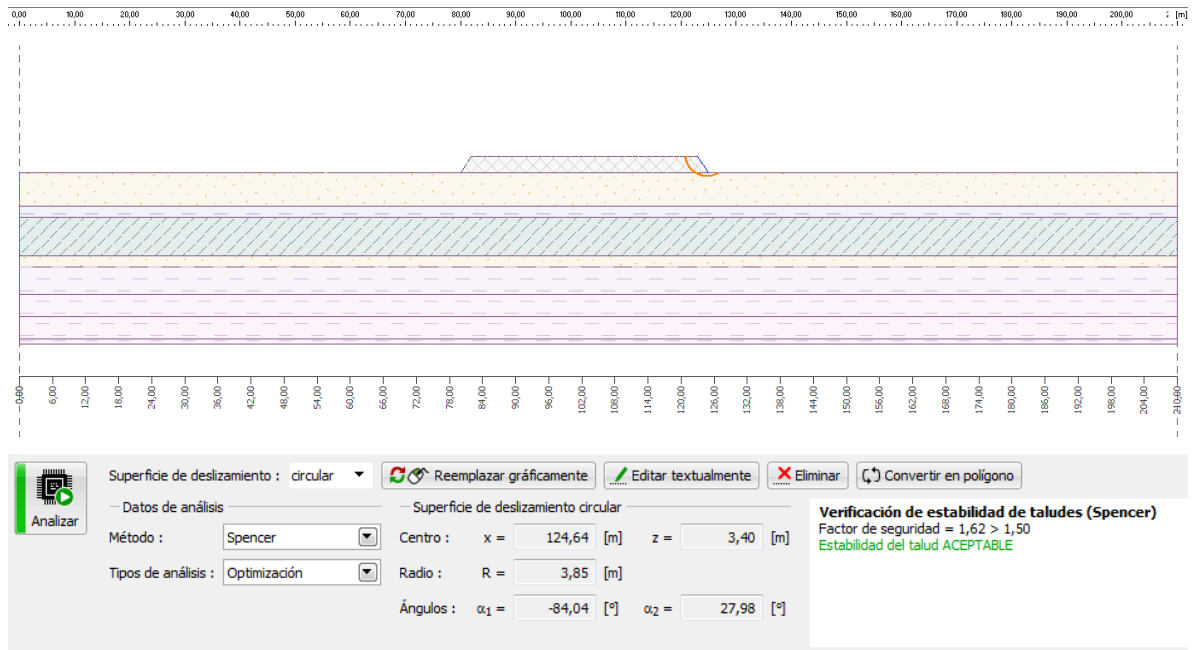


Figura 4.19: Análisis estático con Spencer (1967) en GEO5.

Sigma/w en Slope/W (Límite mejorado): Análisis a corto plazo

Para los elementos finitos en Sigma/w se realizó el cálculo utilizando un tamaño global del mallado de 0.5 m, creando una malla con 25.660 elementos y 26.141 nodos, Las condiciones de contorno o borde en los costados de la geometría son fijos en “x” y para la parte inferior fija en ambos ejes “x” e “y” como se aprecia en la Figura 4.20.

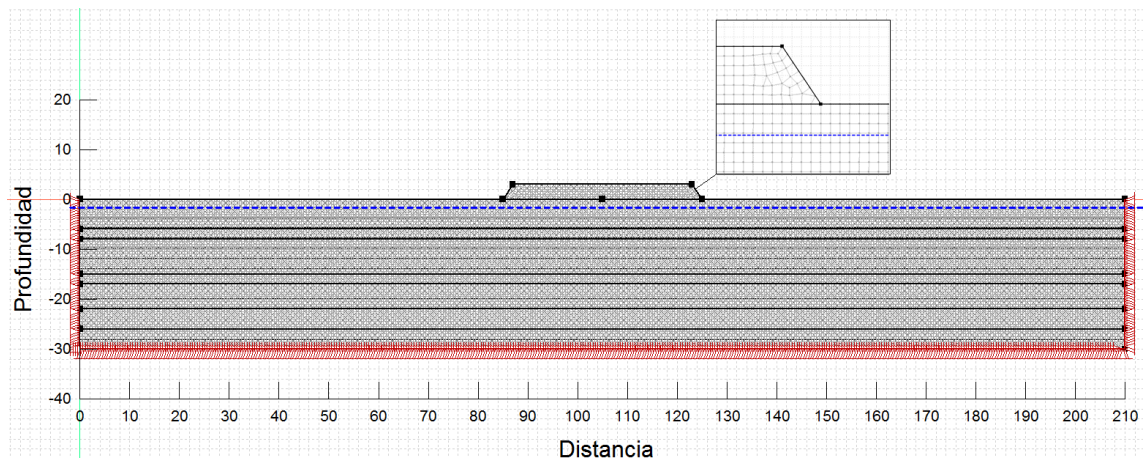


Figura 4.20: Condiciones de borde y mallado de los elementos finitos en Sigma/w.

Para poder llevar a cabo la estimación del factor de seguridad mediante este método, es necesario calcular primero los esfuerzos en estado in situ del terreno siendo este estado el factor de seguridad del Límite mejorado. Luego la redistribución se basa en calcular los nuevos esfuerzos según los estimados en la etapa anterior, para luego aplicar el cálculo del factor de seguridad en base a estos nuevos esfuerzos obtenidos del análisis de elementos finitos. Para cada redistribución se estima el factor de seguridad en base a los factores de reducción hasta alcanzar un valor de F.S menor a 1. La Tabla 15 muestra los factores de reducción utilizados y los factores de seguridad encontrado en el análisis de redistribución de esfuerzos.

Tabla 15 Parámetros de resistencia reducidos y factores de seguridad obtenidos.

	SM- Relleno		MH	CH, CL	
FRS	tg (35°)	φ°	c (kPa)	c (kPa)	FS
1,000	0,7002	35,0	15,0	20,0	1,717
1,200	0,5835	30,3	12,50	16,67	1,439
1,400	0,5001	26,6	8,93	11,90	1,330
1,600	0,4376	23,6	5,58	7,44	1,176
1,720	0,4119	22,4	3,28	4,38	0,836

Para un modelo elasto-plástico con los parámetros que se presentan en la Tabla 14, el estado inicial del terreno (in situ) presenta un factor de seguridad contra el deslizamiento igual a 1.717 como se expone en la Figura 4.21. La superficie de falla tiene un peso de 151.6 kN, con un radio de 4.22 m aproximadamente y centro en el punto (128,5). Presenta fuerzas de corte resistentes iguales a 110.86 kN y fuerzas movilizadas de 64.57 kN.

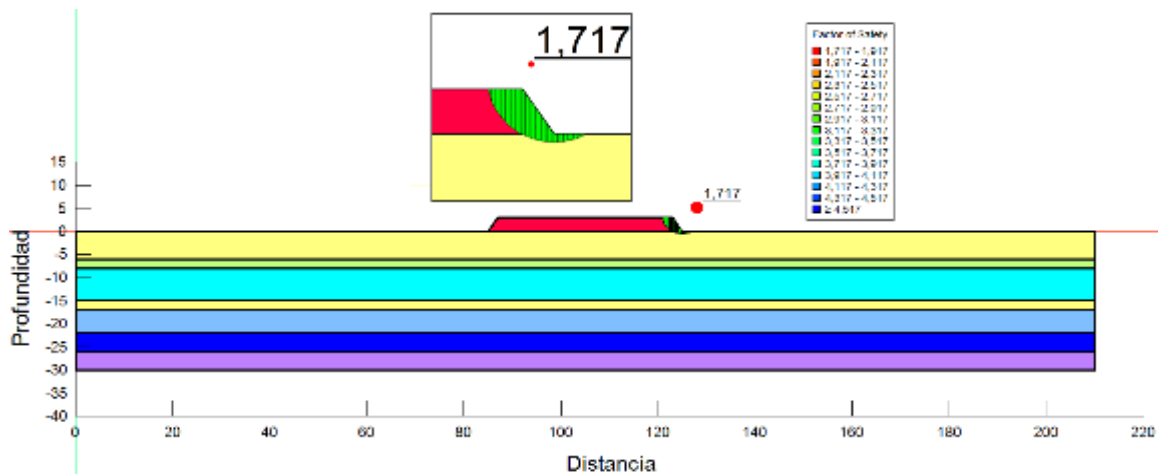


Figura 4.21: Análisis estático basado en los esfuerzos entregados por Sigma/w estado in situ o inicial.

De la Figura 4.22 se observa el factor de seguridad (FS) obtenido mediante el método límite mejorado (LM), donde se aprecia que el valor FS varía en toda la superficie de deslizamiento, a diferencia del MEL donde el factor de seguridad no cambia con la posición a través de la superficie de deslizamiento, siendo el mismo para cada dovela.

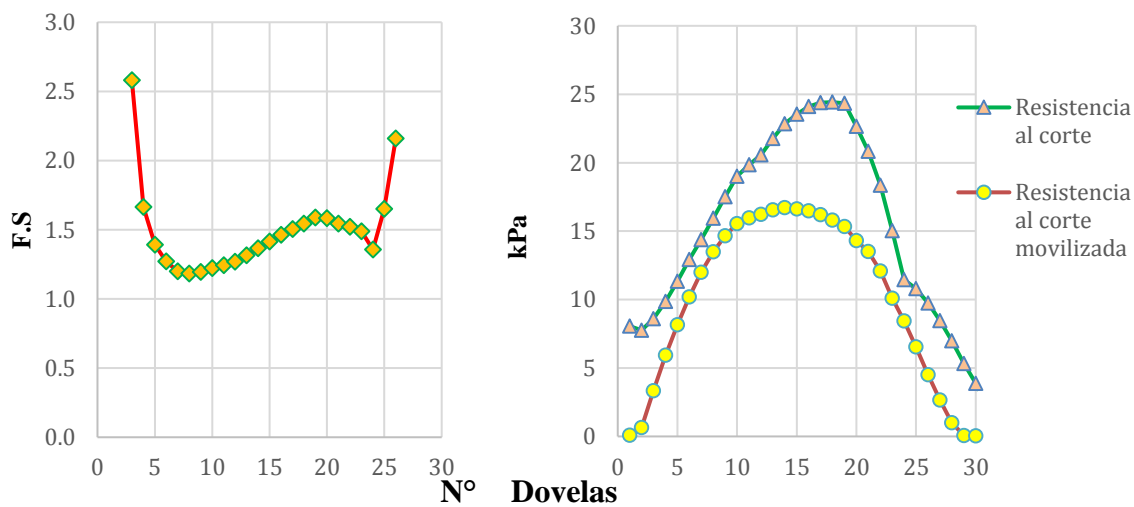


Figura 4.22 : a) Factor de seguridad y b) resistencia al corte disponible y movilizada, para cada dovela de la superficie de falla en estado inicial de esfuerzos.

Slope/w: Análisis a largo plazo

En el análisis a largo plazo se aumentó el ángulo de fricción de los suelos cohesivos como se muestra en la Tabla 14, con esto se asume un comportamiento drenado de todos los suelos. Para los MEL con Morgenstern & Price (1965) se obtuvo la misma superficie de falla obtenida para el análisis a corto plazo con un valor de FS iguales a 1.582 para puntos de entrada y salida y 1.641 para grillas y radios. Spencer (1967) presenta FS iguales a 1.577 para puntos de entradas y salida, y 1.639 para grillas y radios.

GEO5, Estabilidad de Taludes: Análisis a Largo plazo

Para el método de Morgenstern & Price (1965) se obtuvo la misma superficie de falla obtenida para el análisis a corto plazo con un valor de FS igual a 1.63. Lo mismo ocurrió en el análisis de estabilidad por el método de Spencer (1967) que presenta un FS igual a 1.62.

Sigma/w en Slope/W (Límite mejorado): Análisis a largo plazo

El análisis a largo plazo presenta el mismo valor del factor de seguridad al igual que los anteriores métodos, con un FS igual a 1.717.

4.4.2. Análisis estático con refuerzo

Para el análisis estático con refuerzo, se analiza la estabilidad global del relleno añadiendo una geogrilla o geomalla Tensar BX6100 cuya tensión última es de 170 kN/m (Anexo E), la cual al ser disminuida por los factores de reducción propuestos por Koerner (2005), se tiene la resistencia a la tracción R_t igual a 35 kN/m, parámetro necesario para el análisis de estabilidad global.

Slope/w: Análisis a corto plazo

De manera de observar cómo afecta el refuerzo a la estabilidad de la superficie de deslizamiento, se utilizan las mismas fallas producidas en el análisis estático para ambos softwares geotécnicos. Posicionado el refuerzo, con las características mencionadas anteriormente bajo el terraplén, se calculó el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento más desfavorable para los métodos de Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967).

Para el análisis con el método de Morgenstern & Price (1965), la Figura 4.23 muestra la superficie de falla obtenida en el análisis de entrada y salida, entregando un factor de seguridad igual a 3.865. De la Figura 4.24 se observa el factor de seguridad obtenido luego del análisis de estabilidad mediante la opción de grillas y radios para el mismo método, proporcionando un factor de seguridad contra el deslizamiento de 3.669.

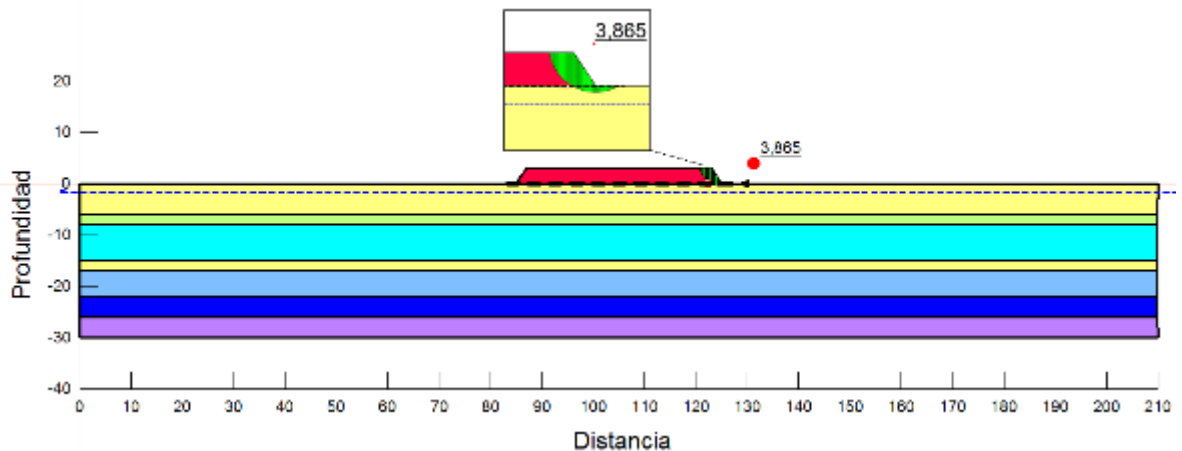


Figura 4.23: Estabilidad Global de relleno en terraplén reforzado con geomalla, mediante el método riguroso de Morgenstern & Price (1965) con la opción entrada y salida de Slope/w.

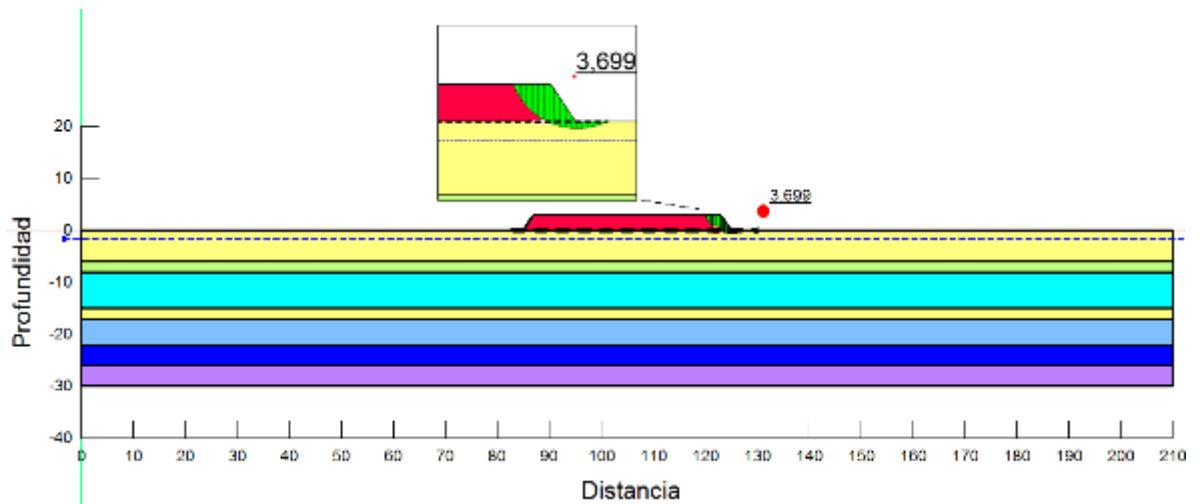


Figura 4.24: Estabilidad Global de relleno en terraplén reforzado con geomalla, mediante el método riguroso de Morgenstern & Price (1965) con la opción Grilla y radios de Slope/w.

Para el Método de Spencer (1967) (Figura 7.3-Anexo G) revela la superficie de falla obtenida en el análisis de entrada y salida, entregando un factor de seguridad igual a 3.844. La Figura 7.4 (Anexo G) expone el factor de seguridad obtenido luego del análisis de estabilidad mediante la opción de grillas y radios para el mismo método, proporcionando un factor de seguridad contra el deslizamiento de 3.691.

Es posible observar en todas las superficies de deslizamiento reforzadas que entrega Slope/w, una fracción del refuerzo en marcada de un rectángulo atrás de la falla circular como se aprecia en la Figura 4.25. Estos efectos visuales indican la longitud de anclaje requerida del refuerzo para la cual el refuerzo está completamente tensionado y alcanzar el valor R_t .

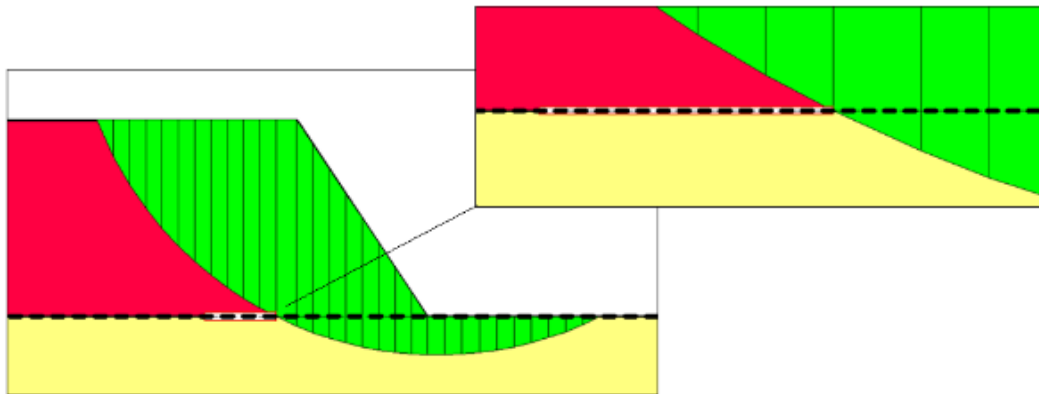


Figura 4.25: Deslizamiento más desfavorable para el terraplén reforzado con geomalla y longitud requerida del refuerzo.

GEO5, Estabilidad de Taludes corto plazo

Se ingresó el refuerzo bajo el terraplén con las características que se observan en la Figura 7.5 (Anexos G) y al igual que en Slope/w, se tomaron las mismas superficies de deslizamiento obtenidas del análisis estático. Como se aprecia en las figuras 4.26 y 4.27, los factores de seguridad para las superficies de deslizamiento aumentaron de forma considerable, entregando valores de F.S iguales a 3.7 y 3.74 para los métodos de Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967) respectivamente.

El análisis de capacidad portante del refuerzo se basa en el cálculo de una fuerza de extracción de refuerzo F que está dado por la siguiente ecuación:

$$F = 2\sigma \tan(\phi) C * l$$

donde:

L: es el largo del refuerzo detrás de la superficie de deslizamiento.

σ : Tensión normal debido al peso propio en la interacción de la malla y la superficie de deslizamiento.

C: Coeficiente de interacción por defecto 0.8, intervalo [0.5-1.0]

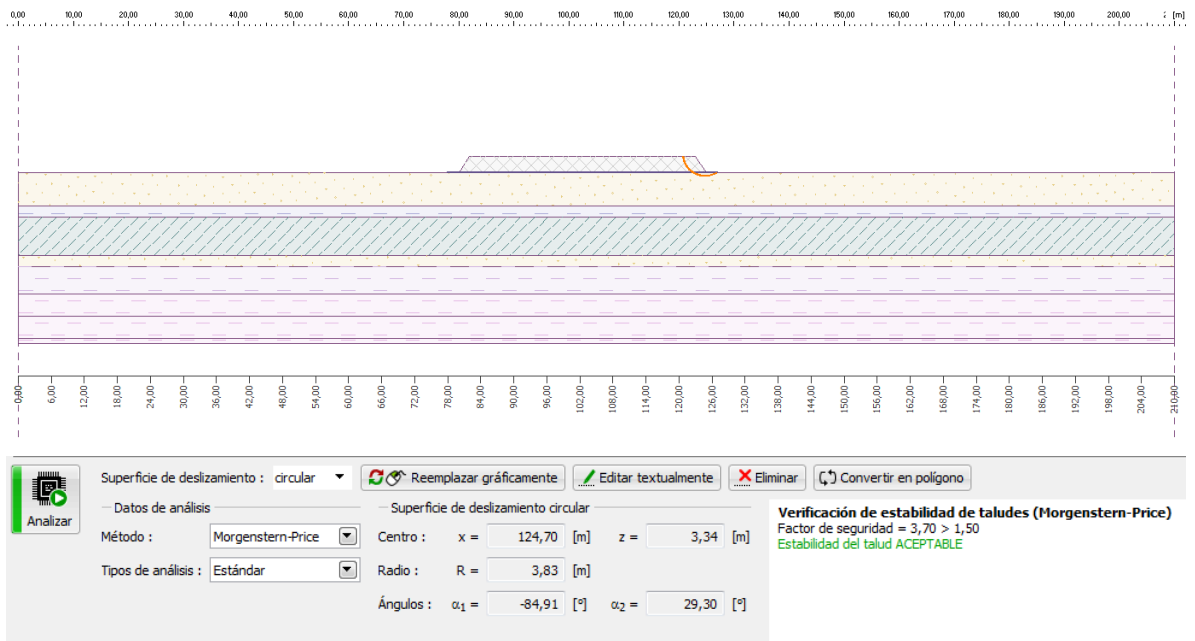


Figura 4.26: Análisis estático con refuerzo mediante el método Morgenstern & Price (1965) en GEO5.

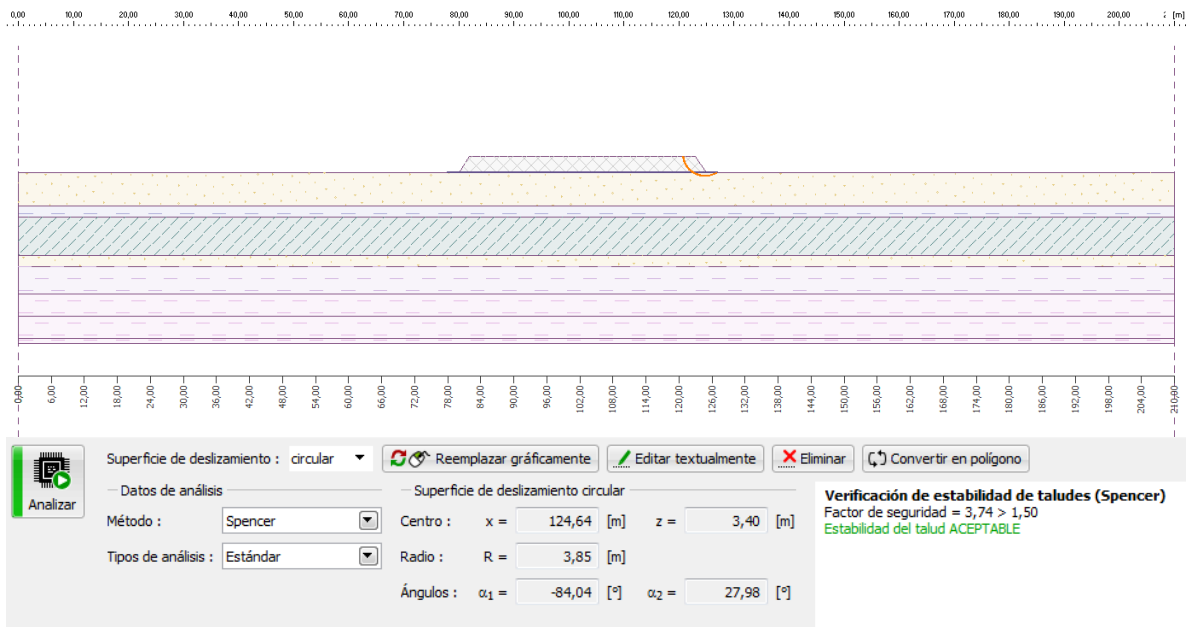


Figura 4.27: Análisis estático con refuerzo mediante el método Spencer (1967) en GEO5.

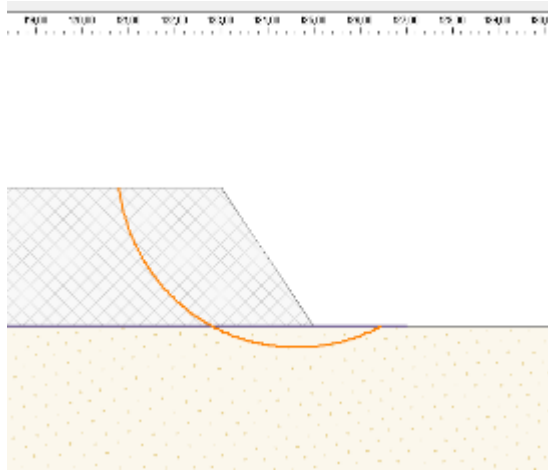


Figura 4.28: Zoom de la superficie de falla reforzada con la malla biaxial en GEO5.

Tabla 16 Factores de seguridad para el análisis de estabilidad global estática.

	Sin refuerzo			
Sigma/w	1.717			
	Morgenstern & Price (1965)		Spencer (1967)	
	Corto plazo	Largo plazo	Corto plazo	Largo plazo
Slope/W (EyS)	1.582		1.577	
Slope/W (GyR)	1.644		1.639	
GEO5	1.630		1.620	
	Con refuerzo			
Slope/W (EyS)	3.865		3.844	
Slope/W (GyR)	3.699		3.691	
GEO5	3.700		3.740	

4.4.3. Análisis Pseudoestático sin refuerzo

En el análisis pseudoestático se analiza la estabilidad global del relleno considerando un coeficiente de aceleración horizontal $k_h = 0.2 g$.

Slope/w: Análisis a Corto plazo

Para el análisis pseudoestático de estabilidad global mediante Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967) en el software Slope/w, se determinó un factor de seguridad para las opciones de entrada y salida, y, de grilla y radios. La geometría es la misma utilizada en el caso estático y la misma configuración en el caso de los puntos de entrada y salida, como el tamaño de la grilla y radios.

En el caso de Morgenstern & Price (1965) se obtuvo un factor de seguridad de 0.790 y 0.739 para el caso de entrada-salida (ver Figura 4.29) y grilla-radio (ver Figura 4.30), respectivamente. En la Figura 4.30 el factor de seguridad queda en el borde superior de la grilla, por lo que se puede inferir que el centro podría encontrarse más arriba de ésta.

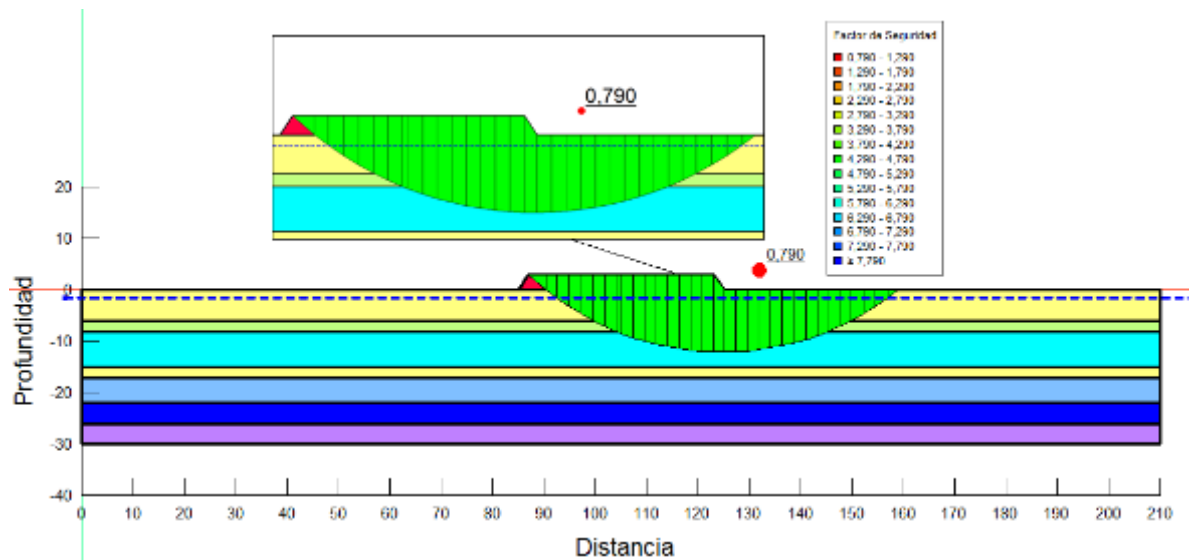


Figura 4.29: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Morgenstern & Price (1965), para entrada y salida.

De hecho, el factor de seguridad puede disminuir aún más, ya que este debe quedar encerrado por una nube de puntos (Manual Slope/w, 2015). Incluso es posible de observar dos áreas diferentes de contornos de factor de seguridad (identificados por los distintos colores). La primer área -y más grande- se observa a la derecha de la figura 4.31 que contiene el factor de seguridad menor obtenido en el análisis, mientras que la segunda, a la izquierda en menor tamaño.

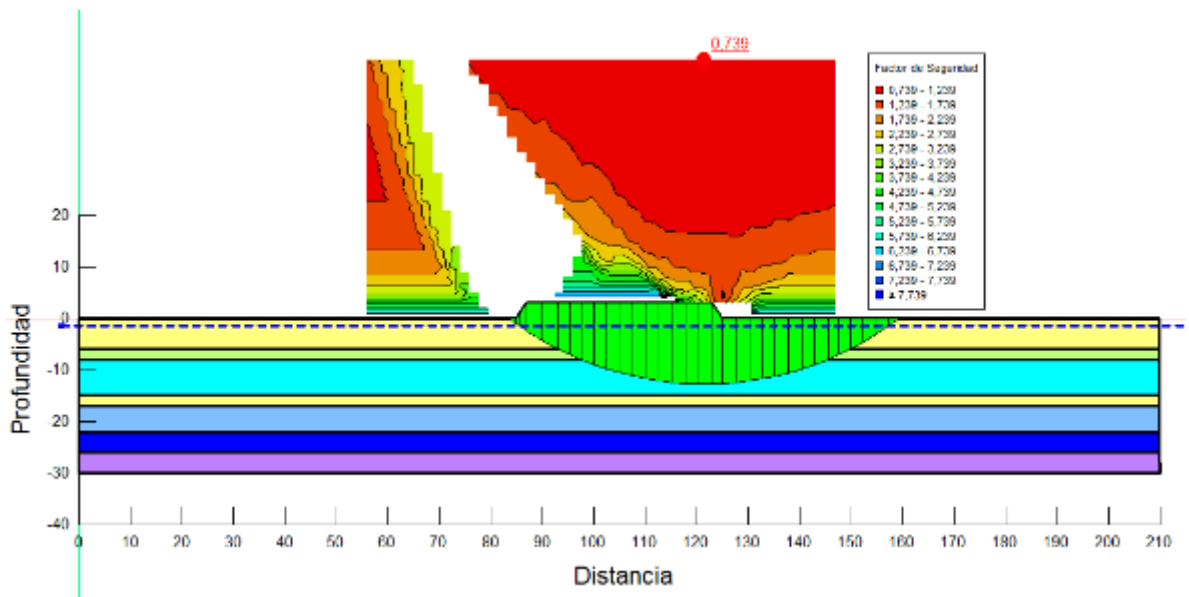


Figura 4.30: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Morgenstern & Price (1965), para grillas y radios.

En caso de emplear el modelo de Spencer (1967), con la opción entrada-salida, se alcanzó un factor de seguridad igual a 0.807, mientras que con el de grilla -radio se obtuvo un valor de 0.757. Al igual que en el modelo de Morgenstern & Price (1965), se denota la misma característica anterior en el cual el centro del círculo más desfavorable queda en el borde superior de la grilla (ver anexo G).

De forma de encontrar el FS mínimo del análisis pseudoestático se aumentó el tamaño de la grilla para observar si el éste se encierra por los contornos. Analizando un ancho de

500 metros y radios con altura máxima de 1000 m. Como se aprecia en la Figura 4.31 se observó que el FS siempre se encuentra en el límite superior de la grilla, volviéndose cada vez más extensa la longitud de la superficie de falla, haciendo que ésta se vuelva más profunda.

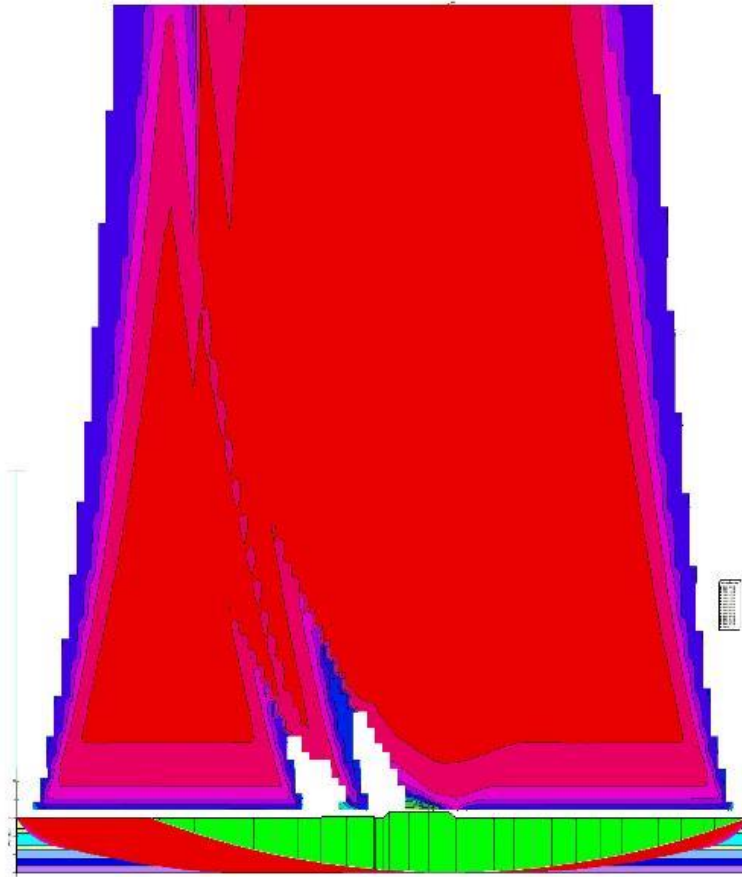


Figura 4.31: Análisis de grilla y radios extendida para el caso pseudoestático.

Para verificar como afecta el ancho de análisis en el factor de seguridad pseudoestático, se realizaron cálculos de factor de seguridad para distintos anchos de análisis de puntos de entrada y salida, realizando mediciones con entradas de puntos más extendida, específicamente comenzando con 20 m de ancho de análisis, contenidos en el eje de las abscisas (eje de distancia) situado de los 95 a los 105 m según la geometría estipulada. Cada ancho de análisis a estudiar se aumentó en 10 m con respecto a la anterior, aumentando 5 m por lado (5 m lado izquierdo y 5 m lado derecho). Se realizó un nuevo

esquema del terreno debido a que como se aprecia en las figuras 4.35, 4.36, 7.6 y 7.7, las fallas tienden a ir a los extremos del ancho de análisis donde podría influir en el relleno del terreno adyacente. La Figura 4.31 muestra el nuevo esquema utilizado para los casos pseudoestáticos, en la cual se observan ambos rellenos, el existente y el proyectado.

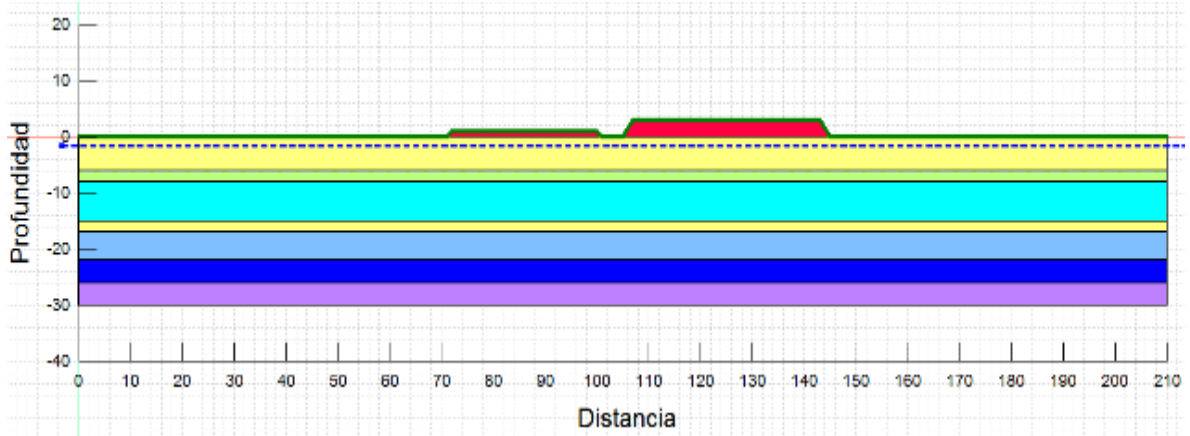


Figura 4.32: Perfil transversal en estudio.

Se calcularon 18 anchos de análisis distintos, cada una de ellos aumentando en 10 m su ancho con respecto al anterior. A partir de los resultados se observó que las superficies de falla son distintas para cada uno de los análisis. Más aún, éstas se incrementaban en ancho y profundidad y por ende también se reducía su factor de seguridad. Aunque los valores de los FS tienden a estabilizarse luego de los 120 m, éstos siguen decayendo a medida que aumenta el ancho de análisis como se aprecia en la Figura 4.32.

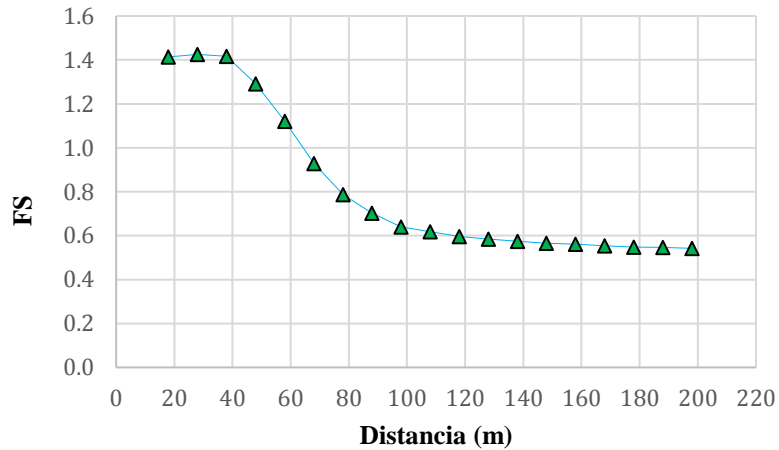


Figura 4.33: Factores de seguridad según el ancho de análisis.

GEO5, Estabilidad de Taludes: Análisis a corto plazo

Para el análisis pseudoestático a corto plazo se realizó la optimización de la fase estabilidad de taludes de GEO5, donde se escoge los métodos de Equilibrio Límite de Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967). La optimización permite encontrar de manera rápida y automática el valor del FS más bajo correspondiendo está a la superficie de falla más desfavorable, donde ocurre el mismo problema que en Slope/w, la falla tiende a ir al límite del ancho de la geometría de análisis como se observa en las figuras 4.33 y 4.34. Para el caso de Spencer (1967) el FS para una superficie de 200 m es igual a 0.54 y Morgenstern & Price (1965) un FS igual a 0.52.

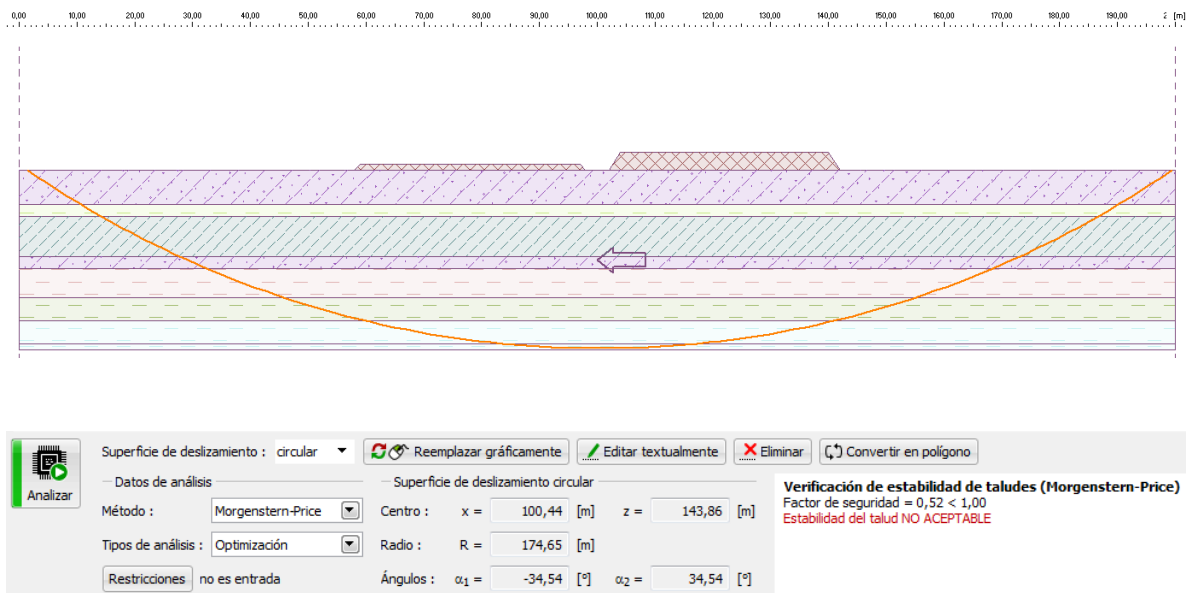


Figura 4.34: Análisis Pseudoestático sin refuerzo para Morgenstern & Price (1965).

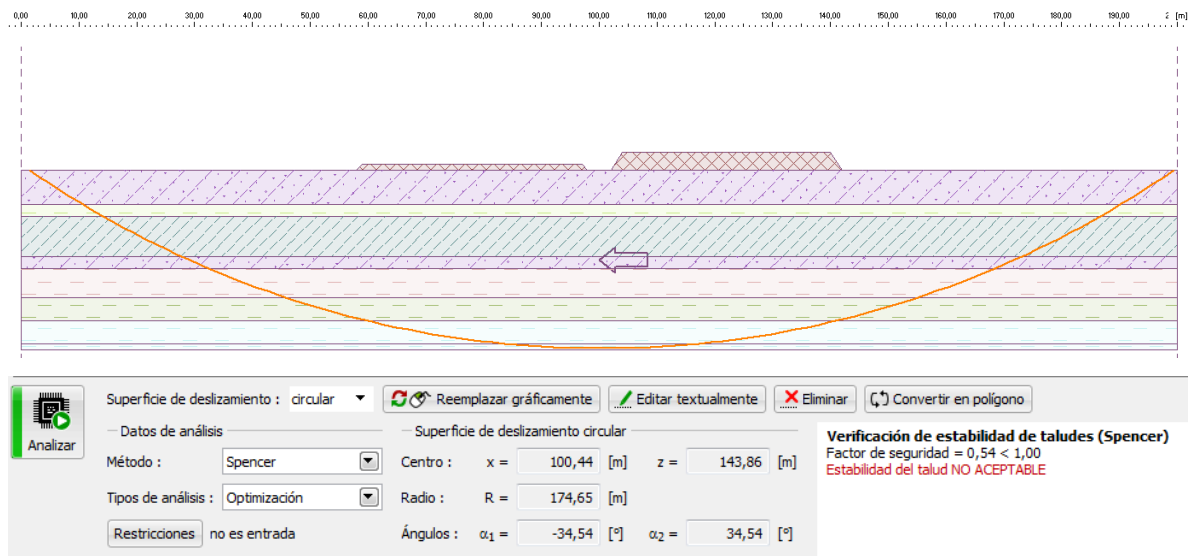


Figura 4.35: Análisis Pseudoestático sin refuerzo para Spencer (1967).

Slope/w: Análisis a largo plazo

Si bien los valores de FS son mayores en el caso a largo plazo debido a que existe un aumento en la resistencia al corte por parte de los suelos cohesivos, que ahora tienen un comportamiento drenado, los análisis sufren el mismo efecto que en el caso a corto plazo, o sea, que la superficie de falla tiende a tomar los límites del ancho de análisis.

En el caso de entrada y salida, para Morgenstern & Price (1965), la Figura 4.35 muestra el factor de seguridad para la superficie de falla más desfavorable es igual 1.156. La opción de grillas y radios, entrega un valor de F.S igual a 1.093. Como se observa en la Figura 4.36, el factor de seguridad queda en el borde superior de la grilla al igual que en el caso estático, existiendo dos nubes de puntos.

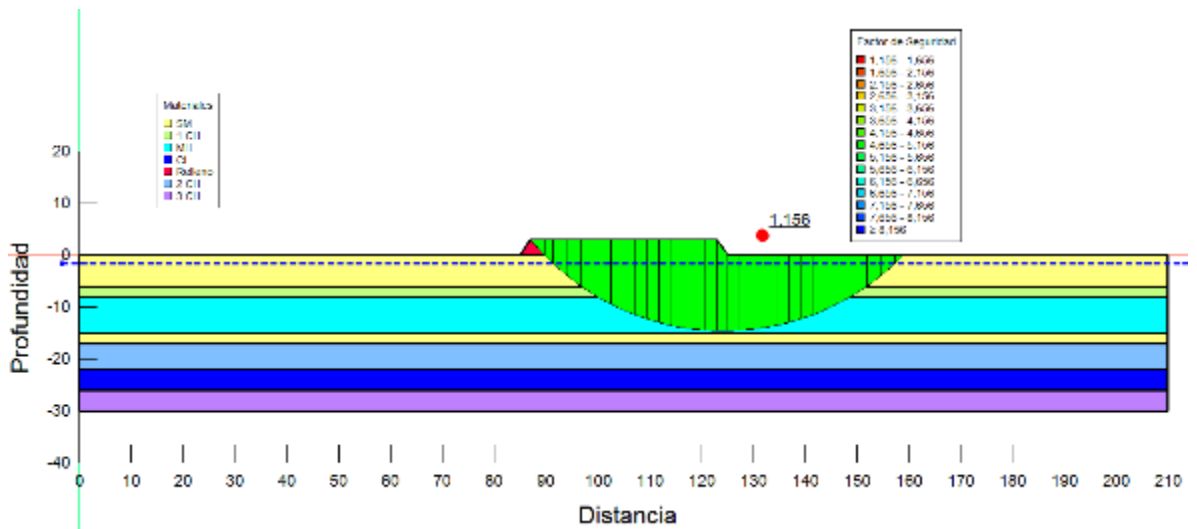


Figura 4.36: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Morgenstern & Price (1965), para entrada y salida.

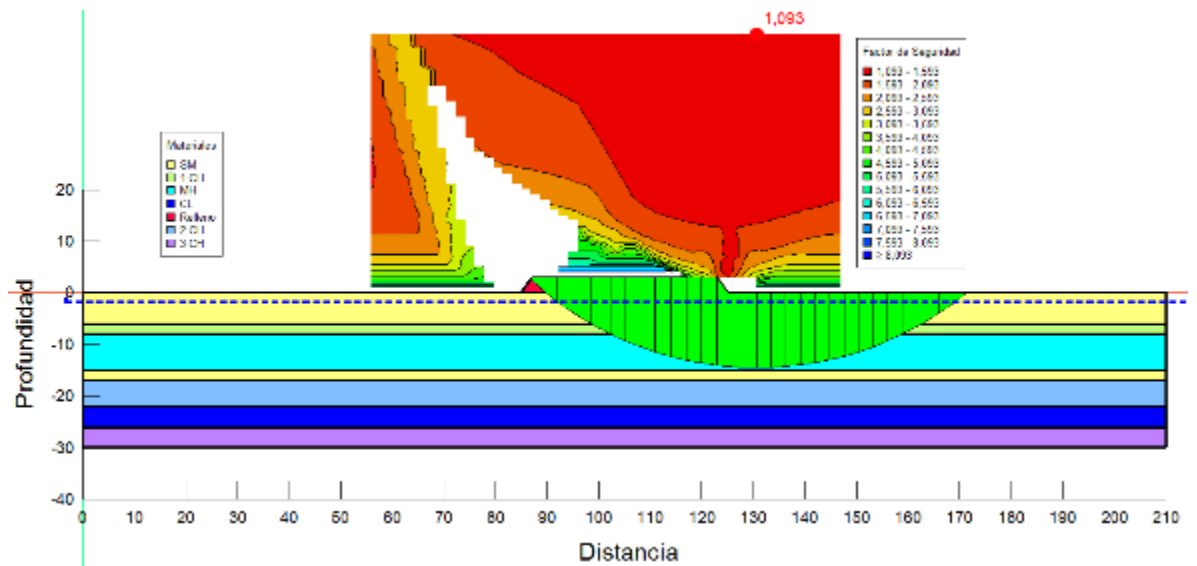


Figura 4.37: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Morgenstern & Price (1965), para grillas y radios.

Para el método de Spencer (1967) se presenta un valor de FS igual a 1.188 para puntos de entrada y salida, y para la opción de grillas y radio un FS igual a 1.115, como se aprecia en las figuras 7.9 y 7.10 de los anexos G.

Para observar si el FS se encuentra rodeado por la nube de puntos o si su posición tiende al límite superior de la grilla como en el caso a corto plazo, se aumenta el tamaño de la grilla. La Figura 4.37 muestra el resultado de la grilla extendida hallando un valor de FS mínimo igual a 1.017 para el método de Spencer (1967) y 1.026 para el método de Morgenstern & Price (1965), los cuales se encuentran rodeados por la nube de puntos indicando que es el menor de los valores de los FS.

La superficie de deslizamiento circular analizada tiene centro en el punto (83.6,198.8), un radio de 213.8 m, teniendo punto de entrada a los 162.27 m y salida en los 4.93 m aproximadamente. Al igual que en el caso a corto plazo, se realizó un análisis pseudoestático variando el ancho de análisis cada 10 m, en donde se observó que los valores de FS disminuyen con cada aumento de ancho, aunque existe una diferencia en estos, ya que los valores de FS son mayores a 1.00 en todas los anchos de análisis estimadas como se aprecia en la Figura 4.38, la cual expone que existe una estabilización en los factores de seguridad aproximadamente a los 110 m de análisis, no existiendo cambio alguno en valor de FS a los 140 m de análisis.

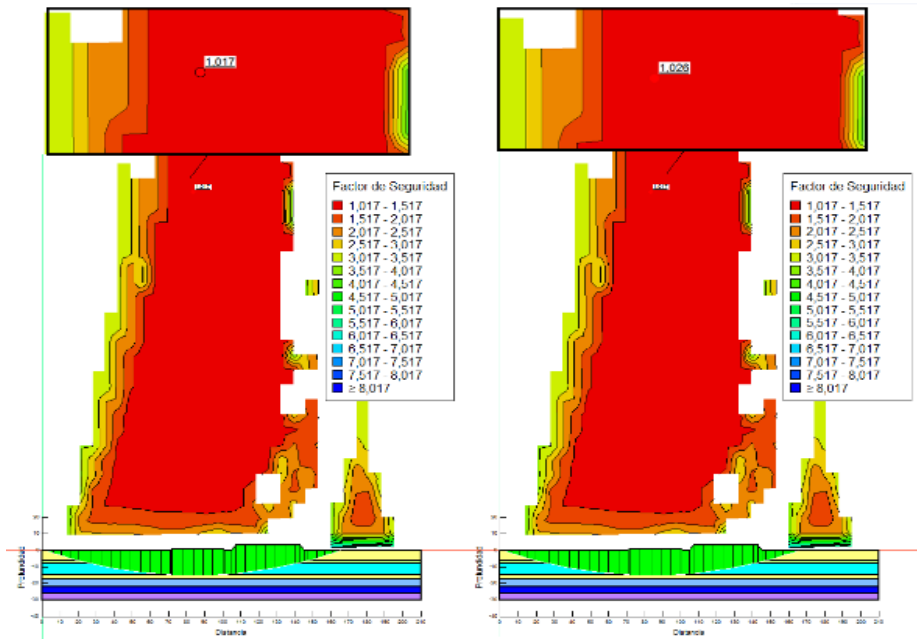


Figura 4.38: Análisis pseudoestático para largo plazo, a) Spencer (1967) y b) Morgenstern & Price (1965)

Cabe destacar que los suelos cohesivos, ahora con un comportamiento drenado, se les asignó valores de ángulos de fricción interna (ϕ') relativamente bajos, pudiendo aumentar aún más el valor del FS si los valores de ϕ' en los suelos cohesivos aumentan su valor.

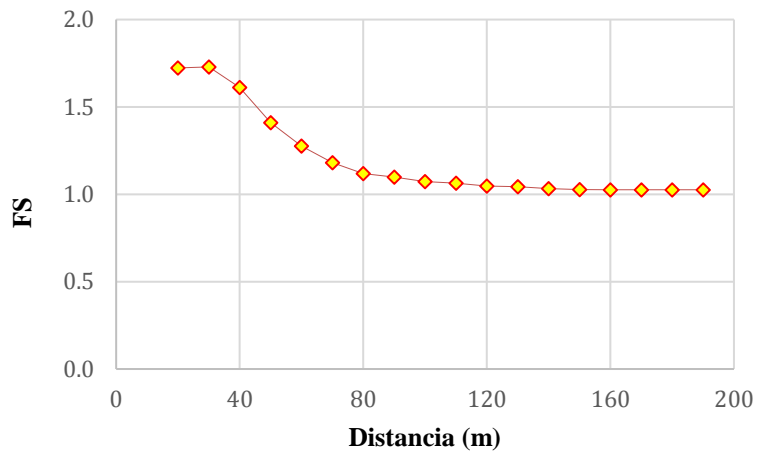


Figura 4.39: Factores de seguridad según el ancho de análisis para el caso pseudoestático a largo plazo sin refuerzo.

GEO5, Estabilidad de Taludes: Análisis a largo plazo

Mediante la optimización en GEO5 se hallaron valores superiores a los encontrados en Slope/w, estimando un valor de FS igual a 1.44 para el método de Spencer (1967) y un valor de FS igual a 1.43 para Morgenstern & Price como se expone en las figuras 4.39 y 4.40.

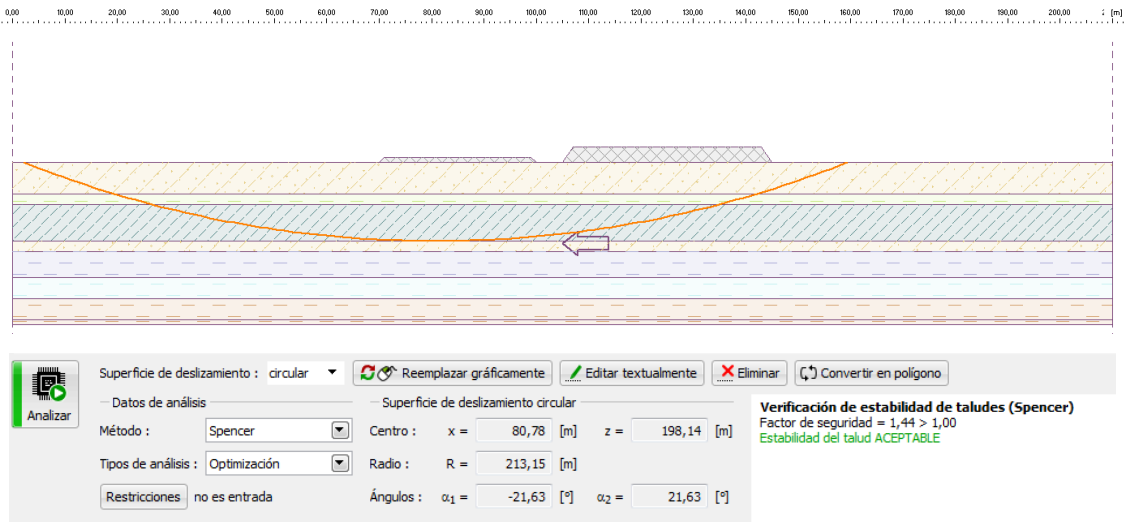


Figura 4.40: Análisis pseudoestático para largo plazo sin refuerzo mediante el método de Spencer (1967) en GEO5.

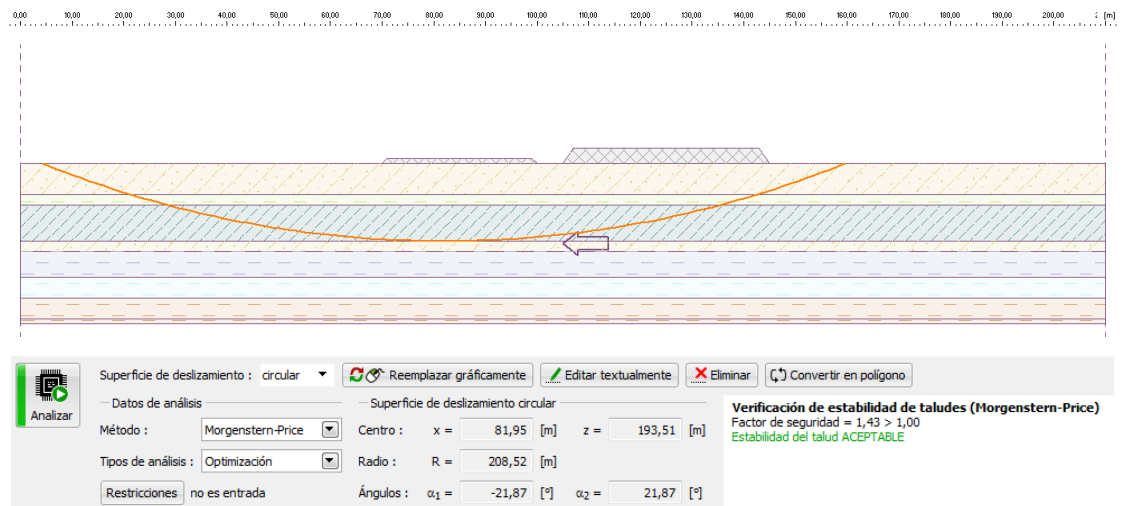


Figura 4.41: Análisis pseudoestático para largo plazo sin refuerzo mediante el método de Morgenstern & Price (1965) en GEO5.

4.4.4. Análisis Pseudoestático con refuerzo

Para los siguientes casos se utiliza la geometría extendida del problema ya que como se pudo apreciar anteriormente, los valores de FS independiente del refuerzo tenderán a disminuir según el ancho de análisis.

Slope/w: análisis a corto plazo

Para el caso de Morgenstern & Price (1965) se estimó un FS igual a 1.026, mediante Spencer (1967) un FS igual a 1.017, ambos para grillas y radios. La superficie de deslizamiento tiene una longitud de 160 m aproximadamente (eje x) y centro en el punto (83.6, 216.8) según la geometría analizada (Figura 4.41). Se realiza las mediciones para distintos anchos de análisis, logrando su estabilización a los 140 con un valor de FS igual a 1.030 para el caso de Morgenstern & Price (1965).

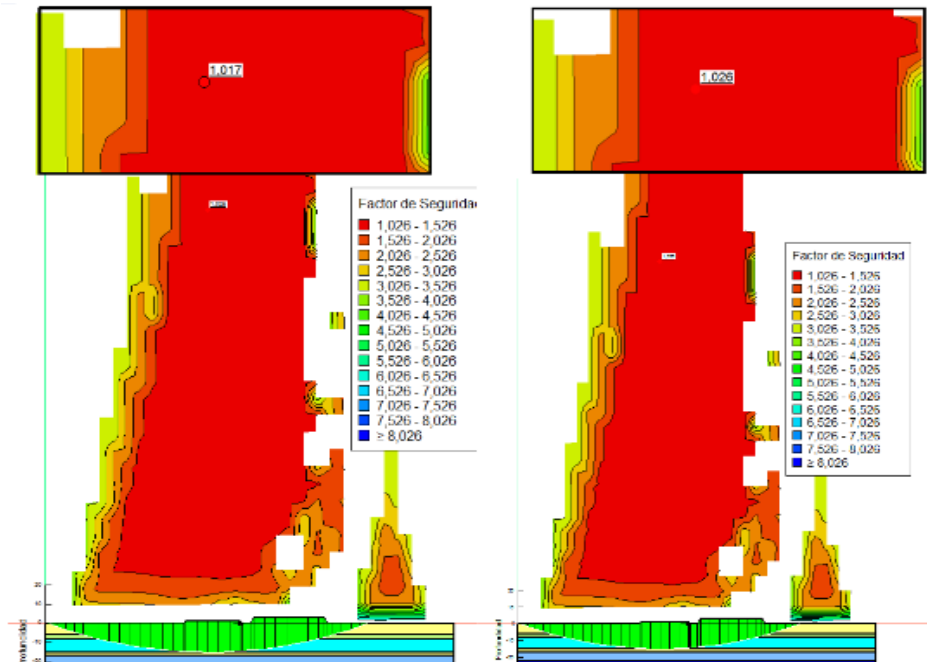


Figura 4.42: Análisis pseudoestático para largo plazo con refuerzo, a) Spencer (1967) y b) Morgenstern & Price (1965)

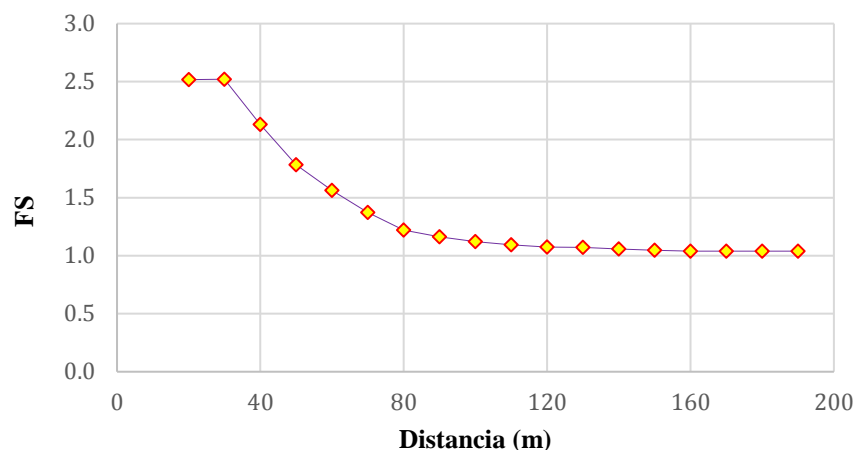


Figura 4.43: Factores de seguridad según ancho de análisis para el caso pseudoestático a largo plazo con refuerzo.

GEO5, Estabilidad de Taludes: Análisis a largo plazo

Para la opción de optimización en GEO5 se estimaron los mismos valores que en el caso sin refuerzo y siguen siendo superiores a los encontrados en Slope/w, hallando un valor de FS igual a 1.44 para el método de Spencer (1967) y un valor de FS igual a 1.43 para Morgenstern & Price.

4.5. Análisis de Licuación Basado en el SPT

Según la norma chilena Nch 3364 (2014) la utilización del análisis del potencial de licuación se limita a suelos arenosos (SM, SW, SP, SP-SM y SW-SM) y en casos justificados, se aplica a suelos limo arenosos (ML) cuyos finos (bajo malla # 200) presenten un índice de plasticidad menor que 4.

Como resultado general del análisis del potencial de licuación basado en el ensayo SPT, se muestran los factores de seguridad obtenidos en la Figura 4.44, donde se aprecia que para una aceleración de 0.4 g y una magnitud de momento Mw=8.8, los suelos que

servirán como firme del relleno son susceptibles a la licuación en el intervalo de 1.6 - 2 metros y 15-16.55 metros. Los resultados de los cálculos de las tensiones de corte cíclicas para cada medición del ensayo SPT, su demanda sísmica correspondiente (CSR) y la resistencia cíclica promedio (CRR) estimada en base a Youd et al. (2001), al igual que todas las correcciones se encuentran en el anexo F.

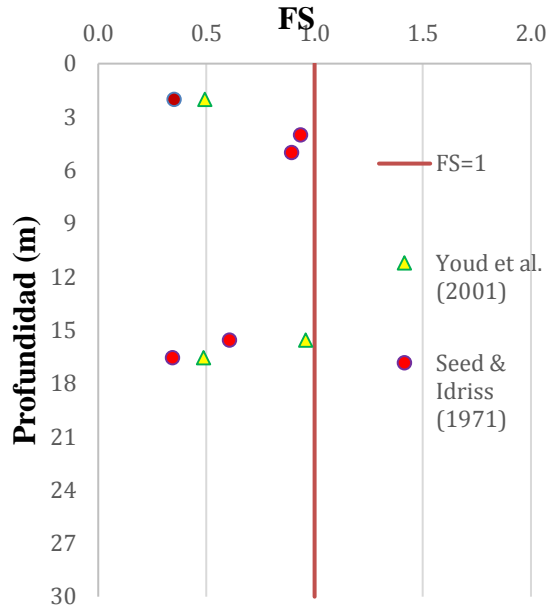


Figura 4.44: Gráfico de factor de seguridad a la licuación.

Como forma de verificar los resultados obtenidos en base a Youd et al. (2001), se utilizó el software Liquefy5 bajo licencia actualizada, con el cual se comprobó que el suelo licúa en las mismas zonas. Si bien los valores de CRR (resistencia del suelo a la licuación) se calculan de diferente manera, se obtienen factores de seguridad similares entre ambos métodos (Anexo H).

4.6. Discusión

Los factores de seguridad estáticos no presentan una diferencia entre los casos a corto plazo y largo plazo, siendo iguales para ambos casos. Esto se debe a que la superficie de deslizamiento estática más desfavorable ocurre en los dos primeros estratos, los cuales son suelos granulares (comportamiento drenado) y el efecto de aumento en el ángulo de roce interno de los suelos cohesivos (no drenados) para el caso de largo plazo, no influye en el aporte a la resistencia al corte de la superficie de falla. En el caso de que la superficie de deslizamiento fuera más profunda y con esto que parte de ella estuviera en un estrato de comportamiento no drenado, existirá una diferencia entre los casos a corto y largo plazo, generando un aumento en el factor de seguridad para el caso a largo plazo debido al aporte de esta resistencia.

Los factores de seguridad estáticos estimados por Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967) muestran una pequeña diferencia comparando los resultados a corto y largo plazo entre sí. Es posible que esto se deba a la función aplicada para resolver las ecuaciones necesarias para la estimación de los factores de seguridad o debido a la diferencia entre los valores de λ para estimar las fuerzas interdovelas para cada método. Es necesario aclarar que λ es un coeficiente que se utiliza para que los factores de seguridad de fuerzas y momentos sean iguales. En la Figura 5.1 se muestran distintos valores de λ donde el programa itera estos valores hasta que los FS mencionados sean iguales, lo que se destaca con las líneas rojas.

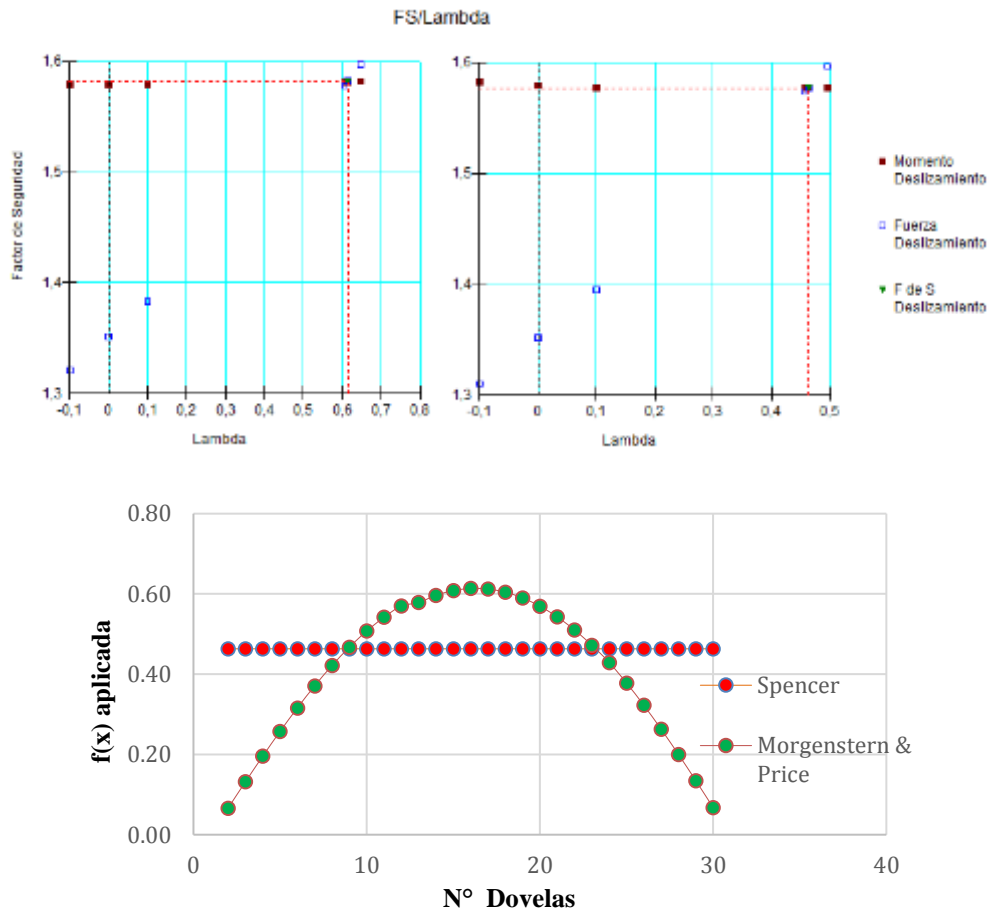


Figura 4.45: Valores de λ y $f(x)$ aplicada para los métodos de Morgenstern & Price y Spencer.

Los FS estimados por GEO5 son casi idénticos a los entregados por la opción de grilla-radios de Slope/w. Esto debido a que ambos softwares trabajan con centros-radios, generando una diferencia con la opción de entrada y salida. Como los FS calculados por puntos de entrada y salida son menores, es posible observar que el FS estimado por la grilla dependerá del tamaño de ésta y del número de centros e incrementos en sus radios, pudiendo ser mejor la opción de puntos de entrada y salida en el caso estático.

En base a los resultados obtenidos en los análisis pseudoestáticos a corto plazo, se estimaron las fuerzas del sismo aplicada a las dovelas de una superficie de deslizamiento específica. Dicha superficie corresponde a la más desfavorable para un ancho de análisis estipulado. Esto se realizó a 18 anchos de análisis diferentes, encontrando que a medida que aumenta la superficie de falla, también aumenta el peso de ésta. Este efecto tiene como consecuencia que se incremente también la fuerza sísmica.

En la Figura 4.46 resume los resultados pseudoestáticos a corto plazo considerando las superficies de deslizamiento de menor factor de seguridad para los distintos anchos de análisis. El eje de las abscisas corresponde a la distancia horizontal del modelo, mientras que la ordenada la fuerza sísmica de cada dovela. Es posible determinar el ancho de cada superficie de falla identificando el punto en el que éstas cortan el eje de las abscisas. Además, se observa que aumentan en tamaño a medida que el ancho de análisis se incrementa.

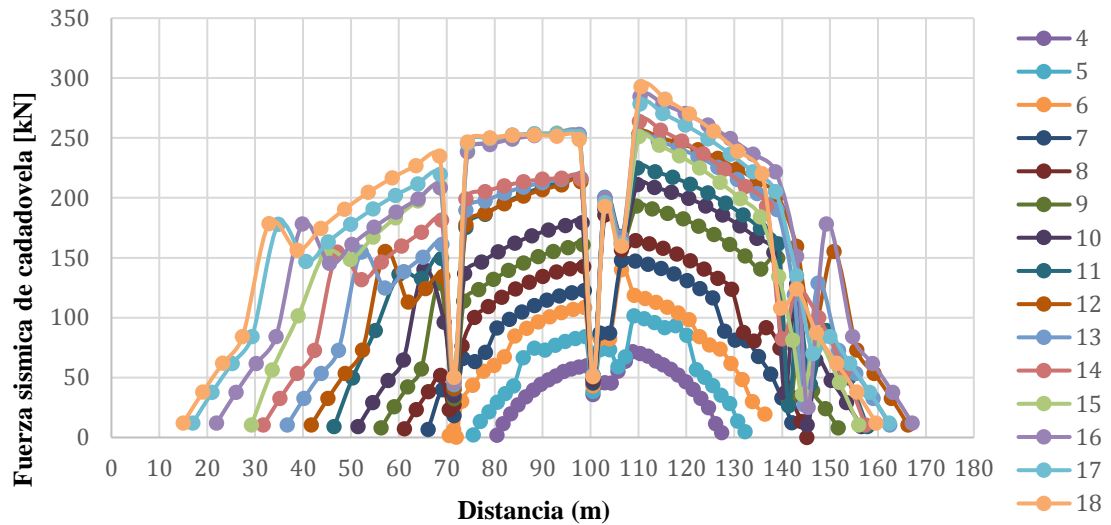


Figura 4.46: Fuerza sísmica en cada dovela para las diferentes superficies de deslizamiento analizadas, para el caso a corto plazo.

Calculando el área bajo las curvas presentadas en la Figura 4.46, se obtienen las fuerzas horizontales totales aplicadas en cada superficie de deslizamiento, tal como se muestra en la Figura 4.47. Con esto es posible indicar que para el caso pseudoestático a corto plazo, mientras mayor ancho de análisis se utilice, mayor será el empuje sísmico aplicado, no logrando una estabilización a medida que el ancho aumenta. Por ende, el factor de seguridad pseudoestático a corto plazo disminuye a medida que se aumente el ancho de análisis.

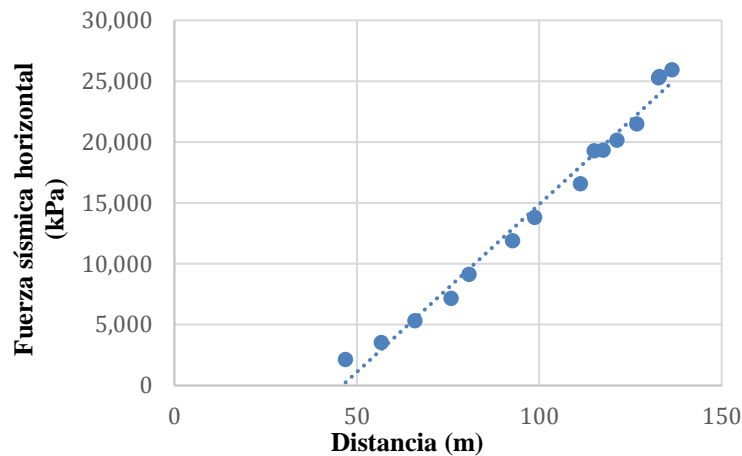


Figura 4.47: Fuerza sísmica horizontal según el ancho de análisis para el caso a corto plazo.

Para el caso a largo plazo existe un aumento en el peso sísmico en los primeros análisis (menor ancho), estabilizándose a una distancia de 124 metros aproximadamente. Obtenida la fuerza horizontal aplicada en cada superficie de deslizamiento (de igual forma como se mencionó anteriormente), se determina que, para un ancho aproximada de 124 m de análisis, la fuerza horizontal se mantiene constante, indicando que la superficie de deslizamiento no supera un ancho de análisis establecido, lo cual es concordante con los factores de seguridad determinados.

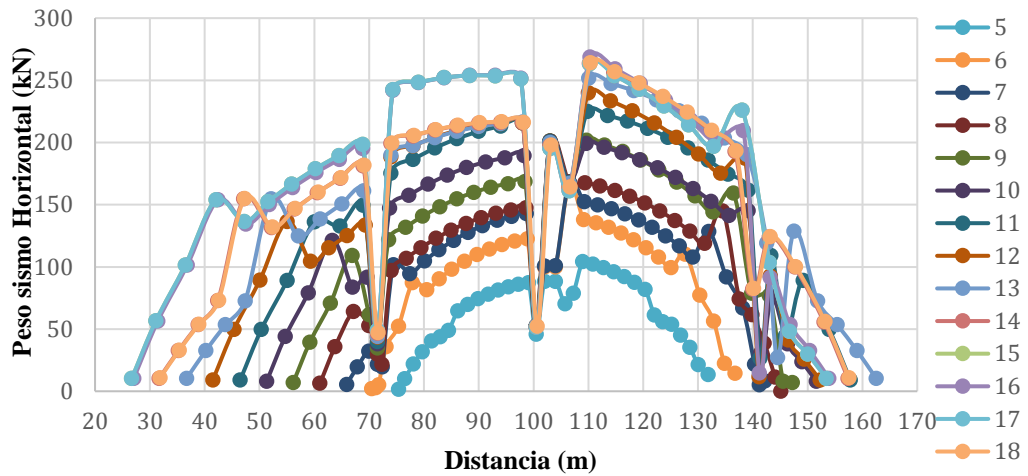


Figura 4.48: Pesos sísmicos en cada dovela para las diferentes superficies de deslizamiento para el caso a Largo plazo.

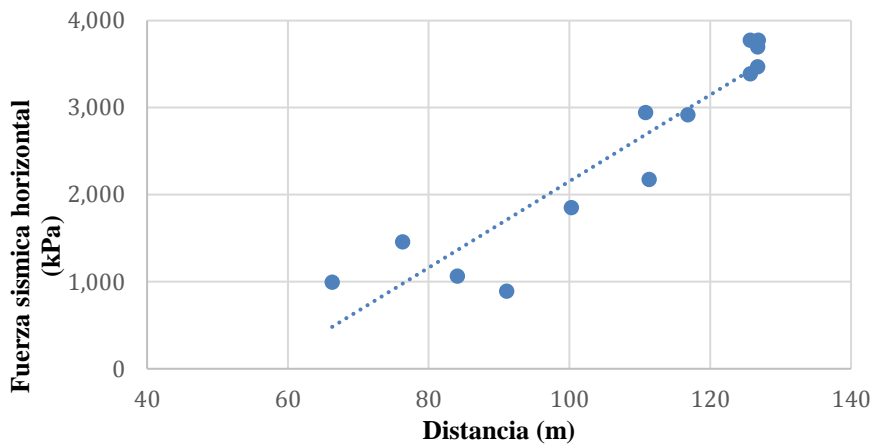


Figura 4.49: Fuerza sísmica horizontal según el ancho de análisis para largo plazo.

Existe una gran diferencia en la magnitud de las fuerzas horizontales sísmicas que son aplicadas sobre los suelos cohesivos. Esta diferencia se debe al cambio de comportamiento que sucede en este tipo de suelos aplicarles una carga, cambiando su comportamiento desde un suelo sin drenaje a un suelo drenado. En el caso de un suelo drenado las fuerzas resistentes son en función del peso de cada una de las dovelas, según el criterio de Mohr Coulomb. A medida que aumenta el peso de la dovela, aumenta también su fuerza resistente. Esto no ocurre en los suelos no drenados, dado que la resistencia depende solo

del valor de la resistencia al corte sin drenaje (c_u), siendo este último, constante independientemente del peso de la dovela.

En base a los análisis de estabilidad con refuerzo, se observa un aumento considerable en los valores de los factores de seguridad estáticos para los métodos de Spencer (1967) y Morgenstern & Price (1965) cuando el relleno es reforzado con la malla biaxial. Si bien el propósito principal de la malla biaxial es lograr una mejor distribución de las cargas aplicadas al terreno, una disminución en la pérdida de soporte debido a las cargas de construcción, se logra un buen aporte como refuerzo para la estabilidad global del relleno aumentando a más del doble.

La Figura 4.50 muestra la variación del factor de seguridad a medida que aumenta el ancho de análisis. En base a los resultados realizados considerando un refuerzo con malla biaxial, se observa aumento en los FS determinados cuando los anchos de análisis son menores. Esto se debe a que con una menor longitud el refuerzo está siendo tensionado. Cuando los análisis tienen un mayor ancho, el geosintético no aporta a la resistencia debido a que queda fuera de la superficie de deslizamiento, como se explicó en la Figura 4.23. No existe aumento en la resistencia con magnitudes mayores, debido al gran tamaño de las superficies de deslizamiento, no permitiendo el anclaje del geosintético para que éste funcione como refuerzo a la tracción.

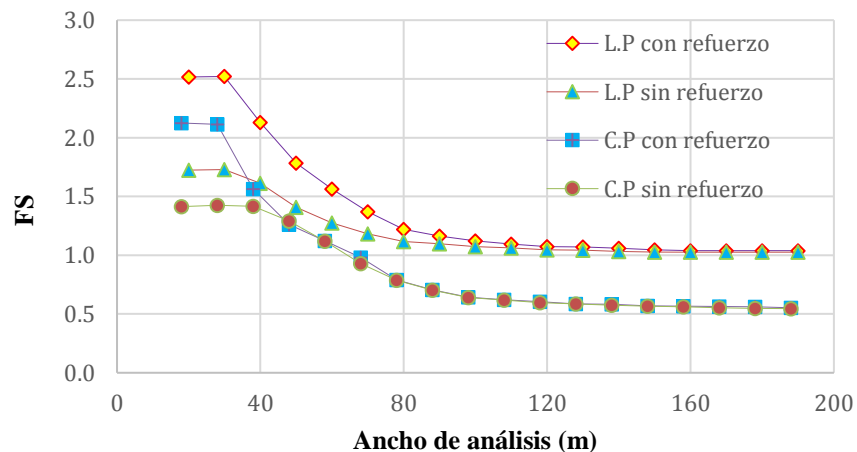


Figura 4.50: Factores de seguridad para los casos Pseudoestáticos.

Capítulo V. Conclusión

5.1. Conclusiones generales

El ensayo SPT sigue siendo uno de los más utilizados a nivel mundial, y en Chile exigido para poder clasificar el suelo sísmicamente según el DS61 que modifica la Nch 433 de diseño sísmico desde el año 2009. Además, permite obtener parámetros geomecánicos necesarios para los distintos diseños de obras geotécnicas debido a una variedad de correlaciones empíricas existentes que se basan en el número golpes obtenidos. Sin embargo, se les debe prestar atención ya que estas corresponden netamente al lugar donde se realizaron los estudios, aunque los valores pueden ser comparados con la literatura especializada para ver si se encuentran dentro de un rango específico. El sondaje permite extraer muestras de mayor tamaño en base a un sistema rotatorio donde se insertan tubos Shelby, mientras que con el ensayo de SPT se puede clasificar el suelo con las muestras obtenidas del su muestreador.

El uso a nivel mundial de herramientas computacionales como Slope/w y GEO5 han generado un gran aumento en las metodologías de cálculo basadas en el método de las dovelas. Estos softwares son una forma fácil y rápida de cálculo de la estabilidad de obras geotécnicas mediante los métodos rigurosos. Cabe recordar que el tiempo de cálculo de los citados métodos es engorroso en caso de no contar con un programa computacional, debido al elevado número de iteraciones.

Además, se destaca que el refuerzo con geosintético distribuye las cargas de manera más uniforme, lo que reduce el asentamiento y produce una reducción de los incrementos de tensión que alcanzan los estratos compresibles (6 m bajo el nivel de terreno).

Del análisis de potencial de licuación del subsuelo basado en el ensayo SPT, según la metodología propuesta por Youd et al. (2011), para una aceleración de 0.4 g, no existe

riesgo de licuación en el subsuelo de la localidad de Llico específicamente donde se emplazará el relleno.

5.2. Conclusiones específicas

La estabilidad global del relleno depende netamente de la resistencia al corte que presente el suelo y su comportamiento, los cuales definirán que caso analizar. Los parámetros resistentes del suelo y la posición del nivel freático son factores de gran importancia para este tipo de análisis, siendo necesario obtener dichos parámetros de la manera más real posible.

Los ensayos de laboratorio no drenados como el triaxial UU y el ensayo CNC presentan una buena relación para determinar la resistencia al corte sin drenaje, siendo mínima la diferencia obtenida entre ellos. Aunque esto debe ser estimado y confirmado mediante una mayor cantidad de ensayos. Dado que solo se contó con un único tubo Shelby de muestreo para este estudio, no es posible decidir cuál de los ensayos entrega un mejor resultado para la estimación de la resistencia al corte sin drenaje ($c_u = s_u$) en los suelos cohesivos.

De acuerdo al análisis de estabilidad global sin refuerzo, es posible exponer en base a los parámetros geotécnicos definidos para el subsuelo y el relleno, que los factores de seguridad estáticos para los casos a corto y largo plazo obtenidos por los métodos rigurosos de Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967) son relativamente iguales, 1.58 y 1.57 respectivamente. Los factores de seguridad estáticos con refuerzo para los métodos mencionados a corto y a largo plazo, aumentan a más del doble entregando como resultado específicamente valores de factores de seguridad de 3.8 y 3.4 para Morgenstern & Price (1965) y Spencer (1967), respectivamente. Las geomallas al intersectar los diferentes planos de falla, mejoran la estabilidad global debido al aporte de resistencia y por ende los factores de seguridad asociados a ellos.

El factor de seguridad de estabilidad global para el caso estático mediante el método de límite mejorado, según los módulos de deformación obtenidos para el subsuelo basado en el ensayo SPT y la literatura especializada es igual a 1.7, presentando una pequeña diferencia con los métodos de equilibrio límite. Esto puede deberse principalmente a dos cosas, la primera de ellas es el valor de los módulos de deformación para cada estrato, los cuales fueron estimados en base a una correlación para arenas que no puede ser representativo de suelos cohesivos, y la segunda es que este método se basa en los esfuerzos obtenidos de los elementos finitos, donde se obtiene la resistencia al corte en base a las tensiones de cada elemento.

En base a los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad global pseudoestáticos se tiene un valor de factor de seguridad más desfavorable igual a 1.026 para el método de Morgenstern & Price (1965) y 1.017 para el método propuesto por Spencer (1967) para los casos con refuerzo y sin éste en el caso a largo plazo. El factor de seguridad aumenta en el caso con refuerzo al considerar un ancho de análisis inferior a 80 m. Sin embargo, considerando anchos mayores a los anteriores se obtienen idénticos factores de seguridad, dado que la superficie de falla no corta la malla biaxial, siendo esta última no traccionada.

En base a los resultados obtenidos del análisis global pseudoestático a corto plazo, no fue posible alcanzar un valor único de factor de seguridad del cual no dependa del ancho de análisis. Por ende, no es posible recomendar un factor de seguridad pseudoestático para el caso a corto plazo, ni tampoco establecer un ancho de análisis que asegure un valor del factor de seguridad. Se recomienda para una futura investigación establecer un ancho mínimo de análisis basado a un estudio de estabilidad dinámica, que utilice parámetros dinámicos del suelo en estudio, como: módulo de corte y módulo de deformación a muy pequeñas deformaciones, degradación y amortiguación.

En base a lo anterior, un análisis pseudoestático a corto plazo no es recomendable cuando se tienen suelos en su mayoría con comportamiento no drenado, debido a que las superficies de deslizamiento aumentan con la geometría y el ancho del análisis.

Capítulo VI. Referencias

Abou-matar & Goble, (1997). SPT Dynamic Analysis and Measurements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

Aguilar G. y Zuñiga R. (2015). Análisis comparativo de estabilidad de taludes mediante los métodos de equilibrio límite aplicado a taludes o laderas adenañas al cerro de la popa, casco urbano de Cartagena. Tesis de pregrado. Universidad de Cartagena

Ambraseys, N. N. (1988). “Engineering seismology.” Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics, 17, 1–105.

Andrus, R. D., and Stokoe, K. H., II. (2000). “Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity.” J. Geotech. and Geoenvir. Engrg., ASCE, 126(11), 1015–1025.

Andrus, R. D., and Stokoe, K. H., II. (1997). “Liquefaction resistance based on shear wave velocity.” Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89–128.

Arango, I. (1996). “Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations,” J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(11), 929–936.

ASTM D 1586 (2011). Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. West Conshohocken. PA, USA. ASTM International

ASTM D 1587 (2015). Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Fine-Grained Soils for Geotechnical Purposes. West Conshohocken. PA, USA. ASTM International

ASTM D2850 (2015). Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. West Conshohocken. PA, USA. ASTM International

ASTM 2166 M (2013). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. West Conshohocken. PA, USA. ASTM International

Atkinson J. (2007). Fundamentals of Ground Engineering. Editorial Taylor & Francis Group

Atkinson J. (2014). The Mechanics of Soils and Foundations. 2° Edition. Editorial Taylor & Francis Group

Ballester F. (2000). Definición, función y clasificación de los geotextiles. Obras Publicas. pag 122-130

Barksdale, R.D. and Blight, G.E. (1997) "Compressibility and settlements of residual soils", In Mechanics of Residual Soils, G.E. Blight (ed). Balkema. Rotterdam. 95-152

Barragan, R, S M Alcocer y J Arias (2006), "Shaking table tests on half-scale models of confined masonry made of handmade solid clay bricks," Memorias del Primer Congreso Europeo de Ingeniería Sísmica y Sismología, Ginebra, Artículo 1147.

Bishop, A.W., 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, 5, 7-17.

Bowles J. (1988). Foundation Analysis and Design. 4° edition. Mc Graw Hill education. Indian edition. New York

Bowles J. (1996). Foundation Analysis and Design. 5° edition. Mc Graw Hill education. Indian edition. New York

Bojorque I (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. Revista Maskana. Vol. 2, No. 2, 2011

Carrasco, R. P. (2016). Construcción de un terraplén reforzados con geomallas biaxiales sobre suelos blandos y turba en Punta Arenas. IX Congreso de Ingeniería Geotécnica. Sociedad Chilena de la Ingeniería Geotécnica, SOCHIGE. Diciembre 5, 6 y 7. Valdivia, Chile.

Carranza G. y Rubio C. (1978). Técnicas básicas de construcción. Infraestructura 1. Editorial Pueblo y Educación. La Habana

Cestari, (1990). Prove Geotechniche in sito. E. Geo-Graph, Segrate

Cubrinovski, M. & Ishihara, K. (1999). Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils. Soils and Foundations, 39(5): 61-71

CTE, (2006). Código técnico de edificación. Ministerio de vivienda. España

Das, B. (2012). Capítulo 8.15. Muros de retención estabilizados mecánicamente. Fundamentos de la ingeniería de cimentaciones. Séptima edición. pág. 405-436

Danziger, F.A.B., M.S.S. Almeida, E. N. Paiva, L. G.F.S. Mello and Danziger, B.R. (1998) The piezocone as a tool for soil stratification and classification. Proc. XI COBRAMSEG, Brasília, v. 2, pp. 917-926.

De Mello, V.F.B. (1971). "The Standard Penetration Test". Proc. 4th Pan American Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. ASCE, Vol 1.

Denver, H. (1982). "Modulus of Elasticity for Sand Determined by SPT and CPT". Proc. ESOPT 2, Amsterdam.

Devizenci M. y Frank N. (2004). Ensayos in situ. Su Ejecución e interpretación. IGEOTEST

Dawson EM, Roth WH, Drescher A. (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique*, 49(6). 835- 840.

Durand F. Funciones de los geosintéticos. International Geosynthetics Society.

Durand F. Clasificación de los geosintéticos. International Geosynthetics Society.

Duncan, J.M., S.G. Wright, 1980. The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. *Eng. Geol.*, 16, 5-17

Duncan, J.M., 1996. State of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *J. Geotech. Eng.*, 122, 577-596

Duque G. (2013). Manual de geología para ingenieros. Universidad Nacional de Colombia

Echeverri (2008). Obtención de la rigidez dinámica del suelo a partir de la medición de la energía transmitida en el ensayo de penetración estándar SPT. Tesis de pregrado. Universidad Javeriana.

Estudio geotécnico (2016). Informe geotécnico Proyecto: Laboratorio de Producción e Investigación de Recursos Bentónicos. Laboratorio de geomateriales LGM. Universidad Católica de la Santísima Concepción.

Fellenius, W., 1922. Statens Jarnvagens Geotekniska Kommission: Slutbetankande. (in Swedish). Technical Report, Stockholm, Sweden, 1018 págs.

Figueroa y Jaramillo (2014). Mediciones de energía del SPT. VIII Congreso de Ingeniería Geotécnica. Sociedad Chilena de la Ingeniería Geotécnica, SOCHIGE

Finn, W. (1996). Seismic design and evaluation of tailing dams: state of the art. International Symposium on seismic and environmental aspects of dam design: earth, concrete and tailing dams, Santiago, Chile, Vol. 1, 7-34

Fonseca, J. M. (1990). Las calzadas romanas. C.I.C.C.P

Geotechnical Extreme Events Reconnaissance. Licuación Terremoto del Maule 2010.Chile

González de V., Ferrer M., Ortuño L y Oteo C. (2012). Cap 1. Ingeniería Geológica. pag 68

Godoy WAC, Reis SF, Von Zuben CJ, Ribeiro OB (1993). Population dynamics of *Chrysomya putoria* (Wied.) (Dipt., Calliphoridae). J App Ent 116: 163-169.

Griffiths DV, Lane PA. (1999). Slope stability analysis by finite elements. Geotechnique. 49(3). 387-403

Harder, L. F., Jr., and Boulanger, R. W. (1997). “Application of K_s and K_a correction factors.” Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 167–190.

Hatanaka, M.& Uchida A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. Soils & Foundations. Vol 36 (4), 1-9. Japanese Geotechnical Society.

Hynes, M. E., and Olsen, R. S. (1999). “Influence of confining stress on liquefaction resistance.” Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 145–152.

International Geosynthetic Society. <http://www.geosyntheticssociety.org/>

Jiménez S. y Justo A. (2005). Geotecnia y cimientos I. Propiedades de los suelos y rocas. 2° Edición. Editorial Rueda. Madrid España

Juárez B. y Rico R. (2005). Capítulo XII Resistencia al corte. Mecánica de suelos, Tomo I. Fundamentos de la mecánica de suelos. Limusa Noriega Editores. México. pag 373-376

Jhon, J.R. (2011). Protección y estabilización de taludes para evitar deslizamientos. Tesis de pregrado. Universidad Austral de Chile

Kovacs, W.D. and Salomone, A. 1982. SPT hammer energy measurement. J. Geotech. Engng Div., ASCE, 108(4): 599–620

Koerner, R. M. (2005). Cap 2 Designing whit geotextiles. Designing with Geosynthetics. Fifth edition. Pearson Education, Inc. pag 79-327

Kulhawy, F.H. 1969. Finite element analysis of the behavior of embankments. Ph.D. Thesis, the University of California, at Berkley, California, U.S.A

Kramer S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., 653.

Krahn, J., (2003). The 2001 R.M. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses. Can. Geotech. J., 40, 643-660.

Leiva E. A. (2013). Caracterización geotécnica de la zeolita proveniente de las tobas de Quinamávida, Colbún, Región del Maule, Chile. Tesis pregrado. Universidad Católica de la Santísima Concepción.

Liao, S. S. C., and Whitman, R. V. (1986b). Catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes. Res. Rep., Dept. of Civ. Engrg., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.

Manual de Carreteras (2016). Volumen 5 Especificaciones técnicas. Dirección de Vialidad. Ministerio de obras públicas (MOP). Chile

Manual de Carreteras (2002). Vol. 3, Instrucciones y Criterios de Diseño. Dirección de Vialidad. Ministerio de obras públicas (MOP). Chile

Martínez R., Barrera S. y Gómez P. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. Revista Scielo. Obras y Proyectos 9, 30-37

Manual Slope/w, (2015). Stability Modeling with SLOPE/W, An Engineering Methodology. June 2015 Edition

Meyerhof, G.G. (1956). "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils". Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 82, SMI

Mitchell, J.K., Guzikowski, F. & Villet, W.C.B. (1978). The Measurement of Soil Properties In-Situ, Report prepared for US Department of Energy Contract W-7405-ENG-48, Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley, CA, 94720.

Morgenstern N.R., V.E. Price, 1965. The analysis of the stability of general slip surface. Géotechnique, 15, 289-290.

Morales, M. R. (2008). Muros, Taludes y Terraplenes: Control de erosión. México

Muromachi, T. (1974). Experimental Study on Application of Static Cone Penetrometer to Subsurface Investigation of Weak Cohesive Soils. Proc. Europ. Conf. on Pen. Test., Stockholm, Vol 2.

Muñiz J. C. (2006). Las vías romanas

Naylor, D.L., (1982). Finite elements and slope stability. In: Numerical methods in geomechanics. Martins, J.B. (Ed.), Reidel Publishing Company, 229-244.

NAVFAC DM 7.1. (1982). Soil Mechanics. Design Manual 7.1. Dept. of the Naval Facil. Eng. Command. Alexandria. USA.

Navarro (2010). Comparación Técnico- Económica de la alternativa de trazado vial en viaducto versus terraplén. Tesis de pregrado. Universidad de Chile

Nch 3364 (2014). Ensayo de Penetración Estándar. INN Chile

Nch 433 (1996). Diseño sísmico de edificios. INN Chile

Oteo, C. (2004). Suelos marginales. V Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Ponencia General. Santander.

Oteo, C (2011). Filosofía del diseño y ejecución de terraplenes y su patología I y II

Ocampo, M. y Tiznado A. (2016). Estabilidad de terraplenes sobre suelos blandos mediante el uso de columnas de grava. Universidad Andrés Bello

Peck, R.B., Hanson, J.B. y Thornburn, S., (1974). "Foundation Engineering", 2 Edition, John Willey & Sons Ed. New York.

Pereira, (2012). Método de análisis de estabilidad de taludes. Universidad central de Venezuela.

Puga P. E. (2012). Estudio experimental del coeficiente de permeabilidad en arenas. Tesis pregrado. Universidad Católica de la Santísima Concepción.

Renadic, 2010. Registro del terremoto del maule Mw=8.8 del 27 de febrero del 2010. Universidad de Chile.

Sanhueza P. y Rodríguez C. (2013). Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. Revista de la Construcción (Scielo) vol.12 no.1 Santiago abr. 2013

Sáez E. (2010). Capítulo 6 Resistencia al corte. Fundamentos de Geotecnia. Versión 2. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Sarma, S.K., D. Tan, (2006). Determination of critical slip surface in slope analysis. *Géotechnique*, 56, 539-550.

SE-C, (2008). Seguridad estructural de cimiento. España

Seed, H.B and Idriss, I.M. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research monograph

Seed, H.B and Idriss, I.M. (1971). Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division 97, SM9, 1249-1273

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Journal of Geotechnical Engineering ASCE 111, No 12, 1425-1445

Seed, R. B., and Harder, L. F., Jr. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength." Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., BiTech Publishers Ltd., Vancouver, 351– 376

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Journal of Geotechnical Engineering ASCE 111, No 12, 1425-1445

Seed, H. B. (1983). "Earthquake-resistant design of earth dams." Proc., Symp. Seismic Des. of Earth Dams and Caverns, ASCE, New York, 41–64

Suarez D. (2002). cap. 4 Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Tomo I Análisis Geotécnico.

Schanid F. (2005). Capítulo 2 Standard Penetration test (SPT). In situ Testing in Geomechanics, The main test. Editorial Taylor and Francis. London and New York.

Schmertman, J.H. (1977). "Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test". University of Florida, Gainesville, USA.

Shahgholi, M., A. Fakher, C.J. Jones, (2001). Horizontal slice method of analysis. Géotechnique, 51, 881-885.

Shioi, Y. & Fukui, J. (1982). Application of N-Value to Design of Foundation in Japan. 2nd ESOPT, Vol. 1, 40-93.

Sherard, J.L, S.F. Woodward, S.F. Gizienski, (1963). Earth and earth-rock dams. John Willey & Sons, Inc., NY, USA, 354-358.

Shmertmann & Palacios (1979). Energy dynamics of SPT. *Journal of Geotechnical Engineering*.

Sjoblom, Bischoff & Cox (2002). SPT energy Measurements With the PDA. Utah Department of Transportation, SLC, UT and Geocon Incorporated, San Diego, CA

Skempton, A. K. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging, and overconsolidation. *Geotechnique*, London, 36(3), 425–447

SLOPE / W (2016). Slope stability analysis. GEOSTUDIO, GeoSlope International, Canada

Spencer, E., (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, 17, 11-26.

Stianson J, Fredlund D.G y Chan D. (2004). Three-dimensional slope stability based on stress from a stress-deformation analysis. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol, 48, N° 6, pag 891-904

Stroud, M. A. (1974). The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks. In *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing ESOPT*, Stockholm 1974. Stockholm, National Swedish Building Research, pag 367-375.

Taylor, D.W., (1948). *Fundamental Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., NY, USA, 700 págs. Ugai, K., D. Leshchinsky, 1995. Three-dimensional limit equilibrium and finite element analyses: A comparison of results. *Soils and Foundations*, 35, 1-7.

Terzaghi, K. (1925). Relation between Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings first International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Boston. Vol 3, pag 13-18

Terzaghi, K. y Peck (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice.

Tensar International Corporation. <http://www.tensarcorp.com>

Technical Note (2010). The implications of the measurement of energy ratio (E_r) for the Standard Penetration Test

Teixeira M.A, Von Zuben F.J, Godoy W.A.C, Von Zuben C.J, Reis S.F. (1996). Delayed density dependence at the immature stage in insects and the dynamic behavior of nonlinear difference equations. Ciencia & Cultura. in press

Ventayol y Fernández (2011). Mediciones de la energía del ensayo SPT, Correcciones a aplicar. Bosch & Ventayol Geoserveis SL.

Villalobos F. (2014). Mecánica de suelos. Editorial Universidad Católica de la Santísima Concepción

Villalobos F. (2009). Dinámica de suelos. Universidad Católica de la Santísima Concepción

Wrench, B.P., Nowatzki, E.A. (1986). A Relationship Between Deformation Modulus and SPT-N for Gravels. Proc. ASCE Spec. Conf. In-Situ Test. Blacksburg. Virginia

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson III, W. F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R.B. and Stokoe II, K.H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary

Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127, No 10, 817-833

Youd, T. L., and Noble, S. K. (1997a). "Magnitude scaling factors." Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 149–165.

Youd, T. L., and Noble, S. K. (1997b). "Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses." Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 201–215.

Zornberg, J G. (2007). *New Concepts in Geosynthetic-Reinforced Soil*. The University of Texas at Austin

Capítulo VII. Anexos

Anexo A: Ensayo SPT

Profundidad		N1	N2	N3	Nspt	N° muestra	Gs	ω%	S (%)	e
de (m)	a (m)									
0,00	0,45	10	13	13	26	1	2,57	16,1	80	0,52
0,55	1,00	2	3	4	7	2	2,56	16,1	80	0,52
1,55	2,00	2	3	5	8	3	2,56	16,1	100	0,41
2,60	3,05	2	10	19	29	4	2,57	16,1	100	0,41
3,55	4,00	3	10	17	27	5	2,57	16,1	100	0,41
4,55	5,00	4	9	18	27	6	2,57	16,1	100	0,41
5,55	6,00	3	3	3	6	7	2,57	47,7	100	1,23
6,55	7,00	4	6	6	12	8	2,57	47,7	100	1,23
7,20	7,65	2	3	4	7	9	2,62	46,5	100	1,22
9,10	9,55	3	4	4	8	11	2,58	77,1	100	1,99
10,70	11,15	1	2	1	3	13	2,58	75,3	100	1,94
12,80	13,25		2	2	4	15	2,58	75,3	100	1,94
13,50	13,95	2	2	4	6	16	2,58	75,3	100	1,94
15,10	15,55	3	9	16	25	18	2,62	27,4	100	0,72
16,10	16,55	14	6	8	14	19	2,62	27,4	100	0,72
17,40	17,85	2	2	2	4	21	2,47	71,9	100	1,78
18,90	19,35	3	2	3	5	23	2,48	73,7	100	1,83
20,37	20,82	3	3	4	7	25	2,48	73,7	100	1,83
21,82	22,27	3	4	5	9	27	2,48	30,5	100	0,76
24	24,45	4	4	5	9	29	2,48	30,5	100	0,76
25,5	25,95	5	6	6	12	31	2,44	42,9	100	1,05
27	27,45	6	6	7	13	33	2,44	42,9	100	1,05
28,5	28,95	6	6	8	14	34	2,44	42,9	100	1,05
29,55	30	6	5	8	13	35	2,44	42,9	100	1,05

Cálculo de pesos unitarios y tensiones correspondientes al ensayo SPT

Penetración (m)		x strato												
desde (m)	hasta (m)	USCS	Gs	$\omega\%$	e	γ [KN/m ³]	γ_d [KN/m ³]	γ' [KN/m ³]	γ_s [KN/m ³]	σ_v (kN/m ²)	σ_v (kN/m ²)	z agua (m)	U (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)
0	0.45	SM	2.62	27.40	0.90	17.26	13.55	8.38	18.19	7.77	7.77	0.00	0.00	7.77
0.55	1	SC	2.56	16.10	0.52	19.24	16.57	10.10	19.91	10.58	18.35	0.00	0.00	18.35
1.55	2	SC	2.57	16.10	0.52	20.70	17.83	10.89	20.70	20.70	39.05	0.40	3.92	35.13
2.6	3.05	SM	2.57	16.10	0.41	20.70	17.83	10.89	20.70	21.74	60.79	1.45	14.22	46.57
3.55	4	SM	2.57	16.10	0.41	20.70	17.83	10.89	20.70	19.67	80.46	2.40	23.54	56.92
4.55	5	SM	2.57	16.10	0.41	20.70	17.83	10.89	20.70	20.70	101.17	3.40	33.35	67.81
5.55	6	CH	2.57	47.70	1.23	16.73	11.33	6.92	16.73	16.73	117.90	4.40	43.16	74.73
6.55	7	CH	2.62	46.50	1.22	16.97	11.59	7.16	16.97	16.97	134.87	5.40	52.97	81.90
7.2	7.65	CH	2.62	46.50	1.22	16.97	11.59	7.16	16.97	11.03	145.90	6.05	59.35	86.55
9.1	9.55	MH	2.58	77.10	1.99	15.00	8.47	5.19	15.00	28.49	174.39	7.95	77.99	96.40
10.7	11.15	MH	2.58	75.30	1.94	15.08	8.60	5.27	15.08	24.12	198.52	9.55	93.69	104.83
12.8	13.25	MH	2.58	75.30	1.94	15.08	8.60	5.27	15.08	31.66	230.18	11.65	114.29	115.89
13.5	13.95	MH	2.58	75.30	1.94	15.08	8.60	5.27	15.08	10.55	240.73	12.35	121.15	119.58
15.1	15.55	SM	2.62	27.40	0.72	19.06	14.96	9.25	19.06	30.50	271.23	13.95	136.85	134.38
16.1	16.55	SM	2.62	27.40	0.72	19.06	14.96	9.25	19.06	19.06	290.29	14.95	146.66	143.63
17.4	17.85	CH	2.48	73.70	1.83	14.94	8.60	5.13	14.94	19.43	309.72	16.25	159.41	150.31
18.9	19.35	CH	2.48	73.70	1.83	14.94	8.60	5.13	14.94	22.42	332.14	17.75	174.13	158.01
20.37	20.82	CH	2.48	73.70	1.83	14.94	8.60	5.13	14.94	21.97	354.10	19.22	188.55	165.56
21.82	22.27	CL	2.48	30.50	0.76	18.08	13.85	8.27	18.08	26.21	380.31	20.67	202.77	177.54
24	24.45	CL	2.48	30.50	0.76	18.08	13.85	8.27	18.08	39.41	419.72	22.85	224.16	195.56
25.5	25.95	CH	2.44	42.90	1.05	16.71	11.69	6.90	16.71	25.07	444.79	24.35	238.87	205.92
27	27.45	CH	2.44	42.90	1.05	16.71	11.69	6.90	16.71	25.07	469.86	25.85	253.59	216.27
28.5	28.95	CH	2.44	42.90	1.05	16.71	11.69	6.90	16.71	25.07	494.92	27.35	268.30	226.62
29.55	30	CH	2.44	42.90	1.05	16.71	11.69	6.90	16.71	17.55	512.47	28.40	278.60	233.87

Correcciones del ensayo SPT

Er (%)	Nm	65-115 mm	Sin liner	Energía	Longitud de barras	N60 (Corregido)	Confinamiento	USCS	(N1)60
		Cb (Skempton (1986))	Cs	Ce	Cr Youd (2001)		CN Youd et al (2001)		
60	26	1	1	1,00	0,75	19,50	1,70	SM	34
60	7	1	1	1,00	0,75	5,25	1,58	SC	8
60	8	1	1	1,00	0,75	6,00	1,41	SC	9
60	29	1	1	1,00	0,8	23,20	1,31	SM	31
60	27	1	1	1,00	0,8	21,60	1,24	SM	27
60	27	1	1	1,00	0,85	22,95	1,17	SM	27
60	6	1	1	1,00	0,85	5,10	1,12	CH	6
60	12	1	1	1,00	0,95	11,40	1,09	CH	12
60	7	1	1	1,00	0,95	6,65	1,06	CH	7
60	8	1	1	1,00	0,95	7,60	1,01	MH	8
60	3	1	1	1,00	1	3,00	0,98	MH	3
60	4	1	1	1,00	1	4,00	0,93	MH	4
60	6	1	1	1,00	1	6,00	0,92	MH	6
60	25	1	1	1,00	1	25,00	0,86	SM	22
60	14	1	1	1,00	1	14,00	0,83	SM	12
60	4	1	1	1,00	1	4,00	0,81	CH	3
60	5	1	1	1,00	1	5,00	0,79	CH	4
60	7	1	1	1,00	1	7,00	0,77	CH	5
60	9	1	1	1,00	1	9,00	0,74	CL	7
60	9	1	1	1,00	1	9,00	0,70	CL	6
60	12	1	1	1,00	1	12,00	0,67	CH	8
60	13	1	1	1,00	1	13,00	0,65	CH	9
60	14	1	1	1,00	1	14,00	0,63	CH	9
60	13	1	1	1,00	1	13,00	0,62	CH	8

Anexo B: Correlaciones del ensayo SPT

Clasificación	DR	ϕ	E (Mpa)
USCS	Skempton (1986) Arenas Finas $\alpha=0.92$	Meyerhof (1959)	Denver (1982)
SM	71,50	38,72	40,42
SC	35,66	33,35	20,16
SC	36,02	33,40	20,36
SM	68,37	38,26	38,65
SM	64,02	37,60	36,19
SM	64,06	37,61	36,21
CH	-	-	16,77
CH	-	-	24,63
CH	-	-	18,60
MH	-	-	19,43
MH	-	-	11,98
MH	-	-	13,50
MH	-	-	16,41
SM	57,51	36,63	32,51
SM	42,28	34,34	23,90
CH	-	-	12,61
CH	-	-	13,91
CH	-	-	16,24
CL	-	-	18,04
CL	-	-	17,52
CH	-	-	19,90
CH	-	-	20,39
CH	-	-	20,85
CH	-	-	19,88

Anexo C: Ensayo CNC

Densidad húmeda (grs/cm3)	Velocidad (mm/min)	humedad (w%)	Diámetro (mm)	Altura (mm)
1.498	1	75.85	50	100

Lecturas						
Lectura del dial de deformación	ΔL	Lectura de carga	Lectura de carga	Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo desviador
rayas	cm	rayas	(kN)	(ϵ %)	(Ac, m2)	(σ , kPa)
10	0,010	1	0,0005	0,10	0,002	0,254
25	0,025	3	0,001	0,25	0,002	0,508
50	0,050	7	0,002	0,50	0,002	1,013
100	0,100	10	0,0051	1,00	0,002	2,571
150	0,150	15	0,0077	1,50	0,002	3,863
200	0,200	23	0,0118	2,00	0,002	5,889
250	0,250	32	0,0165	2,50	0,002	8,193
300	0,300	38	0,0196	3,00	0,002	9,683
350	0,350	43	0,0222	3,50	0,002	10,911
400	0,400	47	0,0242	4,00	0,002	11,832
450	0,450	51	0,0263	4,50	0,002	12,792
500	0,500	56	0,0289	5,00	0,002	13,983
550	0,550	62	0,032	5,50	0,002	15,401
600	0,600	66	0,034	6,00	0,002	16,277
650	0,650	70	0,0361	6,50	0,002	17,191
700	0,700	73	0,0376	7,00	0,002	17,809
750	0,750	76	0,0392	7,50	0,002	18,467
800	0,800	81	0,0418	8,00	0,002	19,585
850	0,850	84	0,0433	8,50	0,002	20,178
900	0,900	86	0,0444	9,00	0,002	20,578
950	0,950	89	0,0459	9,50	0,002	21,156
1000	1,000	90	0,0464	10,00	0,002	21,268
1050	1,050	92	0,0475	10,50	0,002	21,651
1100	1,100	95	0,049	11,00	0,002	22,210
1150	1,150	97	0,05	11,50	0,002	22,536
1200	1,200	98	0,0506	12,00	0,002	22,678
1250	1,250	101	0,0521	12,50	0,002	23,218
1300	1,300	103	0,0531	13,00	0,002	23,528
1350	1,350	105	0,0542	13,50	0,002	23,877
1400	1,400	106	0,0547	14,00	0,002	23,958
1450	1,450	110	0,0562	14,50	0,002	24,472
1500	1,500	110	0,0568	15,00	0,002	24,589

Anexo D: Ensayo UU

Densidad húmeda (grs/cm ³)	Velocidad (mm/min)	humedad (w%)	Diámetro (mm)	Altura (mm)
1.46	1	76	50	100

Deformación Axial	Carga desviadora	Deformación	Deformación unitaria	Deformación unitaria	Área corregida	Área corregida	Esfuerzo desviador (σd)			P	
								σ3	σ1	o centro	o radio
[mm]	[kN]	[mm]	[ε]	[%]	[cm ²]	[m ²]	[kpa]	[kpa]	[kpa]	[kpa]	[kpa]
24,239	0,0	0,000	0,0000	0,0	19,6350	0,0020	0,4200	50	50,42	50,21	0,2100
24,441	0,0	0,201	0,0020	0,2	19,6745	0,0020	9,2207	50	59,22	54,61	4,6104
24,639	0,0	0,399	0,0040	0,4	19,7137	0,0020	10,4573	50	60,46	55,23	5,2286
24,844	0,0	0,605	0,0060	0,6	19,7544	0,0020	11,2706	50	61,27	55,64	5,6353
25,047	0,0	0,807	0,0081	0,8	19,7948	0,0020	12,0807	50	62,08	56,04	6,0404
25,245	0,0	1,006	0,0101	1,0	19,8344	0,0020	12,8881	50	62,89	56,44	6,4440
25,449	0,0	1,210	0,0121	1,2	19,8754	0,0020	13,6913	50	63,69	56,85	6,8457
25,649	0,0	1,409	0,0141	1,4	19,9157	0,0020	14,4917	50	64,49	57,25	7,2459
25,849	0,0	1,609	0,0161	1,6	19,9561	0,0020	14,8756	50	64,88	57,44	7,4378
26,050	0,0	1,810	0,0181	1,8	19,9969	0,0020	15,6699	50	65,67	57,83	7,8350
26,254	0,0	2,014	0,0201	2,0	20,0386	0,0020	16,4604	50	66,46	58,23	8,2302
26,456	0,0	2,217	0,0222	2,2	20,0801	0,0020	17,2477	50	67,25	58,62	8,6238
26,656	0,0	2,417	0,0242	2,4	20,1212	0,0020	17,6222	50	67,62	58,81	8,8111
26,860	0,0	2,621	0,0262	2,6	20,1634	0,0020	17,9944	50	67,99	59,00	8,9972
27,060	0,0	2,820	0,0282	2,8	20,2048	0,0020	18,7737	50	68,77	59,39	9,3869
27,261	0,0	3,021	0,0302	3,0	20,2467	0,0020	18,7349	50	68,73	59,37	9,3674
27,463	0,0	3,224	0,0322	3,2	20,2891	0,0020	18,6957	50	68,70	59,35	9,3479
27,665	0,0	3,425	0,0343	3,4	20,3313	0,0020	19,4680	50	69,47	59,73	9,7340

27,861	0,0	3,622	0,0362	3,6	20,3729	0,0020	20,2379	50	70,24	60,12	10,1189
28,063	0,0	3,823	0,0382	3,8	20,4155	0,0020	20,1956	50	70,20	60,10	10,0978
28,265	0,0	4,026	0,0403	4,0	20,4586	0,0020	20,5562	50	70,56	60,28	10,2781
28,469	0,0	4,230	0,0423	4,2	20,5021	0,0021	21,3169	50	71,32	60,66	10,6584
28,669	0,0	4,429	0,0443	4,4	20,5450	0,0021	21,6738	50	71,67	60,84	10,8369
28,869	0,0	4,629	0,0463	4,6	20,5880	0,0021	22,0290	50	72,03	61,01	11,0145
29,073	0,0	4,833	0,0483	4,8	20,6321	0,0021	22,3816	50	72,38	61,19	11,1908
29,275	0,0	5,036	0,0504	5,0	20,6761	0,0021	22,3339	50	72,33	61,17	11,1670
29,478	0,0	5,238	0,0524	5,2	20,7203	0,0021	23,0822	50	73,08	61,54	11,5411
29,680	0,0	5,441	0,0544	5,4	20,7647	0,0021	23,0329	50	73,03	61,52	11,5164
29,879	0,0	5,639	0,0564	5,6	20,8084	0,0021	23,7772	50	73,78	61,89	11,8886
30,081	0,1	5,842	0,0584	5,8	20,8531	0,0021	24,5170	50	74,52	62,26	12,2585
30,279	0,1	6,040	0,0604	6,0	20,8971	0,0021	24,4654	50	74,47	62,23	12,2327
30,482	0,1	6,243	0,0624	6,2	20,9423	0,0021	25,2001	50	75,20	62,60	12,6001
30,685	0,1	6,445	0,0645	6,4	20,9876	0,0021	25,1457	50	75,15	62,57	12,5728
30,884	0,1	6,645	0,0664	6,6	21,0325	0,0021	25,4841	50	75,48	62,74	12,7420
31,085	0,1	6,846	0,0685	6,8	21,0779	0,0021	25,8204	50	75,82	62,91	12,9102
31,291	0,1	7,051	0,0705	7,1	21,1245	0,0021	26,1538	50	76,15	63,08	13,0769
31,489	0,1	7,250	0,0725	7,2	21,1697	0,0021	26,4875	50	76,49	63,24	13,2437
31,696	0,1	7,457	0,0746	7,5	21,2170	0,0021	26,8171	50	76,82	63,41	13,4085
31,896	0,1	7,656	0,0766	7,7	21,2629	0,0021	27,5348	50	77,53	63,77	13,7674
32,098	0,1	7,859	0,0786	7,9	21,3097	0,0021	27,4744	50	77,47	63,74	13,7372
32,295	0,1	8,056	0,0806	8,1	21,3553	0,0021	27,8019	50	77,80	63,90	13,9009
32,501	0,1	8,261	0,0826	8,3	21,4031	0,0021	27,7397	50	77,74	63,87	13,8699
32,697	0,1	8,458	0,0846	8,5	21,4491	0,0021	27,6802	50	77,68	63,84	13,8401
32,901	0,1	8,662	0,0866	8,7	21,4970	0,0021	28,0021	50	78,00	64,00	14,0011

33,103	0,1	8,863	0,0886	8,9	21,5445	0,0022	28,3232	50	78,32	64,16	14,1616
33,302	0,1	9,063	0,0906	9,1	21,5918	0,0022	28,2611	50	78,26	64,13	14,1306
33,503	0,1	9,264	0,0926	9,3	21,6396	0,0022	28,1986	50	78,20	64,10	14,0993
33,707	0,1	9,468	0,0947	9,5	21,6884	0,0022	28,1352	50	78,14	64,07	14,0676
33,909	0,1	9,669	0,0967	9,7	21,7367	0,0022	28,0727	50	78,07	64,04	14,0364
34,107	0,1	9,867	0,0987	9,9	21,7845	0,0022	28,3896	50	78,39	64,19	14,1948
34,311	0,1	10,071	0,1007	10,1	21,8339	0,0022	28,3254	50	78,33	64,16	14,1627
34,509	0,1	10,270	0,1027	10,3	21,8822	0,0022	28,2629	50	78,26	64,13	14,1315
34,715	0,1	10,475	0,1048	10,5	21,9324	0,0022	28,5742	50	78,57	64,29	14,2871
34,916	0,1	10,676	0,1068	10,7	21,9818	0,0022	28,8851	50	78,89	64,44	14,4426
35,117	0,1	10,877	0,1088	10,9	22,0314	0,0022	28,4458	50	78,45	64,22	14,2229
35,319	0,1	11,080	0,1108	11,1	22,0816	0,0022	29,1280	50	79,13	64,56	14,5640
35,522	0,1	11,283	0,1128	11,3	22,1320	0,0022	29,0616	50	79,06	64,53	14,5308
35,722	0,1	11,482	0,1148	11,5	22,1820	0,0022	28,9962	50	79,00	64,50	14,4981
35,923	0,1	11,683	0,1168	11,7	22,2325	0,0022	28,9303	50	78,93	64,47	14,4652
36,123	0,1	11,883	0,1188	11,9	22,2829	0,0022	28,8649	50	78,86	64,43	14,4325
36,325	0,1	12,086	0,1209	12,1	22,3342	0,0022	29,1678	50	79,17	64,58	14,5839
36,525	0,1	12,285	0,1229	12,3	22,3851	0,0022	29,1015	50	79,10	64,55	14,5508
36,726	0,1	12,487	0,1249	12,5	22,4365	0,0022	29,4023	50	79,40	64,70	14,7012
36,930	0,1	12,691	0,1269	12,7	22,4889	0,0022	29,3338	50	79,33	64,67	14,6669
37,130	0,1	12,890	0,1289	12,9	22,5405	0,0023	29,6325	50	79,63	64,82	14,8163
37,334	0,1	13,094	0,1309	13,1	22,5934	0,0023	29,9281	50	79,93	64,96	14,9640
37,535	0,1	13,295	0,1330	13,3	22,6458	0,0023	29,4947	50	79,49	64,75	14,7473
37,736	0,1	13,497	0,1350	13,5	22,6985	0,0023	29,4263	50	79,43	64,71	14,7131
37,936	0,1	13,696	0,1370	13,7	22,7510	0,0023	29,7208	50	79,72	64,86	14,8604

38,138	0,1	13,899	0,1390	13,9	22,8045	0,0023	29,6510	50	79,65	64,83	14,8255
38,339	0,1	14,100	0,1410	14,1	22,8579	0,0023	29,5817	50	79,58	64,79	14,7909
38,539	0,1	14,300	0,1430	14,3	22,9112	0,0023	29,5130	50	79,51	64,76	14,7565
38,739	0,1	14,499	0,1450	14,5	22,9647	0,0023	29,8033	50	79,80	64,90	14,9016
38,943	0,1	14,703	0,1470	14,7	23,0196	0,0023	29,7322	50	79,73	64,87	14,8661
39,140	0,1	14,900	0,1490	14,9	23,0729	0,0023	30,0209	50	80,02	65,01	15,0105
39,342	0,1	15,103	0,1510	15,1	23,1279	0,0023	29,9495	50	79,95	64,97	14,9747
39,546	0,1	15,307	0,1531	15,3	23,1836	0,0023	29,5218	50	79,52	64,76	14,7609
39,747	0,1	15,508	0,1551	15,5	23,2388	0,0023	29,8065	50	79,81	64,90	14,9033
39,947	0,1	15,708	0,1571	15,7	23,2939	0,0023	29,7361	50	79,74	64,87	14,8681
40,151	0,1	15,912	0,1591	15,9	23,3504	0,0023	30,0173	50	80,02	65,01	15,0086
40,354	0,1	16,114	0,1611	16,1	23,4068	0,0023	29,9449	50	79,94	64,97	14,9725
40,553	0,1	16,314	0,1631	16,3	23,4627	0,0023	30,2251	50	80,23	65,11	15,1126
40,756	0,1	16,517	0,1652	16,5	23,5196	0,0024	30,1519	50	80,15	65,08	15,0760
40,954	0,1	16,715	0,1671	16,7	23,5756	0,0024	30,4301	50	80,43	65,22	15,2151
41,158	0,1	16,919	0,1692	16,9	23,6335	0,0024	30,3556	50	80,36	65,18	15,1778
41,359	0,1	17,120	0,1712	17,1	23,6908	0,0024	30,2821	50	80,28	65,14	15,1410
41,561	0,1	17,321	0,1732	17,3	23,7485	0,0024	30,2086	50	80,21	65,10	15,1043
41,763	0,1	17,524	0,1752	17,5	23,8068	0,0024	30,4809	50	80,48	65,24	15,2405
41,966	0,1	17,726	0,1773	17,7	23,8654	0,0024	30,0606	50	80,06	65,03	15,0303
42,163	0,1	17,923	0,1792	17,9	23,9226	0,0024	29,9886	50	79,99	64,99	14,9943
42,367	0,1	18,127	0,1813	18,1	23,9823	0,0024	30,2579	50	80,26	65,13	15,1290
42,568	0,1	18,328	0,1833	18,3	24,0413	0,0024	30,1836	50	80,18	65,09	15,0918
42,767	0,1	18,528	0,1853	18,5	24,1002	0,0024	30,1098	50	80,11	65,05	15,0549
42,973	0,1	18,733	0,1873	18,7	24,1612	0,0024	30,0339	50	80,03	65,02	15,0169

43,170	0,1	18,930	0,1893	18,9	24,2198	0,0024	29,9611	50	79,96	64,98	14,9806
43,372	0,1	19,133	0,1913	19,1	24,2805	0,0024	30,2259	50	80,23	65,11	15,1129
43,572	0,1	19,333	0,1933	19,3	24,3406	0,0024	30,1512	50	80,15	65,08	15,0756
43,777	0,1	19,538	0,1954	19,5	24,4028	0,0024	29,7365	50	79,74	64,87	14,8683
43,974	0,1	19,735	0,1973	19,7	24,4626	0,0024	29,6638	50	79,66	64,83	14,8319
44,181	0,1	19,942	0,1994	19,9	24,5258	0,0025	29,9235	50	79,92	64,96	14,9618
44,242	0,1	20,003	0,2000	20,0	24,5445	0,0025	29,9008	50	79,90	64,95	14,9504

Anexo E: Geomalla Biaxial Tensar BX6100



Tensar International Corporation
 5883 Glenridge Drive, Suite 200
 Atlanta, Georgia 30328-5363
 Phone: 800-TENSAR-1
www.tensar-international.com

Product Specification - Biaxial Geogrid BX6100

Tensar International Corporation reserves the right to change its product specifications at any time. It is the responsibility of the specifier and purchaser to ensure that product specifications used for design and procurement purposes are current and consistent with the products used in each instance.

Product Type: Integrally Formed Biaxial Geogrid
Polymer: Polypropylene
Load Transfer Mechanism: Positive Mechanical Interlock
Primary Application: Dimension System (Foundation Improvement)

Product Properties	Units	MD Values ¹	XMD Values ¹
Index Properties			
▪ 1% Junction Tensile Modulus in Use ²	kN/m (lb/ft)	250 (17,000)	290 (20,000)
▪ 2% Junction Tensile Modulus in Use ²	kN/m (lb/ft)	170 (11,750)	220 (15,000)
▪ Junction Strength in Use @ 1% Strain ³	kN/m (lb/ft)	2.5 (170)	2.9 (200)
▪ Junction Strength in Use @ 2% Strain ³	kN/m (lb/ft)	3.4 (240)	4.4 (300)
▪ Interaction Coefficient (Granular Soil)		1.0	1.0
Structural Integrity			
▪ Flexural Stiffness ⁴	mg-cm	250,000	
▪ Aperture Stability ⁵	m-N/deg	0.28	
Durability			
▪ Resistance to Long Term Degradation ⁶	%	100	
▪ Resistance to UV Degradation ⁷	%	100	

Dimensions and Delivery

The biaxial geogrid shall be delivered to the jobsite in roll form with each roll individually identified and nominally measuring 4.0 meters (13.1 feet) in width and 75.0 meters (246 feet) in length. A typical truckload quantity is 185 rolls.

Notes:

- Unless indicated otherwise, values shown are minimum average roll values (MARV) determined in accordance with ASTM D4759-02. The column labeled MD Values represents results from testing the product in the Machine Direction. The column labeled XMD Values represents results from testing the product in the Cross-Machine (Transverse) Direction.
- True resistance to elongation when initially subjected to a load determined in accordance with GRI-GG2-05 without deforming test materials under load before measuring such resistance or employing "secant" or "offset" tangent methods of measurement so as to overstate tensile properties.
- Load transfer capability determined in accordance with GRI-GG2-05.
- Resistance to bending force determined in accordance with ASTM D5732-01, using specimens of width two ribs wide, with transverse ribs cut flush with exterior edges of longitudinal ribs (as a "ladder"), and of length sufficiently long to enable measurement of the overhang dimension. The overall Flexural Stiffness is calculated as the square root of the product of MD and XMD Flexural Stiffness values.
- Resistance to in-plane rotational movement measured by applying a 20 kg-cm (2 m-N) moment to the central junction of a 9 inch x 9 inch specimen restrained at its perimeter in accordance with U.S. Army Corps of Engineers Methodology for measurement of Torsional Rigidity.
- Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to chemically aggressive environments in accordance with EPA 9090 immersion testing.
- Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to 500 hours of ultraviolet light and aggressive weathering in accordance with ASTM D4355-05.

Tensar International Corporation warrants that at the time of delivery the geogrid furnished hereunder shall conform to the specification stated herein. Any other warranty including merchantability and fitness for a particular purpose, are hereby excluded. If the geogrid does not meet the specifications on this page and Tensar is notified prior to installation, Tensar will replace the geogrid at no cost to the customer.

This product specification supersedes all prior specifications for the product described above and is not applicable to any products shipped prior to June 1, 2007

Anexo F: Análisis de Licuación Youd et al. (2001)

(N1)60	demanda sísmica en una capa de suelo expresada en términos de			capacidad del suelo para resistir la licuación				
	rd	tmax (kPa)	tcyc (kPa)	CSR	CRR7,5	USCS	FS	FS
34	1.00	3.11	2.02	0.26	--	SM	NL	NL (no hay NF)
8	0.99	7.34	4.74	0.26	--	SC	NL	NL (no hay NF)
9	0.99	15.62	10.02	0.29	0.10	SC	0.35	0.35
31	0.98	24.32	15.48	0.33	0.52	SM	NL	NL ((N1)60 > 30)
27	0.97	32.18	20.35	0.36	0.33	SM	0.94	0.94
27	0.97	40.47	25.40	0.37	0.34	SM	0.89	0.89
6	0.96	47.16	29.36	0.39	0.08	CH	NL	NL (Arcilla)
12	0.95	53.95	33.26	0.41	0.14	CH	NL	NL (Arcilla)
7	0.94	58.36	35.71	0.41	0.09	CH	NL	NL (Arcilla)
8	0.91	69.76	41.42	0.43	0.09	MH	NL	NL (Limo con IP>4)
3	0.88	79.41	45.37	0.43	0.06	MH	NL	NL (Limo con IP>4)
4	0.82	92.07	49.00	0.42	0.06	MH	NL	NL (Limo con IP>4)
6	0.80	96.29	49.82	0.42	0.08	MH	NL	NL (Limo con IP>4)
22	0.74	108.49	52.35	0.39	0.24	SM	0.61	0.61
12	0.71	116.12	53.59	0.37	0.13	SM	0.34	0.34
3	0.67	123.89	54.05	0.36	0.06	CH	NL	NL (Arcilla)
4	0.63	132.85	54.63	0.35	0.06	CH	NL	NL (Arcilla)
5	0.60	141.64	55.37	0.33	0.08	CH	NL	NL (Arcilla)
7	0.58	152.13	57.00	0.32	0.08	CL	NL	NL (Arcilla)
6	0.55	167.89	59.74	0.31	0.08	CL	NL	NL (Arcilla)
8	0.53	177.92	61.52	0.30	0.10	CH	NL	NL (Arcilla)
9	0.52	187.94	63.42	0.29	0.10	CH	NL	NL (Arcilla)
9	0.51	197.97	65.40	0.29	0.10	CH	NL	NL (Arcilla)
8	0.50	204.99	66.81	0.29	0.10	CH	NL	NL (Arcilla)

gráfico 2 Youd et al. (2001)

% Finos	α	β	(N1)60cs	CRR7,5 Corregido por finos	MSF	Ks	K α	USCS	FS
24	4.18	1.11	41	--	0.66	1.14	1.00	SM	NL (no hay NF)
37	5.00	1.20	15	--	0.66	1.12	1.00	SC	NL (no hay NF)
21	3.78	1.09	13	0.14	0.66	1.09	1.00	SC	0.49
21	3.78	1.09	37	--	0.66	1.06	1.00	SM	NL ((N1)60cs > 30)
21	3.78	1.09	33	--	0.66	1.03	1.00	SM	NL ((N1)60cs > 30)
21	3.78	1.09	33	--	0.66	1.00	1.00	SM	NL ((N1)60cs > 30)
73	5.00	1.20	12	0.13	0.66	0.98	1.00	CH	NL (Arcilla)
77	5.00	1.20	20	0.21	0.66	0.96	1.00	CH	NL (Arcilla)
77	5.00	1.20	13	0.15	0.66	0.94	1.00	CH	NL (Arcilla)
97	5.00	1.20	14	0.15	0.66	0.91	1.00	MH	NL (Limo con IP>4)
97	5.00	1.20	8	0.10	0.66	0.89	1.00	MH	NL (Limo con IP>4)
97	5.00	1.20	9	0.11	0.66	0.85	1.00	MH	NL (Limo con IP>4)
98	5.00	1.20	12	0.13	0.66	0.85	1.00	MH	NL (Limo con IP>4)
24	4.18	1.11	28	0.37	0.66	0.82	1.00	SM	0.96
24	4.18	1.11	17	0.18	0.66	0.80	1.00	SM	0.49
97	5.00	1.20	9	0.10	0.66	0.79	1.00	CH	NL (Arcilla)
94	5.00	1.20	10	0.11	0.66	0.77	1.00	CH	NL (Arcilla)
94	5.00	1.20	11	0.13	0.66	0.76	1.00	CH	NL (Arcilla)
54	5.00	1.20	13	0.14	0.66	0.74	1.00	CL	NL (Arcilla)
54	5.00	1.20	13	0.14	0.66	0.72	1.00	CL	NL (Arcilla)
90	5.00	1.20	15	0.16	0.66	0.71	1.00	CH	NL (Arcilla)
90	5.00	1.20	15	0.16	0.66	0.70	1.00	CH	NL (Arcilla)
90	5.00	1.20	16	0.17	0.66	0.70	1.00	CH	NL (Arcilla)
90	5.00	1.20	15	0.16	0.66	0.70	1.00	CH	NL (Arcilla)

Anexo G: Análisis de Estabilidad Global

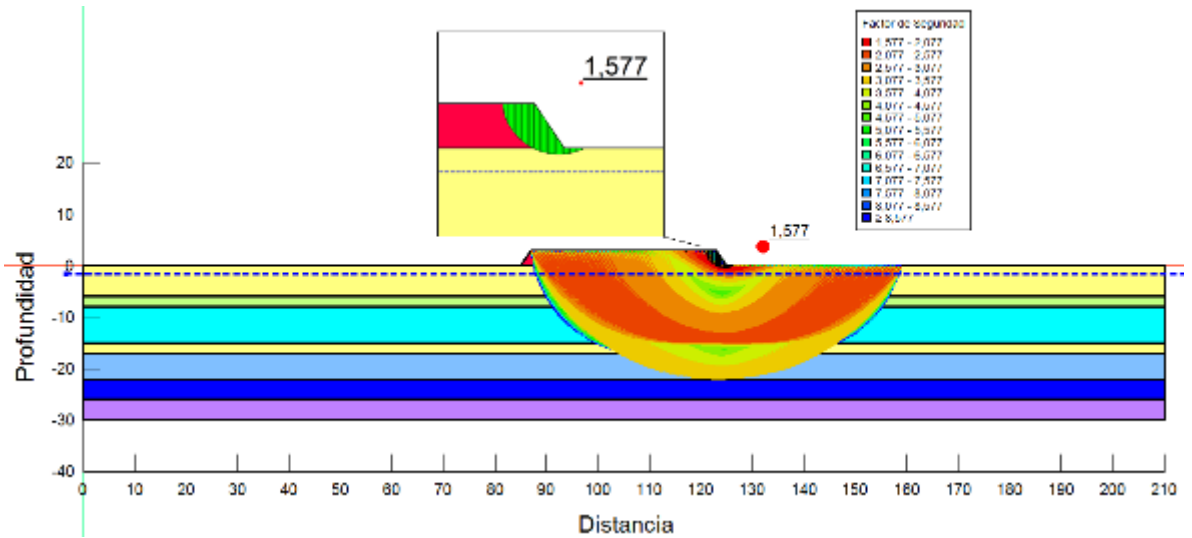


Figura 7.1: Estabilidad Global de relleno en terraplén mediante el método riguroso de Spencer (1967) con la opción entrada y salida, en Slope/w.

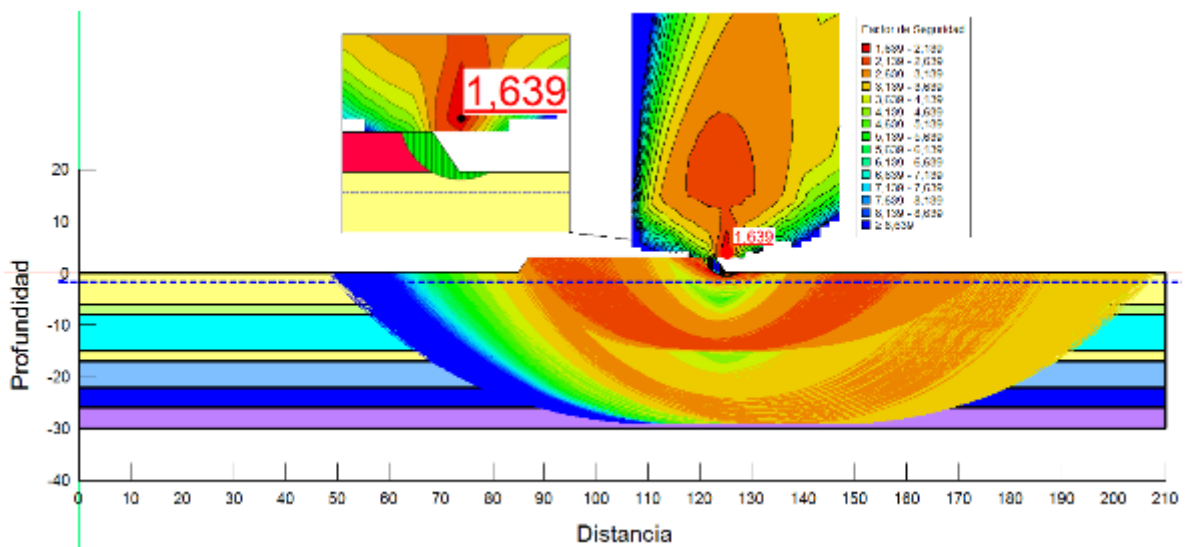


Figura 7.2: Estabilidad Global de relleno en terraplén mediante el método riguroso de Spencer (1967) con la opción grillas y radios de Slope/w.

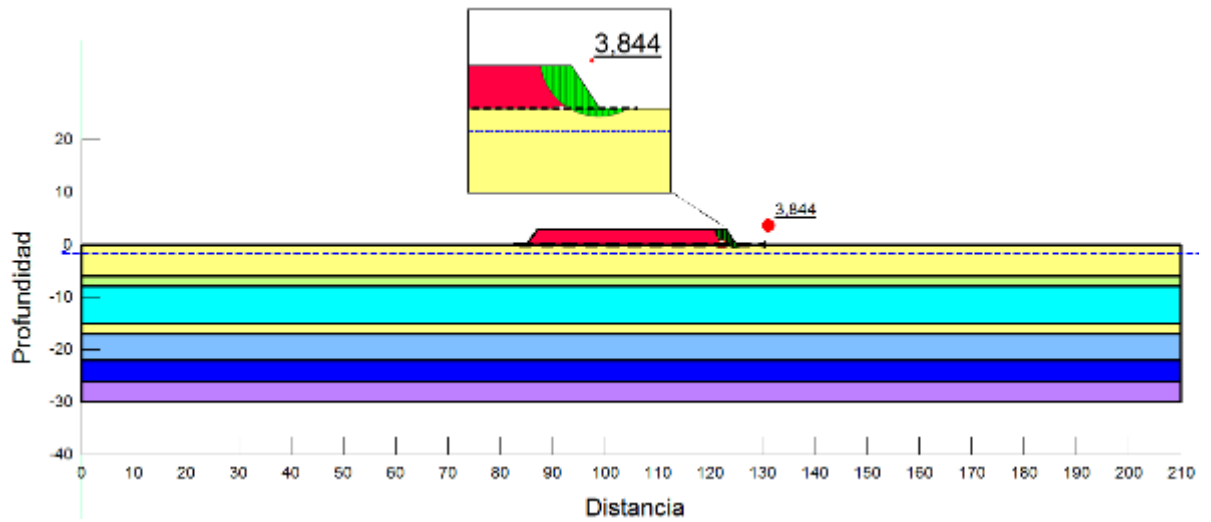


Figura 7.3: Estabilidad Global de relleno en terraplén reforzado con geomalla, mediante el método riguroso de Spencer (1967) con la opción entrada y salida de Slope/w.

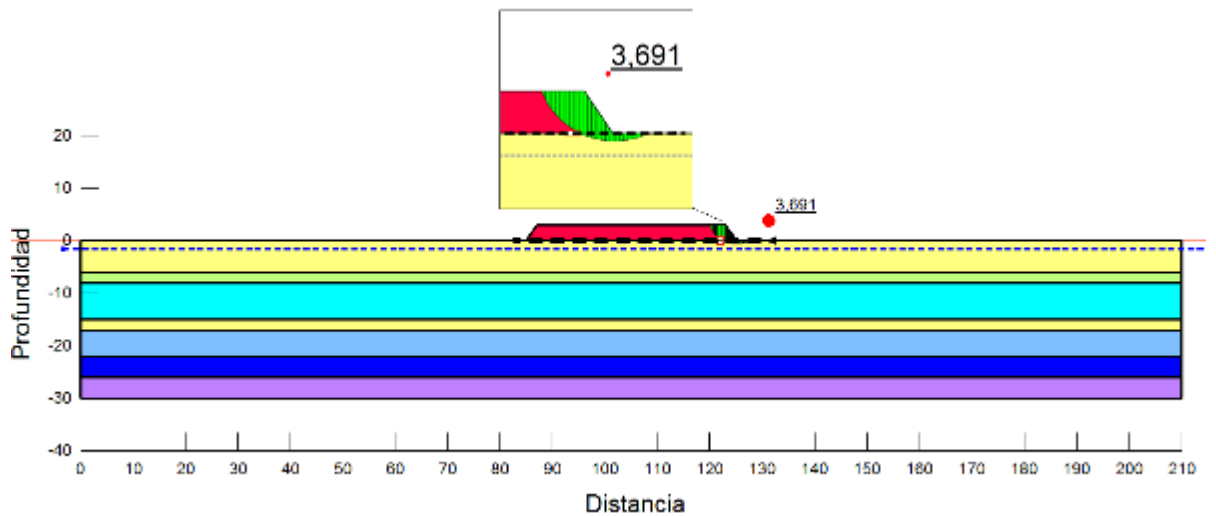


Figura 7.4: Estabilidad Global de relleno en terraplén reforzado con geomalla, mediante el método riguroso de Spencer (1967) con la opción Grilla y radios de Slope/w.

Editar parámetros del refuerzo

Datos del refuerzo

Punto a la izquierda : x = 83,00 [m]
z = 0,00 [m]

Punto a la derecha : x = 127,00 [m]
z = 0,00 [m]

Longitud : L = 44,00 [m]

Extender a izquierda Extender a derecha

Fuerza tensora : $R_t = 38,00$ [kN/m]

Análisis :

Coefficiente de interacción : C = 0,80 [-]

Fin del refuerzo :

OK Cancelar

Figura 7.5: Parámetros del refuerzo en GEO5.

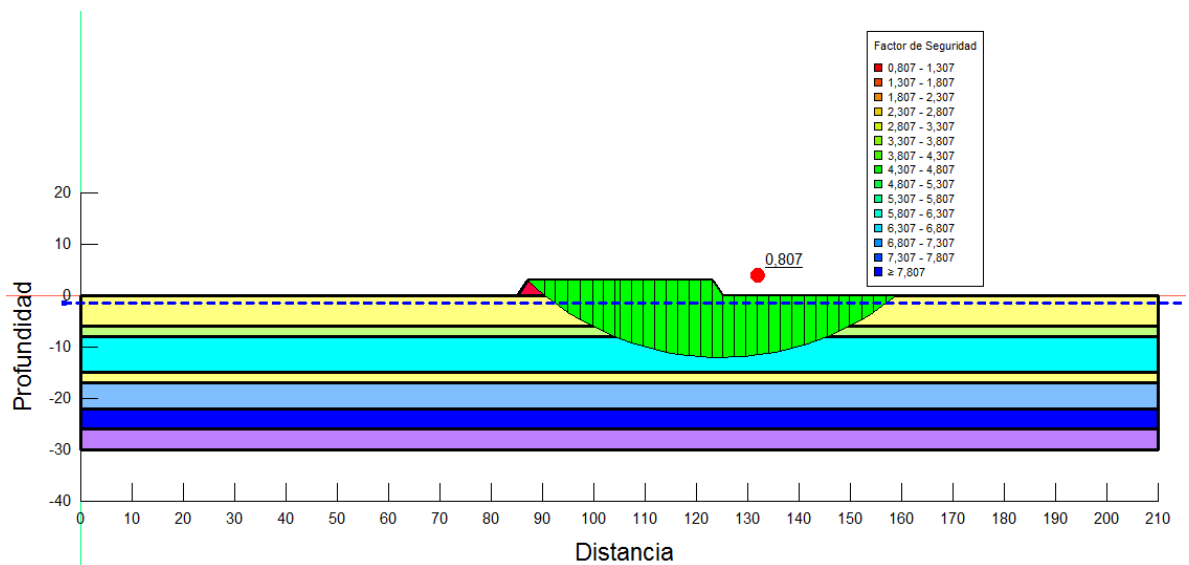


Figura 7.6: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Spencer (1967), para entrada y salida.

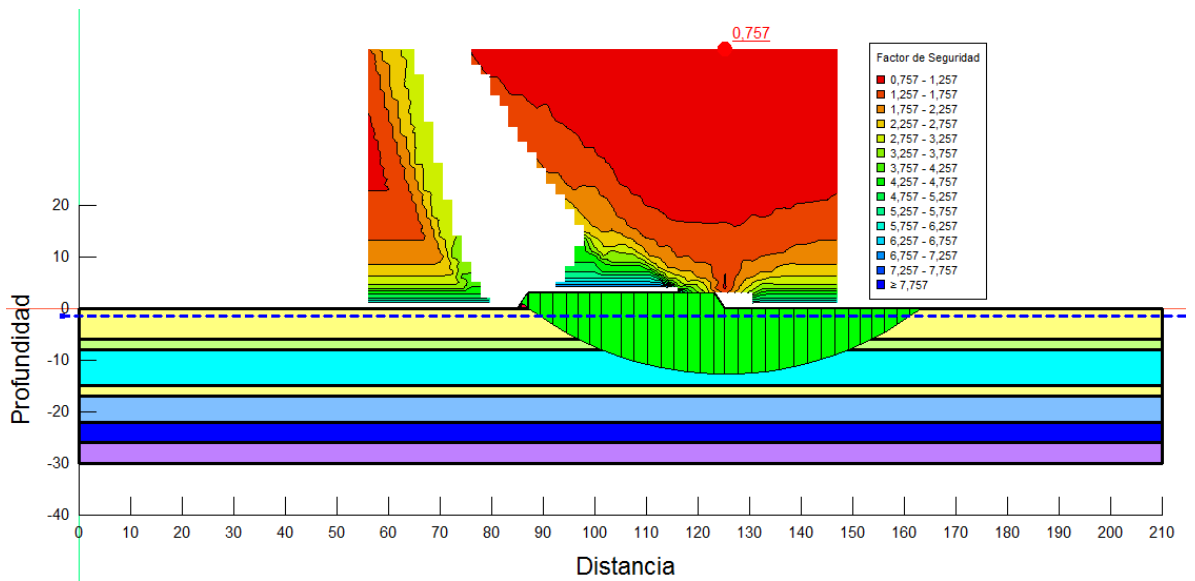


Figura 7.7: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Spencer (1967), para grillas y radios.

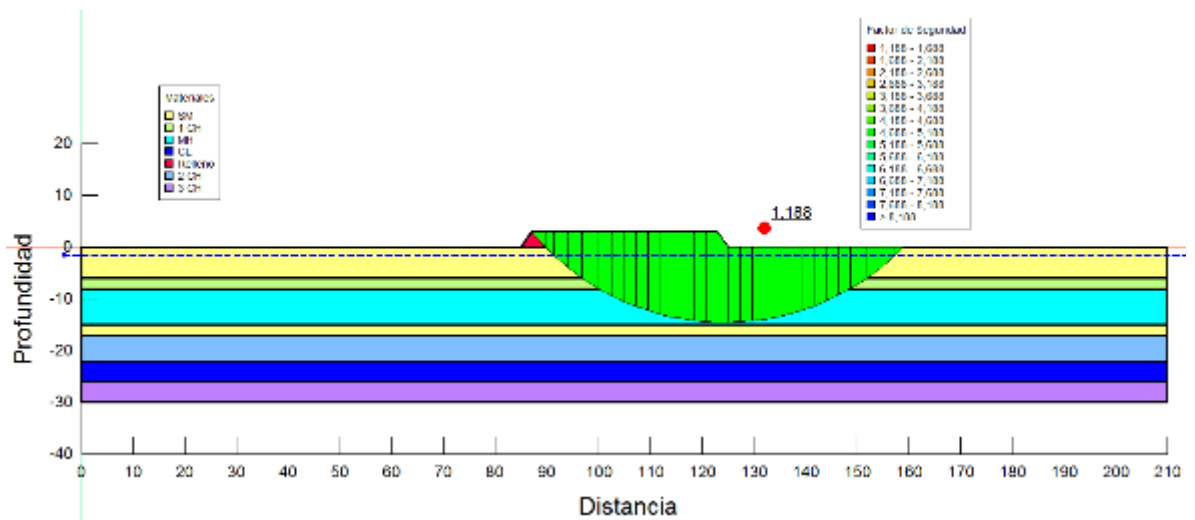


Figura 7.8: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Spencer (1967), para entrada y salida.

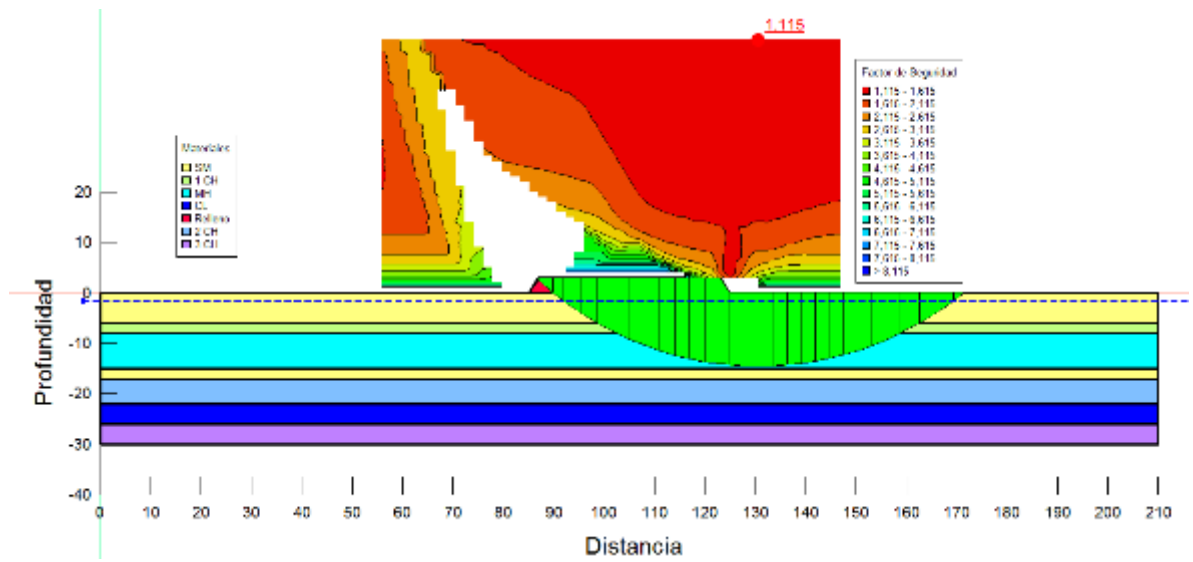


Figura 7.9: Superficie de falla más desfavorable para el análisis pseudoestático mediante Spencer (1967), para grillas y radios.

Anexo H: Análisis de Licuación Liquefy5

LiquefyPro

File Edit Results Settings Help

Input Output Summary Details F:\Lico.liq

A. Data Input | B. Soil Profile | C. Advanced | D. Specials

1. Title: lico

2. Subtitle: S1

3. PGA (a_{max}): 0.4

4. Magnitude: 8.8

5. Hole Depth: 30

6. Hole No.:

7. Elevation: 0

8. Water Table during Earthquake: 1.6

9. Water Table during In-Situ Testing: 1.6

10. Page No.: Plate A-1 Plot: 1 cm = 2 m

12. In-Situ Tests

- SPT Input
- CPT Input
- BPT Input

13. Units

- English
- Metric / SI

15. In-Situ Test Data

#	Depth	SPT	G total	Fines(%)
1	0.45	26	19.29	24
2	1.00	7	19.24	37
3	2.00	8	20.65	21
4	3.05	29	20.70	21
5	4.00	27	20.70	21
6	5.00	27	20.70	21
7	6.00	6	16.73	73
8	7.00	12	16.73	77
9	7.65	7	16.97	77
10	9.55	8	15.00	97
11	11.15	3	15.08	97
12	12.25	4	15.08	97

17. Auto Depth

In Fines (%), input 101 for Non-Liquefiable Soil; input a negative number to get desired F.S.
G total - Total Unit Weight.

Unit: qc, fs, Stress or Pressure = atm (1.0581tsf); Unit Weight = kN/m3; Depth = m; Settlement = cm

LiquefyPro

File Edit Results Settings Help

Input Output Summary Details F:\Lico.liq

A. Data Input | B. Soil Profile | C. Advanced | D. Specials

3. Fines Correction (Liquefaction)

- No
- Idriss/Seed
- Stark/D Olson et al.*
- Modify Stark/D Olson

4. Fines Correction (Settlement)

- During Liquefaction*
- Post Liquefaction

5. Settlement Calculation

- All zones*
- Liq. zone only

* Recommended Options

6. Hammer Energy Ratio, Ce =

Default = 1

7. Borehole Diameter, Cb =

65-115mm (2.5-4.5in) = 1

8. Sampling Method, Cs =

Standard Sampler = 1

9. User request factor of safety (apply to CSR), User =

Plot one CSR curve (fs1=1)

10. Average 2 input data between 2 depths

- No
- Yes*

11. Show Curve above GWT

12. Print Interval (ft or m) 0.5

14. Ground Improvement of Fill on Ground Surface

Height 0 Gamma 17 Fill Affects Strength 1

Depth is based on original ground surface, not based on top of fill

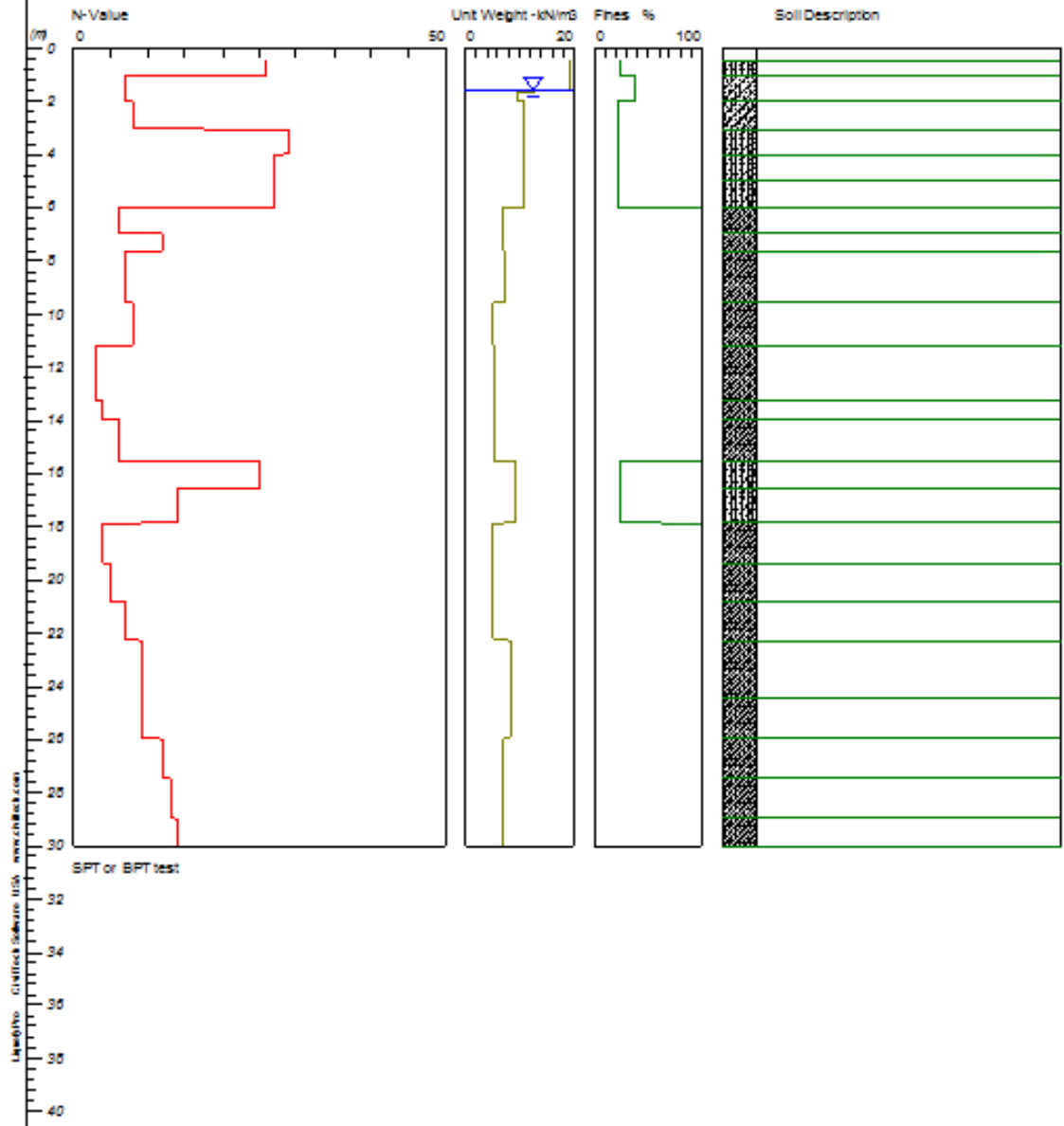
Unit: qc, fs, Stress or Pressure = atm (1.0581tsf); Unit Weight = kN/m3; Depth = m; Settlement = cm

LIQUEFACTION ANALYSIS

Ilico

Hole No.= Water Depth=1.6 m Surface Elev.=0

Magnitude=8.8
Acceleration=0.4g

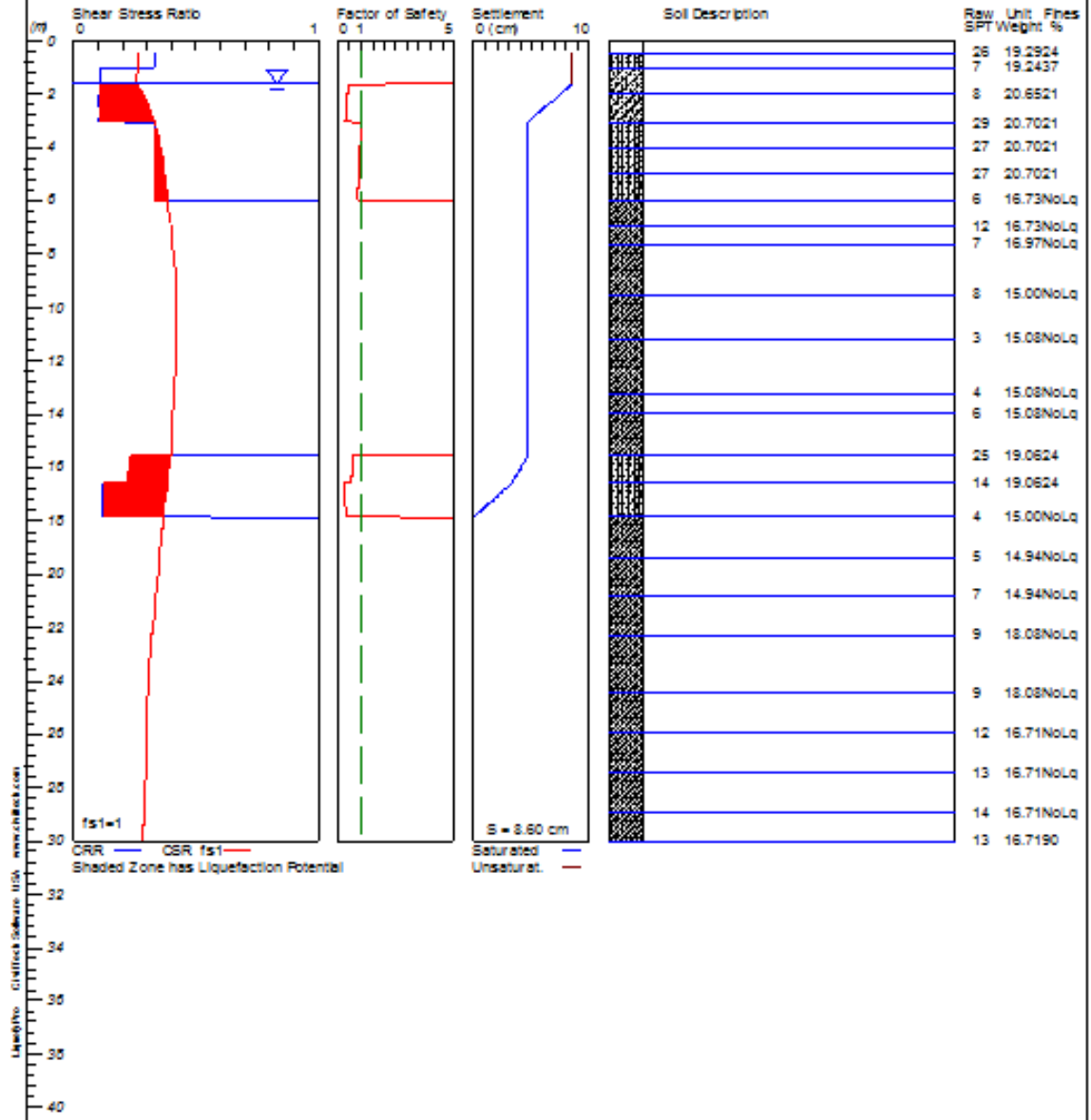


LIQUEFACTION ANALYSIS

Ilico

Hole No.= Water Depth=1.6 m Surface Elev.=0

Magnitude=8.8
Acceleration=0.4g



CivilTech Corporation

S1

Plate A-1