

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

DISEÑO DE CUATRO SOLUCIONES GEOTÉCNICAS: MEJORAMIENTO DE UN  
TERRENO LICUABLE MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA COMPACTADAS,  
ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD MEDIANTE SUELO COSIDO, DISEÑO DE  
PILOTES APOYADOS EN ROCAS BLANDAS Y MEJORAMIENTO DE UN  
TERRENO LICUABLE MEDIANTE COMPACTACIÓN DINÁMICA

Trabajo final de investigación aplicada sometido a la consideración de la  
Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil para optar  
al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.

JULIAN ANDRES TREJOS VILLALOBOS

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2020

## Dedicatoria y Agradecimientos

La dedicatoria y culminación de este trabajo se la debo a mi esposa, soporte que siempre ha estado a mi lado, impulsándome a dar más de lo que yo me creo capaz. A ella mi amor y gratitud.

Agradezco al cuerpo docente del Posgrado en Ingeniería Geotécnica, por transmitir su conocimiento y dedicar su tiempo para hacer crecer el potencial técnico en nuestra rama y en nuestro país. Espero que este trabajo haga justicia a dicha labor docente. A los profesores guías Ana Monge, M.Sc. y Danilo Jiménez M.Sc. por sus valiosos aportes en el proceso de elaboración de este trabajo. Adicionalmente agradezco a los compañeros que colaboraron con el aprendizaje de las diferentes materias abordadas en la maestría, en especial a Fabricio Chavarría S., compañero de batallas en el campo del estudio desde que finalizamos la licenciatura y con quien he tenido la dicha de caminar por este bello pasaje que es la ingeniería civil.

“Este trabajo final de investigación aplicada fue aceptado por la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica”

---

Doctor Alberto Serrano Pacheco  
**Representante del Decano**  
**Sistema de Estudios de Posgrado**

---

Máster Ana Lorena Monge Sandí  
**Profesora Guía**

---

Máster Danilo Jiménez Ugalde  
**Lector**

---

Máster Marcia Cordero Sandí  
**Lectora**

---

Máster Marco Antonio Tapia Balladares  
**Representante del Director**  
**Programa de Posgrado en Ingeniería Civil**

---

Julian Trejos Villalobos  
**Sustentante**

# Tabla de contenido

<b>RESUMEN .....</b>	<b>IX</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>X</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>XXVII</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS .....</b>	<b>XXVI</b>
<b>LISTA DE SIMBOLOGÍA: MEJORAMIENTO DE TERRENO MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA COMPACTADA.....</b>	<b>XXVII</b>
<b>LISTA DE SIMBOLOGÍA: ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD MEDIANTE SUELO COSIDO.....</b>	<b>XXXIX</b>
<b>LISTA DE SIMBOLOGÍA: DISEÑO DE PILOTES APOYADOS EN ROCAS BLANDAS .....</b>	<b>XXXI</b>
<b>LISTA DE SIMBOLOGÍA: MEJORAMIENTO DE TERRENO LICUABLE MEDIANTE COMPACTACIÓN DINÁMICA .....</b>	<b>XXXIV</b>
<b>I. MEJORAMIENTO DE TERRENO MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA COMPACTADA....</b>	<b>1</b>
I.1 INTRODUCCIÓN.....	1
I.1.1 Planteamiento del problema .....	1
I.1.2 Objetivo general.....	1
I.1.3 Objetivos específicos.....	2
I.1.4 Importancia.....	2
I.1.5 Alcances y limitaciones.....	3
I.1.6 Metodología.....	4
I.2 MARCO TEÓRICO .....	8
I.2.1 Problema específico.....	8
I.2.2 Posibles soluciones al problema.....	8
I.2.3 Solución mediante el sistema Geopier®.....	10
I.3 CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO.....	24
I.3.1 Descripción general del proyecto .....	24
I.3.2 Descripción geológica del sitio.....	27
I.3.3 Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación.....	28
I.3.4 Modelo geotécnico .....	34
I.3.5 Modelación numérica del sitio.....	35
I.4 DISEÑO DEL MEJORAMIENTO DEL TERRENO MEDIANTE LAS PILAS DE AGREGADO APISONADO. ....	39
I.4.1 Diseño por capacidad ante falla local de la pila .....	39
I.4.2 Diseño por capacidad de soporte ante falla global .....	40
I.4.3 Potencial de licuación del suelo mejorado mediante pilas de agregado apisonado.....	47

1.4.4	Cálculo de asentamientos en el terreno .....	48
1.4.5	Análisis de resultados .....	56
I.5	PLANOS CONSTRUCTIVOS DE LA SOLUCIÓN .....	58
I.6	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS .....	59
1.6.1	Descripción .....	59
1.6.2	Alcance del trabajo de mejoramiento de suelos mediante el uso de pilas de agregado apisonado .....	59
1.6.3	Materiales y control de calidad .....	59
1.6.4	Verificación de parámetros de diseño de pilas de agregado apisonado .....	60
1.6.5	Plano de localización y elevación de Pilas de Agregado .....	61
I.7	PRESUPUESTO .....	62
I.8	CONCLUSIONES .....	64
I.9	RECOMENDACIONES .....	67
<b>II.</b>	<b>ESTABILIZACIÓN DE TALUD MEDIANTE SUELO COSIDO .....</b>	<b>68</b>
II.1	INTRODUCCIÓN .....	68
II.1.1	Planteamiento del problema .....	68
II.1.2	Objetivo general .....	69
II.1.3	Objetivos específicos .....	69
II.1.4	Importancia .....	69
II.1.5	Alcances y limitaciones .....	70
II.1.6	Metodología .....	71
II.2	MARCO TEÓRICO .....	75
II.2.1	Problema específico .....	75
II.2.2	Análisis de estabilidad de taludes .....	76
II.2.3	Diseño de anclajes pasivos para estabilización de taludes .....	82
II.3	CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO .....	88
II.3.1	Descripción general del proyecto .....	88
II.3.2	Cargas externas impuestas al terreno .....	90
II.3.3	Descripción geológica del sitio .....	91
II.3.4	Propiedades de los materiales presentes en el sitio de estudio .....	93
II.3.5	Modelo geotécnico .....	98
II.3.6	Modelación numérica del sitio .....	98
II.4	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL TERRENO Y DISEÑO DEL SUELO COSIDO .....	100
II.4.1	Estabilidad global del terreno natural .....	101
II.4.2	Análisis de estabilidad global del terreno reforzado con el método de suelo cosido .....	103
II.4.3	Empuje de tierra sobre pantalla de concreto del sistema de suelo cosido y fuerzas en los anclajes mediante el método de Coulomb .....	107

II.4.4	Verificación del diseño de los anclajes mediante el software SNAP-2 v3 .....	110
II.4.5	Diseño de anclajes por corrosión .....	112
II.4.6	Análisis de desplazamiento de bloque rígido mediante el método propuesto por Newmark .....	112
II.5	PLANOS CONSTRUCTIVOS DE LA SOLUCIÓN .....	117
II.6	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS .....	118
II.6.1	Descripción del trabajo .....	118
II.6.2	Alcance del trabajo de reforzamiento de suelos mediante el sistema de suelo cosido .....	120
II.6.3	Componentes y materiales .....	120
II.6.4	Pruebas de los anclajes .....	122
II.7	PRESUPUESTO .....	126
II.8	CONCLUSIONES .....	127
II.9	RECOMENDACIONES .....	129
<b>III.</b>	<b>DISEÑO DE PILOTES APOYADOS EN ROCAS BLANDAS .....</b>	<b>130</b>
III.1	INTRODUCCIÓN.....	130
III.1.1	Planteamiento del problema.....	130
III.1.2	Objetivo general.....	130
III.1.3	Objetivos específicos .....	130
III.1.4	Importancia .....	131
III.1.5	Alcances y limitaciones .....	131
III.1.6	Metodología .....	133
III.2	MARCO TEÓRICO .....	138
III.2.1	Problema específico .....	138
III.2.2	Definición de parámetros de la roca sobre la que se apoyarán los pilotes.....	138
III.2.3	Cálculo de fuerzas transmitidas por el edificio sobre el sistema de pilotes .....	141
III.2.4	Diseño de pilotes colados en sitio apoyados en roca .....	144
III.2.5	Modelado de pilotes mediante elemento finito .....	154
III.3	CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO.....	155
III.3.1	Descripción general del proyecto .....	155
III.3.2	Cargas transmitidas por la torre a la fundación.....	156
III.3.3	Descripción geológica del sitio.....	158
III.3.4	Propiedades de los materiales presentes en el sitio de estudio .....	160
III.3.5	Modelo geotécnico .....	163
III.3.6	Modelación numérica del sitio .....	164
III.4	FACTIBILIDAD DE USO DE CIMIENTOS SUPERFICIALES Y DISEÑO DE PILOTES APOYADOS EN ROCA. ....	165
III.4.1	Capacidad soportante de los estratos superiores del terreno y comparación con presiones ejercidas por la losa de fundación .....	165

III.4.2	Capacidad soportante de los pilotes .....	167
III.4.3	Determinación de la cantidad y distribución de pilotes en placa de fundación.....	172
III.4.4	Resultados de resistencia del pilote ante carga de hundimiento mediante modelado en elemento finito .....	174
III.5	PLANOS CONSTRUCTIVOS DE LA SOLUCIÓN .....	177
III.6	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS .....	178
III.6.1	Descripción del trabajo.....	178
III.6.2	Alcance del trabajo de pilotes apoyados en roca.....	181
III.6.3	Materiales.....	181
III.6.4	Pruebas de los pilotes.....	181
III.7	PRESUPUESTO.....	191
III.8	CONCLUSIONES .....	193
III.9	RECOMENDACIONES .....	195
<b>IV.</b>	<b>MEJORAMIENTO DE TERRENO LICUABLE MEDIANTE COMPACTACIÓN DINÁMICA</b>	
	<b>196</b>	
IV.1	INTRODUCCIÓN.....	196
IV.1.1	Planteamiento del problema.....	196
IV.1.2	Objetivo general .....	197
IV.1.3	Objetivos específicos .....	197
IV.1.4	Importancia .....	197
IV.1.5	Alcances.....	199
IV.1.6	Limitaciones .....	200
IV.1.7	Metodología.....	200
IV.2	MARCO TEÓRICO .....	204
IV.2.1	Problema específico .....	204
IV.2.2	Definición del potencial de licuación del terreno.....	204
IV.2.3	Capacidad de soporte $p_f$ .....	208
IV.2.4	Diseño de mejoramiento de terrenos arenosos mediante el método de compactación dinámica.....	209
IV.3	CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO.....	222
IV.3.1	Descripción general del proyecto.....	222
IV.3.2	Cargas transmitidas por el edificio a la fundación .....	224
IV.3.3	Descripción geológica del sitio .....	226
IV.3.4	Propiedades de los materiales presentes en el sitio de estudio .....	227
IV.3.5	Modelo geotécnico.....	233
IV.3.6	Modelación numérica del sitio .....	235
IV.4	FACTIBILIDAD DE USO DE CIMIENTOS SUPERFICIALES Y DISEÑO DE COMPACTACIÓN DINÁMICA. ....	237

IV.4.1 Capacidad de soporte del terreno sin mejoramiento.....	238
IV.4.2 Diseño de la compactación dinámica y análisis de resultados .....	239
IV.5 PLANOS CONSTRUCTIVOS DE LA SOLUCIÓN .....	251
IV.6 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS .....	252
IV.6.1 Alcance del trabajo.....	252
IV.6.2 Descripción del trabajo.....	252
IV.6.3 Materiales.....	257
IV.6.4 Medición de velocidades verticales en partículas de la superficie .....	258
IV.7 PRESUPUESTO.....	261
IV.8 CONCLUSIONES .....	266
IV.9 RECOMENDACIONES .....	270
<b>V. REFERENCIAS .....</b>	<b>271</b>

## Resumen

El trabajo realizado se compone de cuatro diseños de obras geotécnicas para dar soluciones a problemas civiles específicos. Las cuatro obras diseñadas son: a) la aplicación del sistema de inclusión de pilas de agregado apisonado conocido comercialmente como Geopier® para el mejoramiento de la cimentación de una torre de 15 niveles a construirse sobre un suelo arenoso de baja densidad y con problemas de licuación ubicado en Puntarenas, b) la estabilización de un terreno ubicado en el cantón de Mora, provincia de San José, mediante la técnica conocida como suelo cosido con el fin de reconformar la calzada de una carretera, c) dimensionamiento de los pilotes que conforman la cimentación para un edificio de 30 niveles con el fin de transmitir las cargas a estratos profundos conformados por rocas blandas (lahares) ubicados en la zona de la Sabana al centro de San José y d) mejoramiento de un terreno que presenta una alta susceptibilidad a licuarse ante un sismo así como una baja capacidad de soporte, sobre el cual se pretende realizar la construcción de un edificio de 7 niveles mediante la técnica conocida como compactación dinámica ubicado en el centro de Cartago.

El resultado de los diseños se plasma en planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuestos.

## Lista de Tablas

Tabla 1: Capacidad permisible máxima en [kPa] alcanzada con mejoramiento de terreno con Geopier®. Adaptado de (Geopier(R), 2017). .....	9
Tabla 2: Factores de seguridad según condición de cargas consideradas en el análisis (reproducido de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009)) .....	14
Tabla 3: Valores de E a partir de los valores de $N_{SPT}$ para arenas limpias, de finas a medias y normalmente consolidadas (valores determinados por el autor a partir de las correlaciones de Shmertmann mostradas en (Tomlinson, 1996)). .....	22
Tabla 4: Cargas consideradas en la torre de apartamentos de concreto reforzado.....	26
Tabla 5: Parámetros considerados para el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura.....	26
Tabla 6: Cargas que gobiernan el diseño de la fundación del edificio.....	26
Tabla 7: Presiones obtenidas en la losa de fundación del edificio.....	27
Tabla 8: Valores de $N_{SPT}$ obtenidos en los dos puntos explorados según la profundidad de exploración.....	29
Tabla 9: Parámetros para clasificación del suelo. ....	31
Tabla 10: Análisis de susceptibilidad ante licuación del terreno in situ. ....	33
Tabla 11: Comparación entre cargas aplicadas en las pilas y cargas admisibles según tipo de falla local. ....	39
Tabla 12: Parámetros utilizados para el cálculo de $Q_{eb}$ .....	40
Tabla 13: Propiedades mecánicas de las pilas de agregado apisonado y del suelo mejorado. ....	42
Tabla 14: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar. ....	44
Tabla 15: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar. ....	44

Tabla 16: Factores de seguridad mínimos obtenidos de los análisis de falla global mediante el software Slide®. ....	47
Tabla 17: Análisis de susceptibilidad ante licuación del terreno mejorado. ....	47
Tabla 18: Asentamientos del suelo sin mejorar y mejorado ante cargas de servicio según método de Schmertmann y software Settle 3D®. ....	55
Tabla 19: Presupuesto de la solución de mejoramiento de terreno mediante la inclusión de pilas de agregado apisonado. ....	62
Tabla 20: Presupuesto de solución alternativa considerando sustitución de terreno por lastre compactado. ....	62
Tabla 21: Factores de seguridad mínimos para determinar la estabilidad de un talud. Reproducido de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015).....	76
Tabla 22: Coeficientes pseudoestáticos horizontales para sismos con periodos de retorno de 475 años. Tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015). ....	77
Tabla 23: Factores de seguridad mínimos recomendados para anclajes pasivos. Tomado de (U.S. Departament of transportation, 2015).....	84
Tabla 24: Parámetros considerados para el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura.....	91
Tabla 25: Sobrecargas aplicadas al terreno en la zona del deslizamiento .....	91
Tabla 26: Valores de $N_{SPT}$ obtenidos en los cinco puntos explorados cercanos a la zona del deslizamiento, según la profundidad de exploración.....	93
Tabla 27: Propiedades índice de cada capa de suelo. ....	95
Tabla 28: Factores de eficiencia y de corrección para determinar el valor de $N_{70}$ . ....	95
Tabla 29: Valores de $N_{70}$ para las 5 perforaciones cercanas a la zona del deslizamiento. ....	96
Tabla 30: Parámetros mecánicos de los estratos que conforman el terreno analizado. ....	97
Tabla 31: Factores de seguridad mínimos obtenidos de los análisis estabilidad global del terreno natural y factores de seguridad mínimos admisibles según el CGTLCR.....	103
Tabla 32: Resistencia última a la tracción y extracción de los anclajes. Elaborado por el autor. ....	104

Tabla 33: Factores de seguridad mínimos obtenidos de los análisis estabilidad global del terreno natural y factores de seguridad mínimos admisibles según el CGTLCR.....	106
Tabla 34: Fuerzas de empuje actuando sobre el muro para el caso de cargas estáticas y cargas estáticas más sismo, según la metodología de Coulomb. ....	108
Tabla 35: Fuerzas en los anclajes debido al empuje activo y al empuje por sismo, así como resistencia y factores de seguridad asociados al tipo de combinación de carga, considerando fuerza de sismo aplicada a 0.6H. ....	109
Tabla 36: Fuerzas en los anclajes debido al empuje activo y al empuje por sismo, así como resistencia y factores de seguridad asociados al tipo de combinación de carga, considerando fuerza de sismo aplicada a 0.37H. ....	109
Tabla 37: FS mínimos y FS admisibles para los dos tipos de falla de los anclajes. ....	110
Tabla 38: Factores de seguridad mínimos obtenidos a partir del análisis en el programa SNAP-2 v3 y factores de seguridad mínimos admisibles. ....	112
Tabla 39: Patrón de carga para la prueba de extracción.....	123
Tabla 40: Patrón de carga para la prueba de verificación. ....	124
Tabla 41: Presupuesto de la solución de suelo cosido. ....	126
Tabla 42: Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a compresión simple. Reproducción parcial de cuadro 3.10 de (González, 2002).....	139
Tabla 43: Parámetros de resistencia y deformabilidad para diferentes formaciones geológicas volcanoclásticas y sedimentarias clásticas de las cuencas Pacífico y Limón Sur. Adaptado de (Cerdas, Jiménez, de los Ríos, & Loaiza, 2009) citado por (Laporte, 2012).....	140
Tabla 44: Valores del factor de resistencia por punta $k_p$ . Adaptado de (Bustamante, 2009) .....	149
Tabla 45: Código asignado a la técnica constructiva de los pilotes. Adaptado de (Bustamante, 2009) .....	149
Tabla 46: Definición de valores de rozamiento unitario límite por técnica constructiva del pilote y tipo de suelo y roca. Adaptado de (Bustamante, 2009).....	151
Tabla 47: Cargas consideradas en la torre de apartamentos de concreto mejorado. ....	156

Tabla 48: Parámetros considerados para el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura.....	157
Tabla 49: Cargas que gobiernan el diseño de la fundación del edificio.....	157
Tabla 50: Cargas últimas a considerar en el diseño de la fundación del edificio.....	157
Tabla 51: Características de las capas y los materiales que las conforman a partir de los ensayos de campo y laboratorio realizados. ....	162
Tabla 52: Parámetros geotécnicos obtenidos a partir de los ensayos de campo realizados. ....	162
Tabla 53: Capacidad de soporte para losa de fundación según el método de Brinch Hansen .....	166
Tabla 54: Presiones últimas y capacidad soportante factorizada para la losa de fundación del edificio.....	167
Tabla 55: Características de los pilotes utilizados para la definición de capacidad de carga. ....	167
Tabla 56: Resultados del método de Vesic para cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca.....	168
Tabla 57: Resultados de los métodos empíricos para el cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca. ....	168
Tabla 58: Resultados del método francés para el cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca.....	169
Tabla 59: Capacidades por punta para pilotes apoyados en roca obtenidos mediante los diferentes métodos aplicados.....	169
Tabla 60: Resultados del método de esfuerzos efectivos para cálculo de capacidad por fricción de pilotes en el terreno limoso.....	170
Tabla 61: Resultados del método francés para cálculo de capacidad por fricción de pilotes en el terreno limoso. ....	170
Tabla 62: Resultados de capacidad de carga lateral de pilotes mediante el método de Broms. ....	171

Tabla 63: Resultados de capacidad de carga lateral de pilotes mediante el método de Meyerhof.....	171
Tabla 64: Capacidad de soporte en punta, fricción y ante carga lateral utilizados para la definición del número y ubicación del pilote.....	172
Tabla 65: Capacidades nominales del pilote de 1.0 m de diámetro y 22 m de profundidad .....	172
Tabla 66: Capacidades nominales del pilote de 1.5 m de diámetro y 22 m de profundidad .....	172
Tabla 67: Solicitaciones máximas y capacidades reducidas en los pilotes de 1.0 m de diámetro para la distribución final.....	173
Tabla 68: Solicitaciones máximas y capacidades reducidas en los pilotes de 1.5 m de diámetro para la distribución final.....	173
Tabla 69: Presupuesto de la solución de pilotes de 1.0 m de diámetro.....	191
Tabla 70: Presupuesto de la solución de pilotes de 1.5 m de diámetro.....	192
Tabla 71: Índices de costo por metro cuadrado de superficie y metro cúbico de terreno mejorado según método empleado, para Estados Unidos y en el 2006. Modificado de (Arraiga, 2006). .....	198
Tabla 72: Rango de valores de $P_L$ y severidad de licuación asociada. Modificado de (Iwasaki, 1978). .....	208
Tabla 73: Condiciones para aplicar el método de compactación dinámica en el sitio de un proyecto. Adaptado de (Arraiga, 2006).....	210
Tabla 74: Energía aplicada $E$ usual según tipo de suelo. Adaptado de (Lukas, 1995).....	212
Tabla 75: Criterios adicionales para el diseño del método de compactación dinámica. Elaborado a partir de (Lukas, 1995).....	214
Tabla 76: Cargas consideradas en el edificio de apartamentos de concreto mejorado.....	224
Tabla 77: Parámetros considerados para el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura.....	225
Tabla 78: Cargas que gobiernan el diseño de la fundación del edificio.....	225
Tabla 79: Presiones obtenidas en la losa de fundación del edificio.....	225

Tabla 80: Valores de $N_{SPT}$ obtenidos en los seis puntos explorados según la profundidad de exploración.....	228
Tabla 81: Parámetros para clasificación del suelo.....	232
Tabla 82: Análisis de susceptibilidad ante licuación del terreno in situ. ....	233
Tabla 83: Parámetros mecánicos de las capas de arena limosa y aluvión considerados en el modelo de elemento finito. ....	236
Tabla 84: Valores de velocidad y tiempo inicial y final aplicados por el compactador sobre el terreno en el modelo de elemento finito.....	236
Tabla 85: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar. ....	238
Tabla 86: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar. ....	238
Tabla 87: Condiciones para aplicar el método de compactación dinámica en el sitio de un proyecto. Adaptado de (Arraiga, 2006).....	240
Tabla 88: Parámetros considerados en el diseño de la compactación dinámica para la etapa de compactación profunda. ....	241
Tabla 89: Parámetros considerados en el diseño de la compactación dinámica para la etapa de compactación superficial. ....	242
Tabla 90: Análisis de susceptibilidad ante licuación del terreno mejorado. ....	246
Tabla 91: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar. ....	247
Tabla 92: Distancias asociadas a los valores de VP límite y el factor de energía utilizado para su determinación. ....	247
Tabla 93: Propiedades y resultados del análisis de estabilidad de la trinchera estabilizada con lodos bentoníticos. ....	250

Tabla 94: Rango de valores para la granulometría del lastre. Tomado de (Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 2010). .....	257
Tabla 95: Costos asociados al proceso de mejoramiento del terreno mediante compactación dinámica.....	261
Tabla 96: Consideraciones realizadas para el cálculo de costos de la compactación dinámica .....	261
Tabla 97: Costos asociados al proceso de mejoramiento mediante columnas de grava compactada. ....	262
Tabla 98: Costos asociados al proceso de mejoramiento mediante sustitución del terreno con lastre compactado.....	262
Tabla 99: Comparación de índices de costos para las técnicas de mejoramiento de suelo de compactación dinámica, columnas de grava compactadas y sustitución de terreno. ....	263
Tabla 100: Rango de índices de costos para el método de compactación dinámica según Arraiga (2006). .....	264
Tabla 101: Costos asociados al proceso de mejoramiento mediante compactación dinámica sin trinchera ni medición de velocidad de partícula superficial.....	264
Tabla 102: Comparación de índices del método de compactación dinámica con trinchera y sin trinchera .....	265

## Lista de Figuras

Figura 1: Diagrama de flujo de la metodología aplicada a la solución de la cimentación de una torre de apartamentos de 15 niveles sobre suelo arenoso. ....	7
Figura 2: Gráfico que define la aplicabilidad de cada uno de los métodos desarrollados por la empresa Geopier® según el tipo de suelo y la profundidad de mejoramiento requerida. Tomado de (Geopier(R), 2017). ....	10
Figura 3: Posibles modos de falla locales en las pilas de agregado apisonado. A la izquierda: falla local por abultamiento del tope de la pila. A la derecha: falla local por corte en punta de la pila (tomado de (Geopier(R), 2017)).....	11
Figura 4: Posibles modos de falla globales en el terreno mejorado con pilas de agregado apisonado. Superior: falla global dentro del terreno mejorado. Inferior: falla global bajo el terreno mejorado (tomado de (Geopier(R), 2017)). ....	12
Figura 5: Valor del factor de reducción de esfuerzos según la profundidad, tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). ....	17
Figura 6: Valor de CRR en función de $(N_1)_{60}$ , tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). ....	18
Figura 7: División por zonas para análisis de asentamientos en terreno mejorado mediante el sistema de pilas de agregado apisonado Geopier®. Tomado de (Geopier(R), 2017). ....	19
Figura 8: Relación de $I_z$ respecto a la profundidad $z$ y valor de $I_z$ en la punta (tomado de (Tomlinson, 1996)). ....	21
Figura 9: Ubicación del proyecto. Imagen tomada de Google Maps (Google, 2018). ....	24
Figura 10: Huella del edificio y sistema coordinado para análisis de presiones. ....	25
Figura 11: Extracto de hoja Golfo, del Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer, Aguilar, & Montero, Mapa Geológico de la hoja Golfo, 2013). ....	28
Figura 12: Granulometría de tres muestras del suelo del sitio. Tomado del informe geotécnico.....	30
Figura 13: Variación del número de golpes $N$ de la prueba SPT con respecto a la profundidad, así como línea de mejor ajuste, su ecuación y coeficiente de determinación.....	32
Figura 14: Modelo geotécnico del sitio. Sin escala. ....	34

Figura 15: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas en el suelo sin mejorar, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.....	36
Figura 16: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas más dinámicas en el suelo sin mejorar, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.....	36
Figura 17: Propiedades mecánicas de los materiales considerados en los modelos del suelo sin mejorar. ....	37
Figura 18: Modelo en 3D con carga rectangular aplicada para el caso de suelo sin mejorar. Modelo elaborado en el programa Settle 3D® de Rocscience. ....	37
Figura 19: Espesores de cada capa y propiedades de los suelos para el caso de suelo sin mejorar. Modelo elaborado en el programa Settle 3D® de Rocscience.....	38
Figura 20: Cálculos de presiones, cargas y cargas admisibles para cargas estáticas aplicando la hoja de cálculo desarrollada por Geopier®. ....	40
Figura 21: Modelo geotécnico del sitio con suelo mejorado. Sin escala.....	41
Figura 22: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas en el suelo mejorado, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.....	42
Figura 23: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas más dinámicas en el suelo mejorado, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience. ....	43
Figura 24: Propiedades mecánicas de los materiales considerados en los modelos del suelo sin mejorar. ....	43
Figura 25: Superficies de falla y FS mínimo para suelo sin mejorar y con carga estática. ....	45
Figura 26: Superficies de falla y FS mínimo para suelo sin mejorar y con cargas estáticas más dinámicas. ....	45
Figura 27: Superficies de falla y FS mínimo para suelo mejorado y con carga estática.....	46
Figura 28: Superficies de falla y FS mínimo para suelo mejorado y con cargas estáticas más dinámicas. ....	46
Figura 29: Cálculos de asentamiento para suelo sin mejorar mediante el método de Schmertmann a partir de la herramienta de Rocscience. ....	49

Figura 30: Variación del asentamiento con la profundidad para suelo sin mejorar a partir de la herramienta elaborada por Rocscience. ....	50
Figura 31: Cálculos de asentamiento para el suelo mejorado mediante el método de Schmertmann a partir de la herramienta de Rocscience. ....	50
Figura 32: Variación del asentamiento con la profundidad para suelo mejorado a partir de la herramienta elaborada por Rocscience. ....	51
Figura 33: Modelo en 3D con carga rectangular aplicada para el caso de suelo mejorado. Modelo elaborado en el programa Settle 3D® de Rocscience. ....	52
Figura 34: Espesores de cada capa y propiedades de los suelos para el caso de suelo mejorado. Modelo elaborado en el programa Settle 3D® de Rocscience. ....	52
Figura 35: Variación del asentamiento instantáneo del suelo sin mejorar en un perfil ubicado en la superficie, obtenida del programa Settle 3D® de la compañía Rocscience. ....	53
Figura 36: Variación del asentamiento instantáneo del suelo sin mejorar del centro de la placa con respecto a la profundidad, obtenida del programa Settle 3D® de la compañía Rocscience. ....	54
Figura 37: Variación del asentamiento instantáneo del suelo mejorado en un perfil ubicado en la superficie, obtenida del programa Settle 3D® de la compañía Rocscience. ....	54
Figura 38: Variación del asentamiento instantáneo del suelo mejorado del centro de la placa con respecto a la profundidad, obtenida del programa Settle 3D® de la compañía Rocscience. ....	55
Figura 39: Diagrama de flujo de la metodología aplicada a la estabilización de un suelo limoso para la rehabilitación de un camino en Tabarcia de Mora. ....	74
Figura 40: Esquema del sistema de estabilización de taludes conocido como “suelo cosido”. Adaptado de (González, 2002). ....	75
Figura 41: Superficie de falla y fuerzas que actúan en cada dovela según el método de Bishop simplificado. Tomado de (González, 2002). ....	78
Figura 42: Correlación entre el ángulo de fricción pico efectivo ( $\phi'_p$ ) en suelos arcillosos y el Índice de Plasticidad (IP). Tomado de (U.S. Department of transportation, 2015). ....	79

Figura 43: Correlación entre el ángulo de fricción suavizado efectivo ( $\phi'_{suav}$ ) en suelos arcillosos y el Límite líquido (LL). Tomado de (Washington State Department of Transportation, 2015). .....	80
Figura 44: Coeficientes de eficiencia y de corrección del número de golpes N de la prueba de penetración estándar. Tomado de (Das, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 2012). .....	82
Figura 45: Fuerzas actuando en un muro de retención en el caso de suelo con cohesión y fricción. Tomado de (Juarez & Rico, 2015).....	83
Figura 46: Parámetros geométricos requeridos para el cálculo de la resistencia a la extracción del anclaje. Tomado de (Das, 2012). .....	85
Figura 47: Ubicación de la carretera y la zona del deslizamiento. Imagen tomada de Google Maps (Google, 2018).....	88
Figura 48: Curvas de nivel de la carretera y del deslizamiento. Elaborado por el autor. ....	89
Figura 49: Perfil topográfico del terreno en zona de derrumbe. Elaborado por el autor. ....	90
Figura 50: Fallas activas en la zona de estudio. Tomado de (Red Sismológica Nacional, 2018). .....	92
Figura 51: Modelo geotécnico del sitio. Elaborado por el autor. ....	98
Figura 52: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas en el perfil natural del terreno, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience. .	99
Figura 53: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas y sísmicas con parámetros efectivos (CD) en el perfil natural del terreno, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.....	99
Figura 54: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas y sísmicas con parámetros no drenados (UU) en el perfil natural del terreno, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.....	100
Figura 55: Superficie de falla crítica para el caso de cargas estáticas y parámetros CD, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.....	101
Figura 56: Superficie de falla crítica para el caso de cargas estáticas y dinámicas con parámetros CD, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience. ....	102

Figura 57: Superficie de falla crítica para el caso de cargas estáticas y dinámicas con parámetros UU, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience. ....	102
Figura 58: Geometría modificada del terreno y de los elementos del sistema de suelo cosido (cotas en m). Elaborado por el autor. ....	104
Figura 59: Superficie de falla crítica para el talud reforzado y para el caso de cargas estáticas, así como fuerzas en los anclajes. Modelo elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience. ....	105
Figura 60: Superficie de falla crítica para el talud reforzado y para el caso de cargas estáticas y sismo, parámetros CD, así como fuerzas en los anclajes. Modelo elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience. ....	105
Figura 61: Superficie de falla crítica para el talud reforzado y para el caso de cargas estáticas y sismo, parámetros UU, así como fuerzas en los anclajes. Modelo elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience. ....	106
Figura 62: Superficie de falla crítica para el talud reforzado y para el caso de cargas estáticas y sismo, parámetros UU, así como fuerzas en los anclajes, considerando anclajes de 12 m de longitud en las dos filas superiores. Modelo elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience. ....	107
Figura 63: Superficies de falla analizadas mediante el método de Coulomb. ....	108
Figura 64: Modelo elaborado en el programa SNAP-2 v3, mostrando la estratigrafía, anclajes, fuerzas en los anclajes y superficie de falla con factor de seguridad mínimo para el caso de carga estática. ....	111
Figura 65: Modelo elaborado en el programa SNAP-2 v3, mostrando la estratigrafía, anclajes, fuerzas en los anclajes y superficie de falla con factor de seguridad mínimo para el caso de carga estática y sismo. ....	111
Figura 66: Pares de valores de $k_h$ y FS mínimo obtenidos del análisis de estabilidad global. ....	113
Figura 67: Acelerograma del sismo de Piedras Negras del 22 de diciembre de 1990 registrado en la estación CIPET, dirección E. Elaborado por el autor. ....	113

Figura 68: Desplazamiento de bloque rígido del talud estabilizado ante el sismo de Piedras Negras de 1990. Elaborado por el autor. ....	114
Figura 69: Aceleración del terreno acotada, velocidad y desplazamiento del bloque calculados según el método de Newmark para el primer pulso del sismo de Piedras Negras que sobrepasa el valor de $a_y$ . Elaborado por el autor. ....	115
Figura 70: Diagrama de flujo de la metodología aplicada a la cimentación de un edificio de 30 niveles mediante pilotes apoyados en los lahares de la ciudad de San José. ....	134
Figura 71: Parámetros de resistencia y deformabilidad para diseños preliminares en rocas volcánicas de la isla de Madeira. Adaptado de (Lourenço, 2010).....	140
Figura 72: Valores de $q_{si}$ a partir de técnica de construcción y tipo de suelo o roca. Tomado de (Bustamante, 2009).....	151
Figura 73: Solución de Broms para el cálculo de resistencia lateral nominal de pilotes cortos en arcilla. Adaptado de (Das, 2012).....	152
Figura 74: Solución de Broms para el cálculo de resistencia lateral nominal de pilotes largos en arcilla. Adaptado de (Das, 2012).....	153
Figura 75: Tipos de restricciones en la cabeza del pilote. Tomado de (Das, 2012). ....	153
Figura 76: Variación de $K_{cr}$ respecto a $L/D$ para pilotes en arcilla cargados lateralmente. .	154
Figura 77: Ubicación del edificio. Imagen tomada de Google Maps (Google, 2019).....	155
Figura 78: Huella del edificio y sistema coordinado para análisis de acciones externas....	156
Figura 79: Estratigrafía general del Valle Central (Denyer & Kussmaul, Geología de Costa Rica, 2000). ....	158
Figura 80: Hoja Abra del Mapa Geológico. (Denyer & Arias, Geología de la hoja Abra, 1990) .....	159
Figura 81: Fallas activas en la zona de estudio. Tomado de (Red Sismológica Nacional, 2019). .....	160
Figura 82: Perfiles de geofísica realizados mediante el ensayo MASW obtenidos en el sitio. ....	161
Figura 83: Modelo geotécnico del sitio. Sin escala .....	163

Figura 84: Modelo de elemento finito para determinar la capacidad de soporte ante carga axial de hundimiento de los pilotes, elaborado en el programa RS2® de Rockscience.....	164
Figura 85: Resultados del análisis del FS de las superficies de deslizamiento mediante métodos de equilibrio límite al aplicar una carga de 430 kPa al terreno, elaborado en el programa Slide®.....	166
Figura 86: Esfuerzos verticales (en MPa) generados en la punta del pilote ante una carga de 10.33 MN y valor de $q_p$ obtenido por el método francés.....	174
Figura 87: Esfuerzos cortantes en el plano vertical (en MPa) generados en el fuste del pilote ante una carga de 10.33 MN y valores de $q_{si}$ obtenidos para cada capa por el método francés. ....	175
Figura 88: Curva carga-desplazamiento de la cabeza del pilote.....	176
Figura 89: Barrenos de con dientes redondeados para perforación en roca. Tomado de (Federal Highway Administration, 2018).....	178
Figura 90: Balde de limpieza. Tomado de (Federal Highway Administration, 2018).....	179
Figura 91: Cinceles de caída libre y quebradores de roca. Tomado de (Federal Highway Administration, 2018).....	179
Figura 92: Separadores de plástico para armadura de pilotes. Tomado de (Federal Highway Administration, 2018).....	180
Figura 93: Diagrama de flujo de la metodología aplicada al mejoramiento de un terreno para la cimentación de un edificio de 7 niveles mediante el método de compactación dinámica en la ciudad de Cartago.....	201
Figura 94: Valor del factor de reducción de esfuerzos según la profundidad, tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). ....	206
Figura 95: Valor de CRR en función de $(N_1)_{60}$ , tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). ....	207
Figura 96: Diagrama de esfuerzo total y esfuerzo efectivo en el proceso de licuación. Tomado de (Picado, 2004).....	209

Figura 97: Límites de curva granulométrica y propiedades físicas de los suelos para análisis de factibilidad de mejoramiento mediante el método de compactación dinámica. Tomado de (Lukas, 1995).....	211
Figura 98: Guía para seleccionar la masa del compactador W a partir de la altura de caída H y el tipo de grúa. Tomado de (Arraiga, 2006). .....	212
Figura 99: Valores obtenidos de N luego de aplicación del método de compactación dinámica según la energía aplicada. Tomado de (Lukas, 1995).....	213
Figura 100: Lista parcial de grúas disponibles para trabajo de compactación dinámica en el país en el año 2004. Tomado de (Picado, 2004). .....	215
Figura 101: Costos de alquiler y transporte de grúas disponibles en el país. Costos del año 2004. Tomado de (Picado, 2004). .....	215
Figura 102: Número de golpes de la prueba SPT antes y después de realizar el mejoramiento del suelo. Tomado de (Arraiga, 2006). .....	217
Figura 103: Relación entre PPV y factor de energía escalada. Modificado de (Lukas, 1995). .....	219
Figura 104: Forma de variación de la velocidad del compactador desde que toca el terreno hasta que se detiene. Tomado de (Di Prisco & Vecchiotti, 2010). .....	220
Figura 105: Variables consideradas en el cálculo del factor de seguridad a la estabilidad de trincheras estabilizadas con lodos bentoníticos. Tomado de (Filtz, 2004). .....	222
Figura 106: Ubicación del terreno estudiado. Imagen tomada de Google Maps (Google, 2019). .....	223
Figura 107: Huella del edificio y sistema coordinado para análisis de acciones externas. 223	
Figura 108: Fallas activas en la zona de estudio. Tomado de (Red Sismológica Nacional, 2019). .....	227
Figura 109: Registro de pozo IS-264 perforado en terreno aledaño al sitio de estudio. Obtenido de (Unidad de Gestión Hídrica). .....	229
Figura 110: Perfil de Vs obtenido mediante geofísica. Tomado de (Schmidt, 2014). .....	230
Figura 111: Granulometría de tres muestras del suelo del sitio. Tomado del informe geotécnico. ....	231

Figura 112: Modelo geotécnico del sitio. Sin escala. ....	234
Figura 113: Modelo de elemento finito axial-simétrico elaborado en ABAQUS® .....	235
Figura 114: Variación de la velocidad del compactador respecto al tiempo. ....	237
Figura 115: Curvas granulométricas de tres muestras extraídas en el terreno y zonas del método de compactación dinámica. Modificado por el autor. ....	240
Figura 116: Ubicación de masas y alturas seleccionadas para las etapas de compactación profunda (líneas rojas) y superficial (líneas azules) respecto a los valores usuales para aplicación del método. ....	243
Figura 117: Estimación del valor esperado de $N_{SPT}$ luego de aplicación del método de compactación dinámica según la energía aplicada. Modificado de (Lukas, 1995) .....	244
Figura 118: Modelo geotécnico del sitio con terreno mejorado. Sin escala. ....	245
Figura 119: Valores de VP en función de la distancia al punto de aplicación de la compactación según cálculo teórico y resultados del modelo de elemento finito.....	249
Figura 120: Plantilla de revisión de estructuras aledañas al sitio de obra. ....	253
Figura 121: Ejemplo de informe de medición de velocidad de partícula superficial.....	260

## Lista de abreviaturas

AASHTO: Asociación estadounidense de funcionarios estatales de carreteras y de transporte.

ASTM: Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (por sus siglas en inglés).

adim: adimensional.

CCCR: Código de cimentaciones de Costa Rica.

CD: Prueba consolidada drenada.

CGTLCR: Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

CPT: prueba de penetración de cono.

CRIEPI: Centro de investigación de la industria de electricidad (por sus siglas en inglés).

CRR: razón de resistencia cíclica.

CSCR: Código sísmico de Costa Rica.

CSR: razón de esfuerzo cíclico.

CU: Prueba consolidada no drenada.

GAM: Gran Área Metropolitana.

ISRM: Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (por sus siglas en inglés).

MASW: Análisis multicanal de ondas de superficie (por sus siglas en inglés).

RMR: Clasificación de la masa rocosa (por sus siglas en inglés).

RQD: Designación de la calidad de la roca (por sus siglas en inglés).

pH: Potencial de hidrógeno.

SPT: Prueba de penetración estándar.

SUCS: Sistema unificado de clasificación de suelos.

## Lista de simbología: Mejoramiento de terreno mediante columnas de grava compactada

Símbolo	Definición	Unidades
$a_{max}$	Aceleración máxima estimada.	%g
$A_g$	Área (vista en planta) de las pilas de agregado apisonado.	m <sup>2</sup>
$A_T$	Área de contacto de la placa de fundación.	m <sup>2</sup>
$B$	Ancho de placa de fundación.	m
$c$	Cohesión sin drenar del terreno.	kPa
$C_1$	Factor de corrección de la profundidad de la fundación.	Adim
$C_2$	Factor de corrección por arrastre.	adim
$d$	Diámetro y altura de la punta de la pila de agregado apisonado.	m
$E_{comp}$	Módulo de elasticidad del terreno mejorado.	kPa
$E_d$	Módulo de deformación corregido por la presión de sobrecarga.	kPa
$E_g$	Módulo de deformación de la pila de agregado apisonado.	kPa
$ER_m$	Eficiencia de la energía del equipo de penetración.	adim
$g$	Gravedad	m/s <sup>2</sup>
$H_{LZ}$	Altura de la zona de suelo no mejorado.	m
$H_s$	Altura de la pila de agregado apisonado.	m
$I_z$	Factor de influencia del esfuerzo vertical.	adim
$L$	Largo de la placa de fundación.	m
$L_g$	Longitud de la pila.	m
m	Metros.	
mm	Milímetros.	
$N_{SPT}$	Número de golpes de la prueba de penetración estándar.	
$p$	Presión de contacto entre la placa y el terreno.	kPa

Símbolo	Definición	Unidades
$p_f$	Presión de falla del terreno.	kPa
$p_g$	Presión que soporta la pila de agregado apisonado.	kPa
$p'_o$	Presión efectiva de sobrecarga a nivel de la cimentación.	kPa
$p_o$	Esfuerzo total a la profundidad considerada.	kPa
$Q_g$	Carga soportada por la pila de agregado apisonado.	kN
$R_a$	Razón entre área de las pilas de agregado apisonado y el área de contacto de la fundación.	adim
$r_d$	Factor de reducción de esfuerzos.	adim
$R_s$	Razón de rigideces entre las pilas de agregado apisonado y el suelo de la zona superior.	adim
$s$	Asentamiento total.	m
$t$	Tiempo.	años
$z$	Profundidad medida desde el tope de la pila hasta la punta de la pila.	m
$\gamma$	Peso unitario del suelo arenoso.	kN/m <sup>3</sup>
$\Delta_p$	Incremento neto de la carga a nivel de la fundación.	kPa
$\Delta_z$	Espesor de la capa considerada.	m
$\tau$	Esfuerzo cortante inducido por el sismo.	kPa
$\tau_m$	Esfuerzo cortante que afecta a la matriz de suelo.	kPa
$\phi'_{comp}$	Ángulo de fricción efectivo del terreno mejorado.	°
$\phi'_g$	Ángulo de fricción efectivo de las pilas.	°
$\phi'_m$	Ángulo de fricción efectivo de la matriz de suelo alrededor de la pila.	°

## Lista de simbología: Estabilización de un talud mediante suelo cosido

Símbolo	Definición	Unidades
$A$	Ancho de dovela.	m
$C'$	Fuerza de adherencia entre el muro y el suelo.	N
$C$	Fuerza de adherencia entre la cuña y el suelo inferior terreno.	N
$c$	Cohesión del suelo.	kPa
$c_u$	Resistencia no drenada del suelo.	kPa
$d$	Diámetro del bulbo de anclaje.	m
$E$	Empuje activo de Coulomb.	N
$E_i$	Fuerza horizontal entre el contacto entre dovelas.	N
$E_s$	Empuje activo de Coulomb considerando sismo.	N
$F$	Fuerza de fricción entre la cuña y el suelo inferior terreno.	N
$l$	Longitud del bulbo de anclaje.	m
m	Metros.	
mm	Milímetros.	
$N$	Número de golpes de la prueba SPT.	adim
$N_{60}$	Número de golpes corregido.	adim
$R$	Radio de la superficie de falla circular.	m
$S$	Fuerza que se opone al deslizamiento de la dovela.	N
$U$	Fuerza de la presión de poro en la dovela.	N
$W$	Peso de la dovela.	N
$X_i$	Fuerza vertical en el contacto entre dovelas.	N
$\alpha$	Ángulo entre línea tangente a superficie de falla circular y la horizontal.	Grado
$\phi$	Ángulo de fricción del suelo.	Grado
$\phi'$	Ángulo de fricción efectivo del suelo.	Grado

<b>Símbolo</b>	<b>Definición</b>	<b>Unidades</b>
$\eta_H$	Eficiencia del martinete	%
$\eta_B$	Corrección por el diámetro de la perforación.	adim
$\eta_S$	Corrección del muestreador.	adim
$\eta_R$	Corrección por longitud de la barra.	adim
$\delta$	Ángulo de fricción residual del terreno.	Grado
$\pi$	3.14159...	

## Lista de simbología: Diseño de pilotes apoyados en rocas blandas

Símbolo	Definición	Unidades
$A$	Área de la sección transversal del pilote.	$m^2$
$c$	Cohesión del suelo.	kPa
$c_{cu}$	Cohesión del suelo de una prueba CU.	kPa
$s_u$	Resistencia no drenada del suelo.	kPa
$D$	Diámetro del pilote.	m
$d_{xi}$	Distancia desde el punto 0 hasta el pilote $i$ medido en dirección $x$	m
$d_{yi}$	Distancia desde el punto 0 hasta el pilote $i$ medido en dirección $y$	m
$E$	Módulo de elasticidad del terreno.	MPa
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto.	MPa
$E_m$	Módulo de elasticidad confinado del terreno.	MPa
$E_p$	Módulo de elasticidad obtenido de la prueba de presiómetro.	MPa
$f'_c$	Resistencia a la compresión simple del concreto	MPa
$h_i$	Espesor de la capa $i$ de suelo.	m
$I_p$	Momento de inercia de la sección transversal del pilote	$m^4$
$L$	Longitud del pilote.	m
m	Metros.	
mm	Milímetros.	
$M_{x0}$	Momento último medido en el eje $x$ aplicado en el punto 0 que transmite el edificio para cada combinación de carga	kN*m
$M_y$	Momento flector nominal que resiste el pilote	kN*m

Símbolo	Definición	Unidades
$M_{yo}$	Momento último medido en el eje y aplicado en el punto 0 que transmite el edificio para cada combinación de carga	kN*m
$N$	Número de golpes de la prueba SPT.	adim
$N'_c$	Factor de capacidad de carga asociado a la cohesión.	adim
$N'_q$	Factor de capacidad de carga asociado al nivel de desplante del pilote.	adim
$N'_\gamma$	Factor de capacidad de carga asociado a la dimensión de la base del pilote.	adim
$P$	Perímetro del pilote	m
$P_0$	Fuerza axial última en el punto 0.	kN
$P_c$	Fuerza de compresión o hundimiento aplicada sobre el pilote.	kN
$P_i$	Fuerza axial última en el pilote.	kN
$P_t$	Fuerza de tensión o extracción aplicada sobre el pilote.	kN
$p_l$	Presión límite obtenida de la prueba del presiómetro.	MPa
$Q_{nc}$	Capacidad nominal a compresión o hundimiento del pilote.	kN
$Q_{nl}$	Capacidad nominal a carga lateral del pilote.	kN
$Q_{nt}$	Capacidad nominal a tensión o extracción del pilote.	kN
$q_p$	Presión de soporte en la punta del pilote	kPa
$q_{si}$	Resistencia por fricción en el fuste del pilote de la capa i	kPa
$q_u$	Resistencia a la compresión no confinada de la roca	kPa
$V$	Fuerza lateral aplicada sobre el pilote	kN
$V_p$	Velocidad de onda superficial	km/s
$W$	Peso del pilote.	N
$\gamma_c$	Peso específico del concreto reforzado	kN/m <sup>3</sup>
$\mu$	Módulo de Poisson de la roca	adim

Símbolo	Definición	Unidades
$\sigma'_{oi}$	Esfuerzo efectivo promedio de la capa i	MPa
$\phi$	Ángulo de fricción del suelo.	Grado
$\phi_c$	Factor de reducción de la capacidad de carga a compresión del pilote.	adim
$\phi_{cu}$	Ángulo de fricción del suelo de una prueba CU.	Grado
$\phi_l$	Factor de reducción de la capacidad de carga lateral del pilote.	adim
$\phi_t$	Factor de reducción de la capacidad de carga a tensión del pilote.	adim
$\phi'$	Ángulo de fricción efectivo del suelo.	Grado
$\pi$	3.14159...	

## Lista de simbología: Mejoramiento de terreno licuable mediante compactación dinámica

Símbolo	Definición	Unidades
$a_{max}$	Aceleración máxima estimada	%g
$CRR$	Razón de resistencia cíclica (por sus siglas en inglés).	adim
$CSR$	Razón de esfuerzo cíclico (por sus siglas en inglés).	adim
$D$	Profundidad de mejoramiento del terreno.	m
$E$	Energía aplicada	$\text{kJ/m}^3$
$ER_m$	Eficiencia de la energía del equipo de penetración	adim
$g$	Gravedad	$\text{m/s}^2$
$H$	Altura de caída de la plancha	m
$L$	Distancia entre puntos adyacentes de aplicación de la compactación.	m
m	Metros.	
mm	Milímetros.	
$N$	Número de golpes de la prueba SPT.	adim
$n$	Número de golpes de la plancha	adim
$(N_1)_{60}$	Número de golpes corregido por eficiencia y profundidad	adim
$P$	Número de fases	adim
$p_o$	esfuerzo total a la profundidad considerada	kPa
$p'_o$	esfuerzo efectivo a la profundidad considerada	kPa
$r_d$	factor de reducción de esfuerzos	adim
$s_u$	Resistencia no drenada del suelo.	kPa
$W$	Masa del compactador	Mg



**Autorización para digitalización y comunicación pública de Trabajos Finales de Graduación del Sistema de Estudios de Posgrado en el Repositorio Institucional de la Universidad de Costa Rica.**

Yo, Julian Andrés Trejos Villalobos, con cédula de identidad 1-1191-0127, en mi condición de autor del TFG titulado Diseño de cuatro soluciones geotécnicas: mejoramiento de un terreno licuable mediante columnas de grava compactadas, estabilización de un talud mediante suelo cosido, diseño de pilotes apoyados en rocas blandas y mejoramiento de un terreno licuable mediante compactación dinámica.

Autorizo a la Universidad de Costa Rica para digitalizar y hacer divulgación pública de forma gratuita de dicho TFG a través del Repositorio Institucional u otro medio electrónico, para ser puesto a disposición del público según lo que establezca el Sistema de Estudios de Posgrado. SI  NO \*

\*En caso de la negativa favor indicar el tiempo de restricción: \_\_\_\_\_ año (s).

Este Trabajo Final de Graduación será publicado en formato PDF, o en el formato que en el momento se establezca, de tal forma que el acceso al mismo sea libre, con el fin de permitir la consulta e impresión, pero no su modificación.

Manifiesto que mi Trabajo Final de Graduación fue debidamente subido al sistema digital Kerwá y su contenido corresponde al documento original que sirvió para la obtención de mi título, y que su información no infringe ni violenta ningún derecho a terceros. El TFG además cuenta con el visto bueno de mi Director (a) de Tesis o Tutor (a) y cumplió con lo establecido en la revisión del Formato por parte del Sistema de Estudios de Posgrado.

**INFORMACIÓN DEL ESTUDIANTE:**

Nombre Completo: Julian Andrés Trejos Villalobos.

Número de Carné: A13631 Número de cédula: 1-1191-0127.

Correo Electrónico: ing.juliantrejos@gmail.com.

Fecha: 29/01/2020 . Número de teléfono: 8816-6661.

Nombre del Director (a) de Tesis o Tutor (a): Ana Monge Sandí, M.Sc..

**FIRMA ESTUDIANTE**

Nota: El presente documento constituye una declaración jurada, cuyos alcances aseguran a la Universidad, que su contenido sea tomado como cierto. Su importancia radica en que permite abreviar procedimientos administrativos, y al mismo tiempo genera una responsabilidad legal para que quien declare contrario a la verdad de lo que manifiesta, puede como consecuencia, enfrentar un proceso penal por delito de perjurio, tipificado en el artículo 318 de nuestro Código Penal. Lo anterior implica que el estudiante se vea forzado a realizar su mayor esfuerzo para que no sólo incluya información veraz en la Licencia de Publicación, sino que también realice diligentemente la gestión de subir el documento correcto en la plataforma digital Kerwá.

# I. Mejoramiento de terreno mediante columnas de grava compactada

## *I.1 Introducción*

### **I.1.1 Planteamiento del problema**

Se define la geometría y espaciamiento que deben tener las pilas de agregado apisonado según el sistema Geopier®, así como las propiedades del agregado a utilizarse, con el fin de cimentar de manera segura una torre de apartamentos de 15 niveles sobre un suelo arenoso de consistencia muy suelta a densa, con alto potencial de licuación y ubicado en la provincia de Puntarenas. El mejoramiento del terreno diseñado cumple los siguientes objetivos:

- a) Aumenta la capacidad soportante a un valor admisible para soportar las presiones que ejerce la torre sobre el mismo.
- b) Reduce los asentamientos a valores admitidos por la normativa técnica nacional.
- c) Reduce el potencial de licuación a valores seguros.

Para el diseño de la solución se implementan los métodos recomendados en el manual técnico de la empresa Geopier® (2017). Los resultados se validan mediante diferentes programas de cómputo desarrollados por empresas reconocidas específicamente para cada uno de los objetivos anteriormente mencionados.

### **I.1.2 Objetivo general**

- Definir una solución de mejoramiento de terreno utilizando pilas de agregado apisonado mediante el método Geopier®, para un terreno arenoso sobre el que se cimienta una torre de apartamentos del 15 niveles.

### I.1.3 Objetivos específicos

- Definir las cargas que la torre de apartamentos transmitirá a su cimentación.
- Determinar el perfil geotécnico del sitio a partir de la información recopilada.
- Analizar la problemática que representa la construcción de la torre en este terreno.
- Determinar si el sistema de mejoramiento de terreno Geopier® es una solución adecuada para el sitio de cimentación donde se construirá la torre de apartamentos.
- Diseñar el sistema de pilas de agregado apisonado a partir de la información técnica provista por la empresa Geopier®, con el fin de que la solución cumpla con los parámetros de resistencia, deformabilidad y potencial de licuación requeridos para que la cimentación sea segura.
- Corroborar mediante métodos numéricos que la solución implementada genera asentamientos en el terreno menores a los valores límites establecidos en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009), así como una capacidad de soporte admisible mayor a la requerida.
- Elaborar planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto de la solución de mejoramiento de suelos desarrollada.

### I.1.4 Importancia

La expansión de la población en los centros urbanos obliga al desarrollo de obras civiles en sitios cada vez más problemáticos, considerando que las zonas competentes para la construcción ya han sido utilizadas, o bien, se encuentran lejanas a las zonas donde se concentra la población. Estos nuevos retos que se le presentan a la ingeniería geotécnica han sido solventados mediante el desarrollo de nuevos sistemas de construcción, los cuales se basan en principios de la mecánica de materiales, mecánica de suelos y en el uso de nueva tecnología para la construcción. Este es el caso específico de las pilas de agregados apisonado por maquinaria patentada por Geopier®, las cuales al construirse en un terreno de propiedades mecánicas pobres, mejoran sustancialmente la capacidad de dicho terreno a

soportar presiones, al tiempo que se reducen los asentamientos que experimentará la obra civil soportada en dicho terreno mejorado. Este sistema también es adecuado para reducir el potencial de licuación que poseen ciertas arenas.

La importancia de este trabajo reside en demostrar cómo se puede mejorar un terreno arenoso de densidad baja y con nivel freático poco profundo mediante el sistema Geopier®, para la construcción sobre el mismo de una torre de apartamentos de 15 niveles.

### I.1.5 Alcances y limitaciones

- Se considera que el edificio se cimienta sobre una losa de concreto lo suficientemente rígida como para generar una distribución de presiones sobre el suelo linealmente variable en toda su huella.
- El análisis del terreno se realiza a partir de la información geotécnica disponible, la cual corresponde a dos pruebas realizadas mediante el método de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés), y a una perforación para la extracción de agua salada obtenida de la base de datos del Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA). Se considera que el terreno es plano y que la obra se aleja del área de influencia de cualquier construcción aledaña.
- La información para diseño del suelo mejorado fue provista por la empresa Geopier® mediante talleres a los que se asistió y consultas por correo electrónico elaboradas a los ingenieros de dicha empresa.
- Los modelos numéricos se realizaron en los programas de cómputo Slide® y Settle 3D® de la empresa Rocscience.
- Este trabajo no contempla el diseño estructural ni la revisión de la consideración de rigidez de la losa de fundación.
- La exploración geotécnica consiste en dos perforaciones mediante la Prueba de Penetración Estándar hasta 9.9 m de profundidad. La profundidad del lecho rocoso se conoce a partir de la perforación para el pozo de agua salada. Las propiedades del

suelo entre el manto rocoso y los 9.9 m de profundidad fueron extrapolados de lo obtenido en los estratos superiores.

- La densidad y demás propiedades mecánicas del terreno se obtienen a partir de correlaciones realizadas con los resultados del número de golpes de las pruebas del SPT.
- El presupuesto realizado considera los costos de materiales y un costo aproximado del proceso de construcción utilizando maquinaria patentada por Geopier®, ya que el sistema Geopier® es un sistema patentado, y la maquinaria que se utiliza en el proceso solo puede ser manipulada por el concesionario de la licencia y no se alquila a terceros.
- El diseño del mejoramiento solo considera las presiones generadas por la torre de apartamentos sobre el terreno, no considera excavaciones ni obras cercanas al sitio de estudio.
- El sistema de mejoramiento diseñado se compara a nivel de costos con una solución de sustitución del terreno suelto. No se compara con ninguna otra solución aplicable.

### **I.1.6 Metodología**

La solución del mejoramiento del terreno utilizando el sistema Geopier® se implementa según se muestra en el diagrama de flujo en la Figura 1.

El proceso se divide en tres etapas: a) determinación de las presiones aplicadas al terreno por la torre de apartamentos y del perfil geotécnico, b) diseño del mejoramiento del terreno existente mediante el sistema Geopier® y c) elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto de la solución diseñada. Estas etapas se explican a continuación.

### *1.1.6.1 Determinación de las presiones aplicadas al terreno por la torre de apartamentos y del perfil geotécnico*

Primeramente se define la geometría y características de la torre de apartamentos, posteriormente se determinan las cargas externas que afectan a dicha edificación, las cuales se dividen en cargas gravitacionales y en cargas accidentales. Las cargas gravitacionales están conformadas por las cargas permanentes y las cargas temporales. Entre las cargas accidentales que se consideran en este análisis se encuentran las cargas por sismo y las cargas por viento. Luego de definir las cargas que afectan a la estructura, se realizará un análisis de las presiones que transmite la cimentación al terreno. El resultado de este análisis es la definición de la demanda de capacidad soportante que genera la torre sobre el terreno.

Por otra parte, se realiza un análisis de la información geológica del sitio en consideración, así como de los resultados de la exploración geotécnica que se obtuvieron para dicho terreno. A partir de esta información se genera el perfil geotécnico en el cual se resumen las propiedades mecánicas de los diferentes materiales que componen el terreno donde se cimienta la torre, así como el nivel freático y demás información pertinente para el análisis de la fundación.

Con los resultados obtenidos de ambos análisis se comprueba si el terreno es competente para cimentar la torre mediante métodos tradicionales (p.ej., placas aisladas o placas corridas). En el caso en que el terreno no sea lo suficientemente competente para utilizar este tipo de fundaciones, se analiza la viabilidad de realizar un mejoramiento del terreno con el sistema Geopier®. Con este análisis se define el tipo de cimentación que debe utilizarse para la edificación.

### *1.1.6.2 Diseño del mejoramiento del terreno existente mediante el sistema Geopier®*

Luego de definir la viabilidad de realizar un mejoramiento del terreno mediante el sistema Geopier®, se procede a realizar el diseño de la solución, la cual cumple con tres objetivos:

- a) Genera una capacidad soportante que sea mayor a las presiones que la torre de apartamentos aplicará sobre el terreno.
- b) Reduce el potencial de licuación que presenta el terreno a niveles aceptables.
- c) Presenta asentamientos totales menores a los máximos establecidos en los reglamentos.

El diseño realizado para cumplir con los objetivos mencionados consiste en la definición del diámetro, longitud y separación de las pilas de agregado del sistema Geopier®. Esto se realiza siguiendo los manuales de diseño de la empresa Geopier®, así como mediante la aplicación de métodos numéricos para el caso de los objetivos a) y c) mencionados anteriormente.

### *1.1.6.3 Elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto de la solución diseñada.*

A partir del diseño obtenido de las pilas de agregado, se procede a elaborar los planos constructivos, los cuales constan de una planta con la ubicación y distribución de las pilas, así como de una vista de elevación de las pilas de agregado donde se indique la profundidad a la que se deben construir las mismas. Posteriormente se realizan las especificaciones técnicas que contienen las propiedades físicas de los materiales a utilizar en la construcción de las pilas de agregado. Con esta información se elabora el presupuesto del trabajo de mejoramiento del terreno, considerando datos actualizados del costo de los materiales y un costo aproximado del proceso constructivo, el cual será estimado a partir de los costos que la empresa Geopier® presenta en sus cotizaciones.

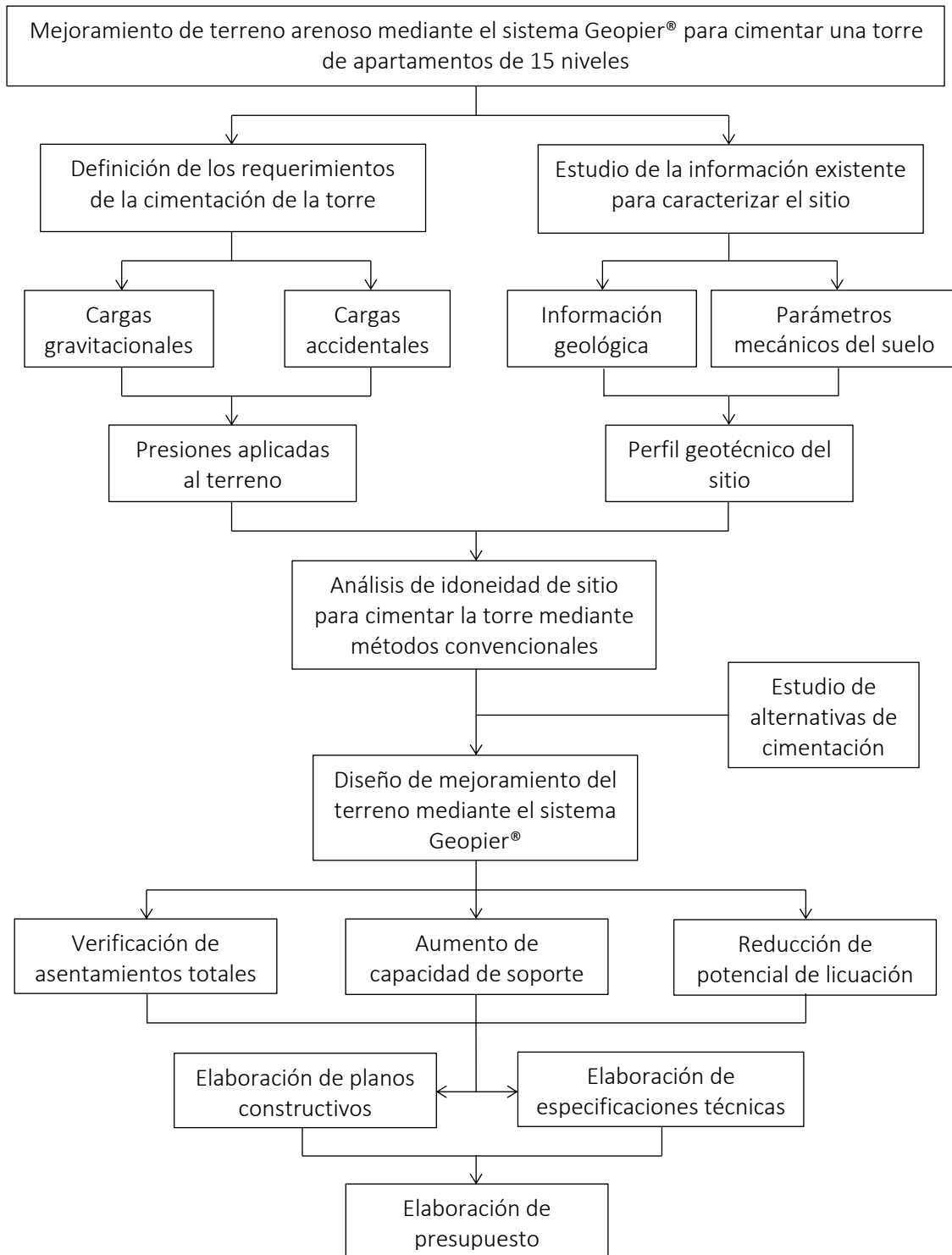


Figura 1: Diagrama de flujo de la metodología aplicada a la solución de la cimentación de una torre de apartamentos de 15 niveles sobre suelo arenoso.

## ***1.2 Marco teórico***

### **1.2.1 Problema específico**

Se debe cimentar una torre de apartamentos de 15 niveles en un terreno conformado por una arena limpia muy suelta a suelta, la cual no presenta la capacidad soportante suficiente para soportar las presiones que induce la torre sobre el suelo. Además, dicha arena tiene un alto potencial de presentar licuación ante un sismo. Por las razones anteriores se debe aplicar un mejoramiento de las propiedades mecánicas del terreno, lo cual se realiza en este caso construyendo pilas de agregado apisonado siguiendo el sistema patentado Geopier®. La solución implementada debe limitar el asentamiento total de la edificación a los valores establecidos en la normativa nacional.

### **1.2.2 Posibles soluciones al problema**

Para mejorar la capacidad de soporte de una arena muy suelta y reducir el potencial de licuación se pueden aplicar los siguientes métodos: compactación dinámica, vibroflotación, vibrocompactación y pilas de agregado (entre las que se encuentra el sistema Geopier®). Estos métodos se basan en el principio de mejoramiento de las propiedades mecánicas del terreno encontrado in situ. Otros métodos, como la construcción de pilas y pilotes, se encargan de transmitir la carga de la edificación a estratos profundos más competentes y de bajo potencial de licuación. Otra opción es la sustitución del suelo problemático por un suelo de mejores propiedades mecánicas, ya sea obtenido de un sitio de préstamo, o una mezcla del suelo removido estabilizado con cal o cemento. Por último el método de abatimiento del nivel freático usando punteras también ha sido implementado en situaciones de alto potencial de licuación (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). El análisis de la viabilidad de aplicación de cada una de las metodologías anteriormente mencionadas (exceptuando las pilas de agregado) queda fuera del alcance de este trabajo. En el cuadro 8.4 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) se presenta un resumen de algunos de los métodos mencionados anteriormente.

Respecto el método de mejoramiento con pilas de agregado apisonado del sistema Geopier®, su aplicabilidad en terrenos de baja capacidad soportante se puede analizar a partir de la información mostrada en la siguiente tabla, reproducida de los manuales técnicos de la compañía Geopier® (2017). En dicha tabla se muestra la capacidad soportante mejorada máxima que puede alcanzarse en suelos blandos o sueltos. En el caso en cuestión aplican los valores mostrados en la columna de arenas y limos arenosos.

*Tabla 1: Capacidad permisible máxima en [kPa] alcanzada con mejoramiento de terreno con Geopier®. Adaptado de (Geopier(R), 2017).*

<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>Arenas y limos arenosos</b>	<b>Limos y arcillas</b>	<b>Turbas y suelos orgánicos</b>
1-3	239	215	168
4-6	287	240	191
7-9	335	287	239
10-12	383	335	NA
13-16	407	335	NA
17-25	431	359	NA
>25	479	407	NA

En caso de que los valores de las presiones de la cimentación de la obra proyectada se encuentren por debajo del valor indicado en la tabla anterior, es posible utilizar alguno de los métodos de mejoramiento de terreno desarrollados por la empresa Geopier®. El método se selecciona considerando la profundidad requerida del mejoramiento y el tipo de suelo. Para ello se utiliza la siguiente figura, tomada del manual técnico de la empresa Geopier® (2017).

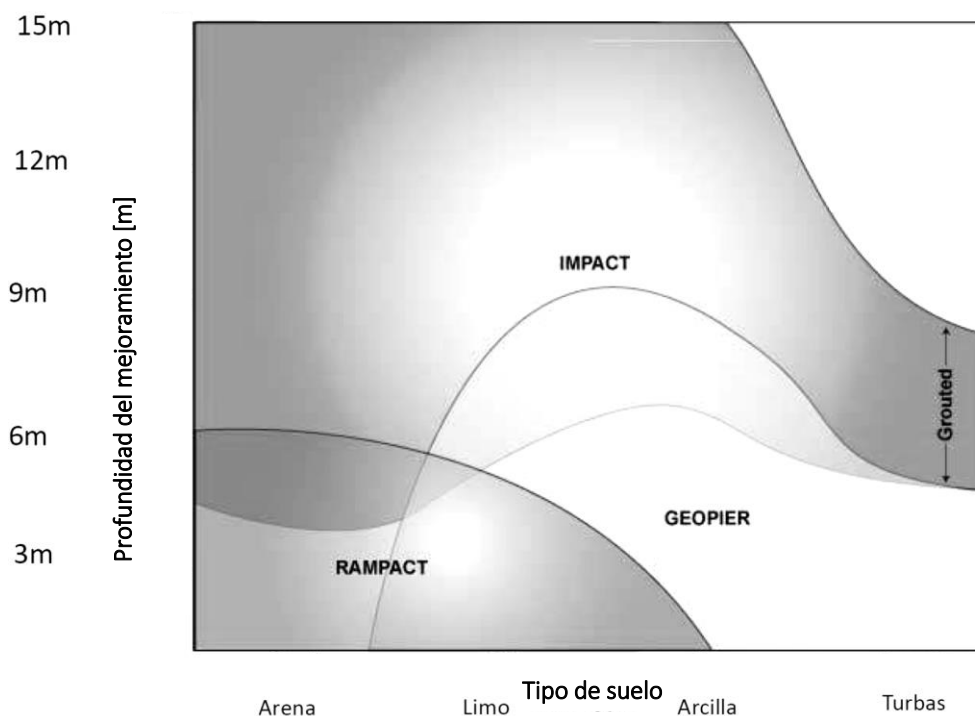


Figura 2: Gráfico que define la aplicabilidad de cada uno de los métodos desarrollados por la empresa Geopier® según el tipo de suelo y la profundidad de mejoramiento requerida. Tomado de (Geopier(R), 2017).

Para el caso específico de terrenos arenosos aplican los sistemas Rampact® e Impact®.

### I.2.3 Solución mediante el sistema Geopier®

Luego de determinar que es factible aplicar el mejoramiento del terreno mediante el sistema Geopier®, se procede a realizar el diseño de las pilas de agregado apisonado. Para el caso de terrenos con arenas sueltas con alto potencial de licuación el diseño se realiza para cumplir con los siguientes objetivos:

- a) Aumentar la capacidad soportante del terreno, de forma que sea mayor a las presiones que la estructura genera sobre el mismo.
- b) Reducir el potencial de licuación a valores seguros.
- c) Reducir los asentamientos totales y diferenciales que presentará la obra a límites aceptables según el tipo de edificación.

En las siguientes secciones se explican los conceptos de diseño para cumplir con cada uno de los objetivos mencionados.

### 1.2.3.1 Diseño a partir de la capacidad soportante del terreno

Primeramente se debe definir una la geometría y separación de las pilas de agregado apisonado tal que la capacidad soportante admisible sea mayor a las presiones generadas por la losa de fundación sobre el terreno. Dicha resistencia está definida por los modos de falla locales de las pilas y los modos de falla globales del terreno. Los modos de falla locales que pueden experimentar las pilas, se muestran en la Figura 3. A la izquierda se muestra el modo de falla por abultamiento en el tope de la pila. La falla local presentada a la derecha de la Figura 3 está asociada con la falla por cortante en la punta de la pila. Para evitar este tipo de falla se define una longitud mínima de la pila, de forma que los esfuerzos en la pila se transmitan por fricción a la matriz del suelo que la rodea.

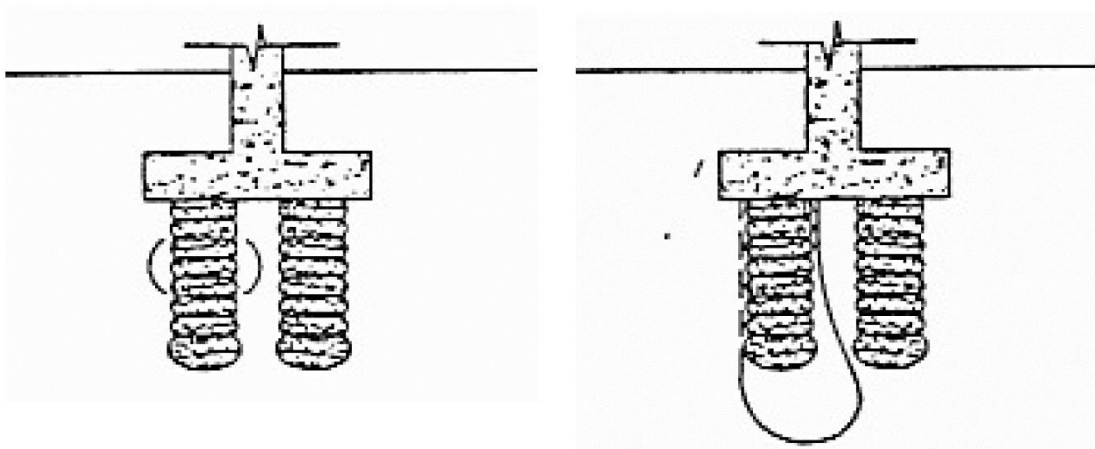


Figura 3: Posibles modos de falla locales en las pilas de agregado apisonado. A la izquierda: falla local por abultamiento del tope de la pila. A la derecha: falla local por corte en punta de la pila (tomado de (Geopier(R), 2017)).

Las fallas globales se pueden presentar tanto en la matriz de suelo mejorado como debajo de ella, tal y como se muestra en la Figura 4.

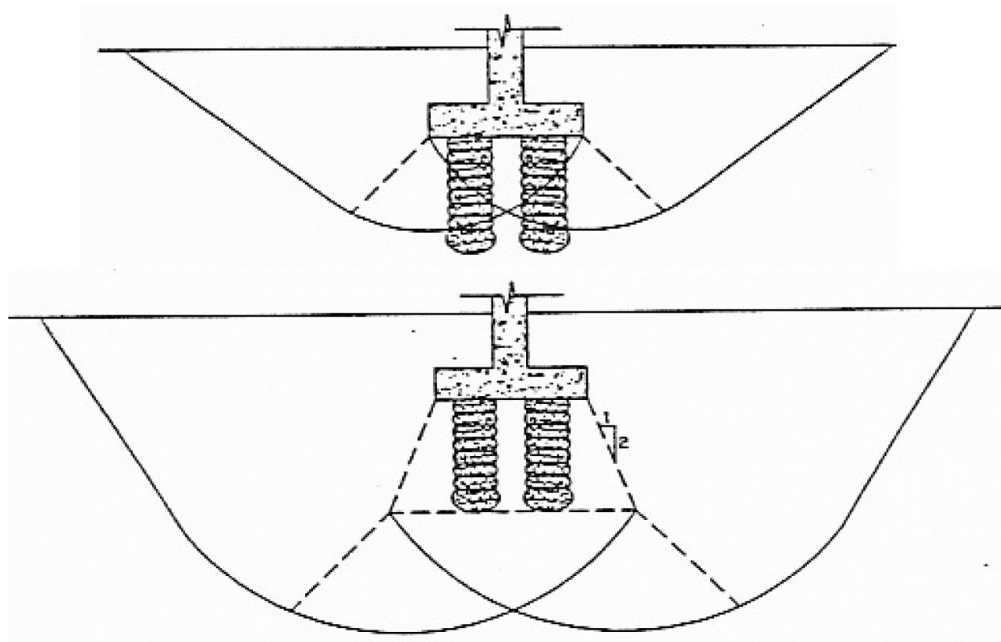


Figura 4: Posibles modos de falla globales en el terreno mejorado con pilas de agregado apisonado. Superior: falla global dentro del terreno mejorado. Inferior: falla global bajo el terreno mejorado (tomado de (Geopier(R), 2017)).

Para evitar la falla local de las pilas de agregado apisonado en suelo arenoso se debe definir una longitud mínima de la pila, tal que la misma sea capaz de transmitir la carga  $Q_g$ , hacia el suelo circundante mediante fricción. La carga  $Q_g$  que debe soportar la pila se obtiene a partir de la ecuación (1), la cual se obtiene de un análisis de compatibilidad de asentamientos bajo la placa de fundación.

$$Q_g = \frac{p_g}{A_g} = p \left[ \frac{R_s}{R_a R_s - R_a + 1} \right] \quad (1)$$

$$R_s = \frac{E_g}{E_d} \quad (2)$$

Donde:

$p_g$ : presión que soporta la pila de agregado apisonado, en [kPa].

$R_s$ : razón de rigideces entre las pilas de agregado apisonado y el suelo de la zona superior, [adim] (ver ecuación (2)).

El valor de  $Q_g$  debe ser menor al valor de  $F_s$  calculado a partir de la ecuación (3), con el fin de asegurar la transmisión de los esfuerzos entre la pila y el suelo.

$$F_s = f_s L \pi d \quad (3)$$

$$f_s = \int_0^L \sigma'_h \tan \phi'_m dz \quad (4)$$

$$\sigma'_h = K_p \sigma'_v \leq 120 \text{ kPa} \quad (5)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'_m/2) \quad (6)$$

$$\sigma'_v = \gamma' z \quad (7)$$

Donde:

$L_g$ : longitud de la pila, en [m].

$d$ : diámetro de la pila, en [m].

$\gamma$ : peso unitario del suelo arenoso, en [kN/m<sup>3</sup>].

$z$ : profundidad medida desde el tope de la pila hasta la punta de la pila, en [m].

$\phi'_m$ : ángulo de fricción efectivo de la matriz de suelo alrededor de la pila, en [°].

El diseño para determinar la longitud mínima de la pila con el fin de que no haya un fallo en la punta de la pila, consiste en determinar la longitud  $L_g$  que genere un valor de  $F_s$  igual a  $1.5Q_g$  (factor de seguridad de 1.5 según (Geopier(R), 2017)).

Para evitar que se presente la falla global dentro del suelo mejorado se debe verificar que la presión  $p$  que la cimentación transmite al terreno sea menor a la capacidad soportante última  $p_f$  dividida por un factor de seguridad, dicho factor de seguridad depende del tipo de carga que se esté considerando en el análisis. Los factores de seguridad se encuentran en el cuadro 3.2 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) y se reproducen en la Tabla 2.

Tabla 2: Factores de seguridad según condición de cargas consideradas en el análisis (reproducido de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009))

Condición de carga	Factor de seguridad
Estáticas	3.0
Estáticas + dinámicas	2.0

Para determinar el valor de  $p_f$  se utiliza la ecuación general de capacidad de carga, desarrollada por Meyerhof (1963) y reproducida en la ecuación (8).

$$p_f = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + p'_o N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (8)$$

Donde:

B: ancho de la cimentación, en [m].

c: cohesión sin drenar del terreno, en [kPa].

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ : factores de capacidad de carga, [adim].

$s_c$ ,  $s_q$  y  $s_\gamma$ : factores de forma, [adim].

$d_c$ ,  $d_q$  y  $d_\gamma$ : factores de profundidad, [adim].

$i_c$ ,  $i_q$  y  $i_\gamma$ : factores de inclinación de la carga, [adim].

$b_c$ ,  $b_q$  y  $b_\gamma$ : factores de inclinación de la base, [adim].

$g_c$ ,  $g_q$  y  $g_\gamma$ : factores de inclinación de la superficie del suelo, [adim].

Como es conocido, los factores de capacidad de carga dependen del ángulo de fricción efectivo  $\phi'$ . Para la determinación de  $N_c$  y  $N_q$  se utiliza el valor de  $\phi'_m$ , mientras que para la determinación de  $N_\gamma$  se utiliza un ángulo ( $\phi'_{comp}$ ) compuesto por los valores de la matriz de suelo y la pila de agregado apisonado, según se indica en la ecuación (9).

$$\phi'_{comp} = \tan^{-1} \left[ R_a \tan \phi'_g + (1 - R_a) \tan \phi'_m \right] \quad (9)$$

Donde:

$\phi'_g$ : ángulo de fricción efectivo de las pilas (entre 49° y 52° según (Geopier(R), 2017)).

Como se mencionó anteriormente, la falla general atravesando la zona mejorada no se presentará si la presión  $p$  de la fundación es menor que el valor de  $p_f$  dividido por el factor de seguridad respectivo.

El proceso de análisis para considerar la falla global bajo el terreno mejorado se realizará mediante un análisis de equilibrio límite, utilizando el programa Slide® de la empresa RockScience. El principio del análisis de equilibrio límite consiste en calcular los esfuerzos que se generan en una superficie de falla específica, así como la resistencia que presenta dicha superficie ante la falla por deslizamiento definida por la resistencia del terreno ante esfuerzos cortantes. Al dividir el valor de la resistencia al deslizamiento con la sumatoria de los esfuerzos cortantes desarrollados en dicha superficie se define un factor de seguridad ante la falla. Este análisis se repite en una gran cantidad de potenciales superficies de falla. El factor de seguridad ante la falla global del terreno está definido por el valor menor obtenido de todas las superficies analizadas. Dicho factor debe ser mayor a los indicados en la Tabla 2 con el fin de asegurarse que dicha falla global no se presentará. Se han desarrollado diferentes metodologías de equilibrio límite, las cuales parten del análisis de equilibrio de secciones conocidas como dovelas. Las metodologías difieren en las consideraciones realizadas en las condiciones de equilibrio que deben cumplir las fuerzas que actúan sobre las caras de las dovelas, siendo necesario el uso de computador en algunas de las metodologías más exactas (p. ej. Morgenstern y Price (Jimenez, J. et al., 1981)). El programa de computación Slide contempla varias metodologías para análisis de las dovelas.

### *1.2.3.2 Diseño ante efectos de licuación*

El terreno en cuestión cuenta con los tres aspectos necesarios para que se presente la licuación ante un evento sísmico, los cuales son:

- a. Consisten en arenas limpias y sueltas.
- b. Se presenta el nivel freático en la zona de menor densidad del terreno.
- c. La sismicidad de la zona es alta.

En este tipo de terrenos, una excitación sísmica de la masa de suelo genera un aumento en la presión de poro en el agua debido a la baja permeabilidad del terreno, lo que genera una reducción de la presión efectiva. Si dicha presión efectiva se anula con la presión de poro, las partículas de suelo se suspenden en el agua, formándose un líquido viscoso y perdiéndose la resistencia y la rigidez del terreno de forma temporal.

La inclusión de pilas de agregado en el terreno reduce el potencial de licuación mediante los siguientes mecanismos (Wissman, K. et al., 1999):

1. Las inclusiones de agregado son elementos rígidos que no presentan el fenómeno de licuación.
2. El exceso de agua encuentra un drenaje inmediato en la estructura del agregado de las pilas, lo que reduce la presión de poro en la matriz del suelo.
3. El proceso de apisonamiento de las pilas de agregado densifica las arenas limpias, aumentando los esfuerzos en los contactos entre el esqueleto de suelo. Se conoce que los esfuerzos horizontales en la matriz de suelo alcanzan valores de 2 a 5 veces la presión vertical efectiva de sobrecarga. Como la resistencia a esfuerzos cortantes cíclicos es directamente proporcional al esfuerzo principal mayor, se puede esperar un aumento de dicha resistencia de 2 a 5 veces la que posee el suelo sin mejorar.
4. La mayor rigidez de las pilas de agregado generan que las mismas absorban una mayor cantidad de los esfuerzos cortantes que se presentan por efecto del sismo en el terreno mejorado.

Para este trabajo se hace uso del mejoramiento del terreno indicado en el punto 3, el cual se refleja en un aumento del valor de NSPT del suelo mejorado. Dicho valor es provisto por la empresa Geopier® para las condiciones del terreno natural y el área de sustitución del terreno natural por las pilas de agregado apisonado.

Para definir el potencial de licuación del terreno, se procede al cálculo de CSR y CRR (razón de esfuerzos cíclicos y razón de resistencia a esfuerzos cíclicos respectivamente) mediante el método simplificado de Seed e Idriss a partir de lo indicado en la sección 8.1.4.3 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009). Dicho método define el valor de CSR a partir de la ecuación (10).

$$CSR = \frac{\tau_m}{p'_o} = 0.65 \frac{a_{max} p_o}{g p'_o} r_d \quad (10)$$

Donde:

$a_{max}$ : aceleración máxima estimada, en [%g].

$g$ : aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ).

$p_o$ : esfuerzo total a la profundidad considerada, en [kPa].

$r_d$ : factor de reducción de esfuerzos, [adim] (ver Figura 5).

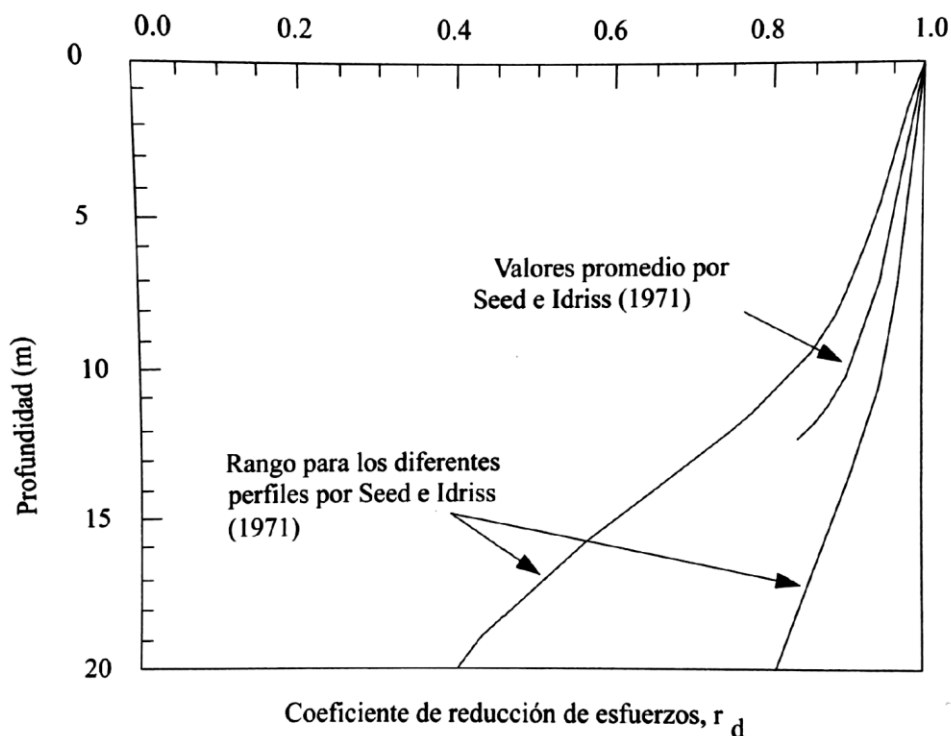


Figura 5: Valor del factor de reducción de esfuerzos según la profundidad, tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

Por otra parte, el valor de CRR se determina a partir de la Figura 6, para lo cual es necesario el cálculo del valor de  $(N_1)_{60}$ , según la ecuación (11).

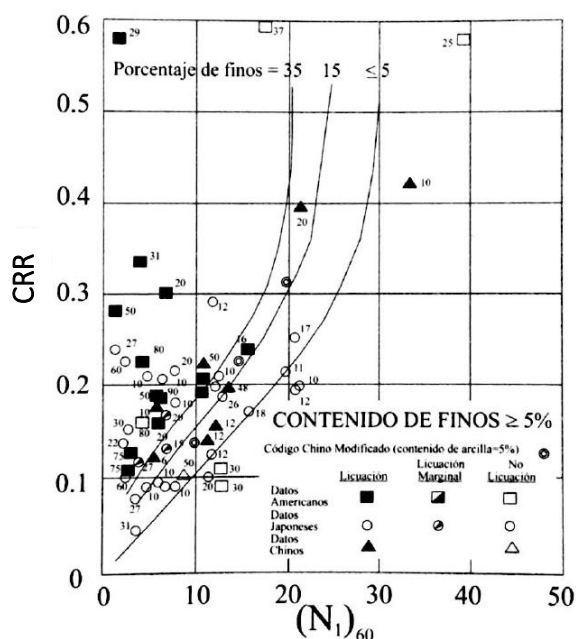


Figura 6: Valor de CRR en función de  $(N_1)_{60}$ , tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

$$(N_1)_{60} = \sqrt{\frac{100 ER_m}{p'_o} \frac{1}{60} N_{SPT}} \quad (11)$$

Donde:

$ER_m$ : Eficiencia de la energía del equipo de penetración, [adim].

Cabe resaltar que la longitud de las pilas de agregado apisonado debe extenderse hasta la zona del suelo arenoso que no presenta un alto potencial de licuación.

### 1.2.3.3 Diseño a partir de asentamientos admisibles

Para calcular los asentamientos esperados bajo la edificación, se definen en el terreno dos zonas contenidas en el área de influencia de los esfuerzos aplicados por la fundación: a) la

zona superior (contiene a las pilas de agregado apisonado) y b) la zona inferior (conformada por el suelo sin mejorar). Ambas zonas se muestran separadas por líneas horizontales de trazo discontinuo en la Figura 7.

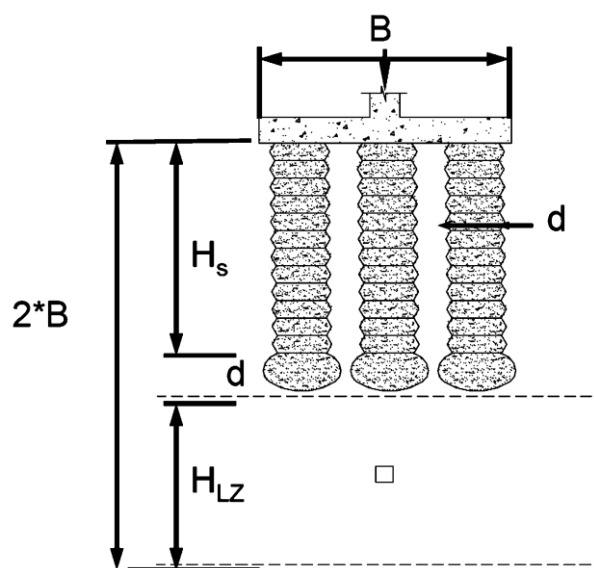


Figura 7: División por zonas para análisis de asentamientos en terreno mejorado mediante el sistema de pilas de agregado apisonado Geopier®. Tomado de (Geopier(R), 2017).

Para la figura anterior se tiene que:

$B$ : ancho de placa de fundación.

$H_s$ : altura de la pila de agregado apisonado.

$d$ : diámetro y altura de la punta de la pila de agregado apisonado.

$H_{LZ}$ : altura de la zona de suelo no mejorado.

Para el cálculo del asentamiento en terrenos de grano grueso se propone utilizar la metodología elaborada por Schmertmann en 1970, y que luego mejoró en 1978. Esta metodología, de tipo semiempírica, fue desarrollada a partir de información de campo utilizando el método de penetración de cono (CPT). Schmertmann presenta fórmulas para correlacionar los resultados de las pruebas de SPT con las de CPT, de forma que el método sea aplicable cuando se tienen resultados de un solo tipo de pruebas.

El cálculo del asentamiento se realiza con las ecuaciones siguientes:

$$s=C_1C_2\Delta_p \sum_0^{2B \text{ hasta } 4B} \frac{l_z}{E_d} \Delta_z \quad (12)$$

$$C_1=1-0.5 \left( \frac{p'_o}{\Delta_p} \right) \quad (13)$$

$$C_2=1+0.2 \log \left( \frac{t}{0.1} \right) \quad (14)$$

$$\Delta_p=p-p'_o \quad (15)$$

$$E_d=E \sqrt{\frac{p'_o+(\Delta_p/2)}{p'_o}} \quad (16)$$

Donde:

s: asentamiento total, en [m].

$C_1$ : factor de corrección de la profundidad de la fundación, [adim] (ver ecuación (13)).

$C_2$ : factor de corrección por arrastre, [adim] (ver ecuación(14)).

$\Delta_p$ : incremento neto de la carga a nivel de la fundación, en [kPa] (ver ecuación (15)).

$l_z$ : factor de influencia del esfuerzo vertical, [adim] (ver Figura 8).

$\Delta_z$ : espesor de la capa considerada, en [m].

$E_d$ : módulo de deformación corregido por la presión de sobrecarga, en [kPa] (ver Tabla 3).

$p'_o$ : presión efectiva de sobrecarga a nivel de la cimentación, en [kPa].

$p$ : presión de contacto entre la placa y el terreno, en [kPa].

$t$ : tiempo luego de construida la cimentación, en [año].

El factor de influencia  $l_z$  definido por Shmertmann se muestra en la Figura 8, en la cual se grafican los valores para placas cuadradas ( $L/B = 1$ ) y para placas corridas ( $L/B \geq 10$ ). Para placas rectangulares se debe interpolar entre los valores mostrados en la figura. Hassan (2017) determinó las ecuaciones para calcular  $l_z$  para placas con cualquier valor de  $L/B$ , lo

cual permite calcular el valor de la expresión ubicada dentro de la sumatoria en la ecuación (12) mediante integración.

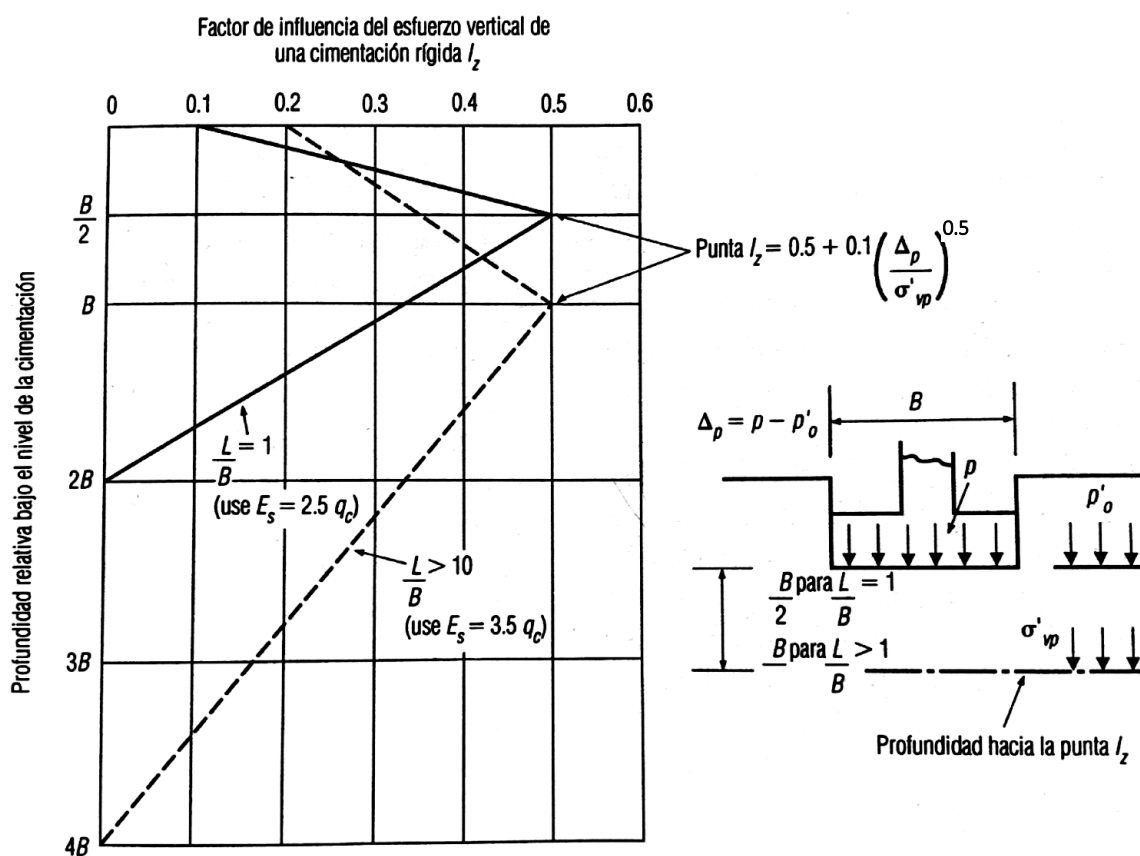


Figura 8: Relación de  $l_z$  respecto a la profundidad  $z$  y valor de  $l_z$  en la punta (tomado de (Tomlinson, 1996)).

En la siguiente tabla se muestran los valores del módulo de deformación sin corregir  $E$  para arenas limpias, de finas a medias y normalmente consolidadas, según el número de golpes  $N_{SPT}$  de la prueba SPT. Estos valores se deben modificar con la ecuación (16) para ser utilizada en el cálculo del asentamiento.

Tabla 3: Valores de  $E$  a partir de los valores de  $N_{SPT}$  para arenas limpias, de finas a medias y normalmente consolidadas (valores determinados por el autor a partir de las correlaciones de Shmertmann mostradas en (Tomlinson, 1996)).

Rango de aplicación	$E_s$ [kPa]
$N_{SPT} < 29$	$1400N_{SPT}$
$29 < N_{SPT} < 143$	$700N_{SPT} + 20\ 000$
$N_{SPT} > 143$	120000

Los valores de  $N_{SPT}$  mayores a 15 para el caso de una arena fina o saturada se deben corregir a partir de la siguiente ecuación desarrollada por Terzaghi y Peck (1967)

$$N_{SPT} = 15 + \frac{N_{SPT} - 15}{2} \quad (17)$$

Para la zona superior, en la que se presenta el suelo mejorado, el manual de diseño de Geopier® define un módulo de deformación compuesto  $E_{comp}$  según la siguiente ecuación:

$$E_{comp} = (1 - R_a)E_d + R_a E_g \quad (18)$$

$$R_a = \frac{A_g}{A_T} \quad (19)$$

Donde:

$R_a$ : razón entre área de las pilas de agregado apisonado y el área de contacto de la fundación, [adim].

$E_g$ : Módulo de deformación de la pila de agregado apisonado (de 143641 a 239400 kPa).

$A_g$ : área (vista en planta) de las pilas de agregado apisonado, en [m<sup>2</sup>].

$A_T$ : área de contacto de la placa de fundación, en [m<sup>2</sup>].

A continuación se resume el procedimiento para aplicar el método de Shmertmann al cálculo de asentamientos en suelos arenosos:

- i. Dibujar a escala el diagrama de golpes promedio de la prueba SPT y el gráfico de la variación de  $I_z$ . Definir los diferentes estratos en que se compone el terreno.
- ii. Determinar para cada estrato el valor de  $E$  a partir del valor de  $N_{SPT}$  y la Tabla 3, corrigiendo el valor de  $N_{SPT}$  para valores mayores a 15 según la ecuación (17) para el caso de arenas finas o sumergidas.
- iii. Determinar el valor de  $E_d$  para cada estrato según la ecuación (16).
- iv. Proponer el diámetro, longitud y separación de las pilas de agregado apisonado. Definir el valor de  $R_a$  según la ecuación (19).
- v. Calcular  $E_{comp}$  para los estratos de la zona superior con la ecuación (18).
- vi. Calcular los coeficientes de corrección  $C_1$  y  $C_2$  a partir de la ecuación (13) y la ecuación (14) respectivamente.
- vii. Determinar el asentamiento total según la ecuación (12).

Para dar por correcta la propuesta de las pilas de agregado apisonado el resultado del asentamiento debe ser menor a 100 mm según se define en el cuadro 3.5 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009). Debido a que la edificación está cimentada sobre una losa rígida no es aplicable el análisis de asentamientos diferenciales.

Los resultados obtenidos del análisis de asentamientos serán verificados mediante una modelación utilizando el programa Settle 3D® de la empresa Rocscience.

Por último, se revisarán las presiones ante cargas estáticas respecto a las presiones admisibles que se obtienen para asentamientos de 50 mm a partir de la fórmula propuesta por Bowles (1996) y que fue desarrollada por Terzaghi y Peck y luego modificada por Meyerhof, mostrada a continuación.

$$q_{adm} = \frac{50 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} * \frac{N'_{70}(B+0.3)^2}{0.06B^2} * \left(1 + 0.33 \frac{D}{B}\right) \quad (20)$$

Donde:

D: nivel de desplante de la placa en (m).

### 1.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico

A continuación se determinan las cargas que la torre de apartamentos impondrá sobre la cimentación, las cuales, en conjunto con las características geotécnicas del terreno, son las variables que definen el tipo de cimentación a utilizar para que la obra sea segura y presente bajas asentamientos.

#### 1.3.1 Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en una torre de apartamentos de 15 niveles. El mismo se ubica en la provincia de Puntarenas, distrito y cantón homónimo, según se muestra en la Figura 9.

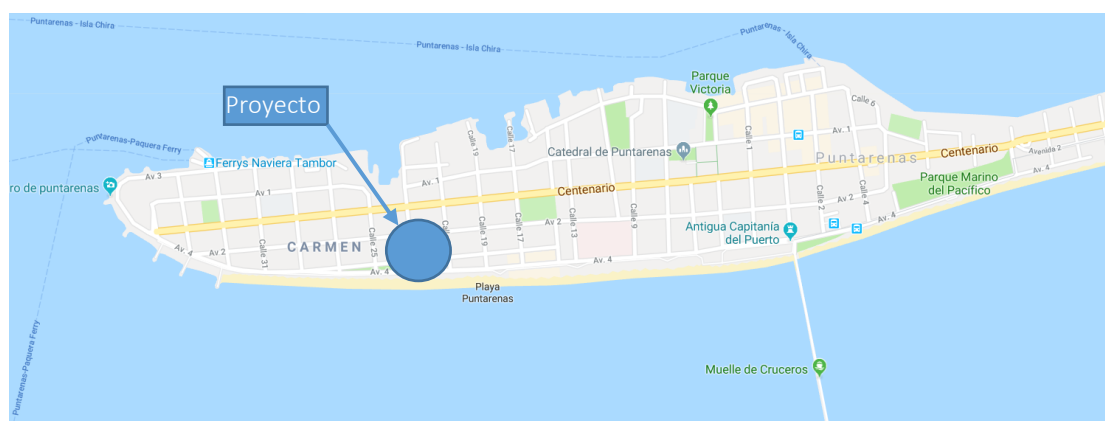


Figura 9: Ubicación del proyecto. Imagen tomada de Google Maps (Google, 2018).

La huella del edificio es de 50 m de largo y 25 m de ancho. La misma se muestra en la Figura 10.

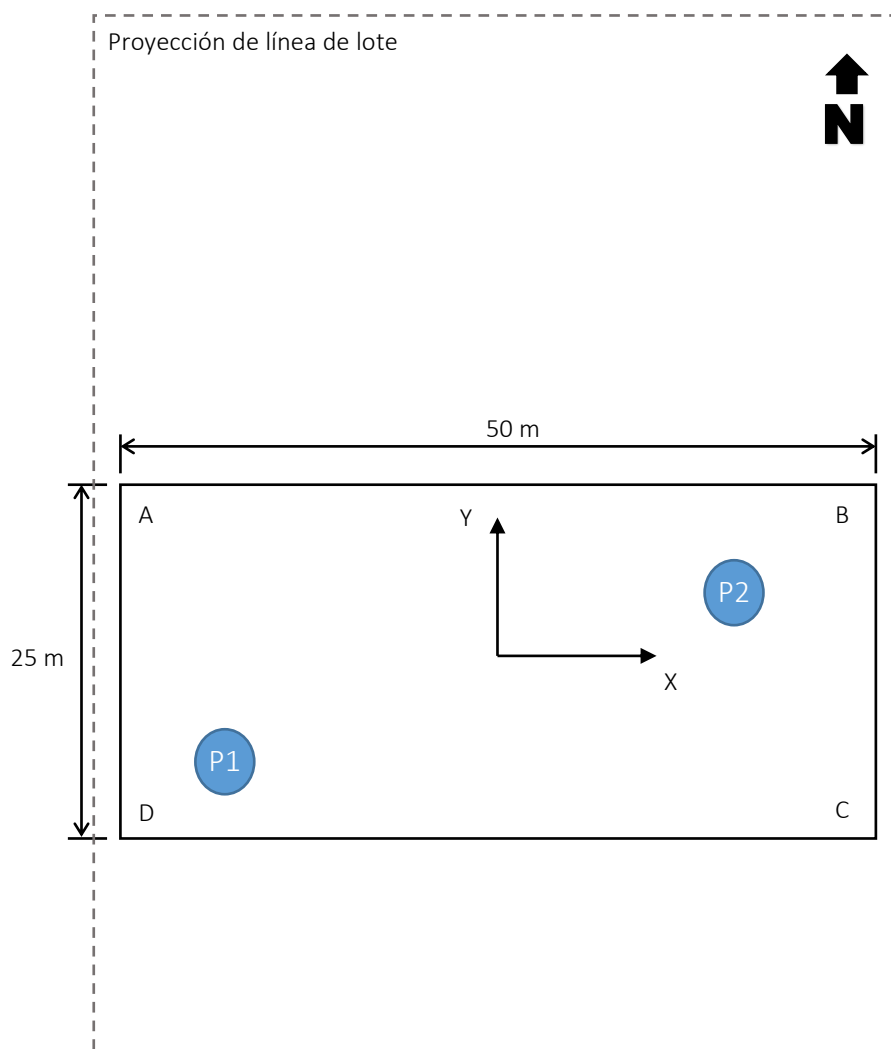


Figura 10: Huella del edificio y sistema coordinado para análisis de presiones.

Respecto al sistema estructural, las paredes y los entrepisos están elaborados a partir de concreto reforzado. Dicha estructura se soporta sobre una losa de fundación de 1.0 m de espesor. Para este tipo de estructuras se tienen las cargas gravitacionales indicadas en la Tabla 4.

Tabla 4: Cargas consideradas en la torre de apartamentos de concreto reforzado.

Tipo de carga	Valor	Comentario
Peso de paredes y entrepiso	8.83 kPa	Valor por cada nivel
Peso losa de fundación	23.5 kPa	Losa de 1,0 m de espesor
Carga temporal	1.96 kPa	Tabla 6.1 CSCR-10

La amenaza sísmica se define a partir de lo indicado en la sección 2 del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (2011). En la Tabla 5 se muestran los parámetros utilizados para definir la amenaza sísmica de diseño. El tipo de sitio se define en la sección I.3.3 de este documento. La carga sísmica rige sobre la carga de viento para el diseño de esta estructura.

Tabla 5: Parámetros considerados para el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura.

Parámetro	Valor	Comentario
Clasificación	1.0	Ocupación normal, tabla 4.1 CSCR-10.
Zona sísmica	III	Tabla 2.1 CSCR-10
Tipo de sitio	S3	Ver sección I.3.3
Aceleración pico efectiva	0.36	Tabla 2.3 CSCR-10
Ductilidad global asignada	1.5	Según análisis por Método de Capacidad Espectral
Sobrerresistencia	2.0	Capítulo 5 CSCR-10
Periodo de la estructura	0.75 s	#Nivelesx0.5s
Factor espectral dinámico	1.2	Tabla E.7 CSCR-10
Coefficiente sísmico	0.216g	Ecuación 5-1 CSCR-10

Las cargas que gobiernan el diseño de la fundación se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6: Cargas que gobiernan el diseño de la fundación del edificio.

Tipo de carga	Carga Axial	Momento respecto al centroide
Permanente	195.0 kN	0.0 kN
Temporal	36.8 kN	0.0 kN
Sismo	0.0 kN	635 MN*m

Considerando que la placa de fundación es de 50 m de largo por 25 m de ancho, y que las presiones máximas por sismo se presentarán cuando la dirección del mismo es paralelo al

eje Y (lado corto de la fundación según Figura 10), se definen las presiones de diseño mostradas en la Tabla 7.

*Tabla 7: Presiones obtenidas en la losa de fundación del edificio.*

Tipo de carga	Valor máximo	Valor mínimo	Comentario
Estática (Permanente + temporal)	185.4 kPa	185.4 kPa	
Estática + dinámica	277.9 kPa	34.1 kPa	Presión máxima en lado AB y presión mínima en lado CD (ver Figura 10).

### 1.3.2 Descripción geológica del sitio

Según el mapa geológico generalizado de Costa Rica (Denyer & Kussmaul, Geología de Costa Rica, 2000), la zona en estudio se conforma por sedimentos del cuaternario. Los autores indican que la geomorfología de la zona es de origen aluvial y corresponde con conos aluviales con desplazamientos hacia la costa. Dichos sedimentos provienen principalmente del Río Barranca y están compuestos por arenas y limos.

Respecto a las amenazas geológicas que se presentan en Puntarenas, las mismas están relacionadas con la actividad sísmica de la zona, caracterizada por una alta recurrencia de eventos generados por la subducción de la placa Coco bajo la placa Caribe, a más de 20 km de profundidad. Por otra parte, dentro de las fallas intraplaca de mayor relevancia para el proyecto se encuentran: la Falla Tempisque y la Falla Golfo; la primera corresponde con el levantamiento que sufre la península de Nicoya por la subducción de la placa Coco (Denyer & Kussmaul, Geología de Costa Rica, 2000) y la segunda, de tipo dextral, se ubica en el límite oeste del Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (Montero, 2014). Ambas fallas se muestran en la Hoja Golfo del Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer, Aguilar, & Montero, Mapa Geológico de la hoja Golfo, 2013) mostrada en la Figura 11.



Figura 11: Extracto de hoja Golfo, del Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer, Aguilar, & Montero, Mapa Geológico de la hoja Golfo, 2013).

Según la Comisión Nacional de Emergencias (2018), los principales efectos geológicos que genera dicha sismicidad sobre la ciudad de Puntarenas son:

- a) Amplificaciones de la onda sísmica.
- b) Licuación.
- c) Maremotos.

### 1.3.3 Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación

La investigación de campo consta de dos perforaciones mediante el método de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) ubicadas dentro de la huella de la obra futura. En la Tabla 8 se muestran los valores del número de golpes obtenidos según la profundidad de exploración. A partir de dicha exploración se determinó que el nivel freático se encontraba a 1.35 m de profundidad.

Tabla 8: Valores de  $N_{SPT}$  obtenidos en los dos puntos explorados según la profundidad de exploración.

Profundidad (m)	Punto 1	Punto 2
0,00 - 0,45	2	2
0,45 - 0,90	4	2
0,90 - 1,35	5	2
1,35 - 1,80	7	5
1,80 - 2,25	6	7
2,25 - 2,70	12	8
2,70 - 3,15	14	9
3,15 - 3,60	21	13
3,60 - 4,05	16	15
4,05 - 4,50	17	19
4,50 - 4,95	15	19
4,95 - 5,40	21	22
5,40 - 5,85	32	22
5,85 - 6,30	36	18
6,30 - 6,75	36	21
6,75 - 7,20	34	26
7,20 - 7,65	28	32
7,65 - 8,10	34	30
8,10 - 8,55	39	30
8,55 - 9,00	38	34
9,00 - 9,45	39	34
9,45 - 9,90	41	35

En dicha exploración se utilizó un mazo de seguridad con rueda-operador. No se utilizó el “liner” ni se aumentó el diámetro de la perforación.

El trabajo de laboratorio consistió en el análisis granulométrico de las muestras obtenidas en campo, así como la determinación de los límites de consistencia, la humedad natural y la gravedad específica de los suelos. La Figura 12 contiene las curvas granulométricas de tres muestras de suelo del sitio (en color verde, morado y celeste).

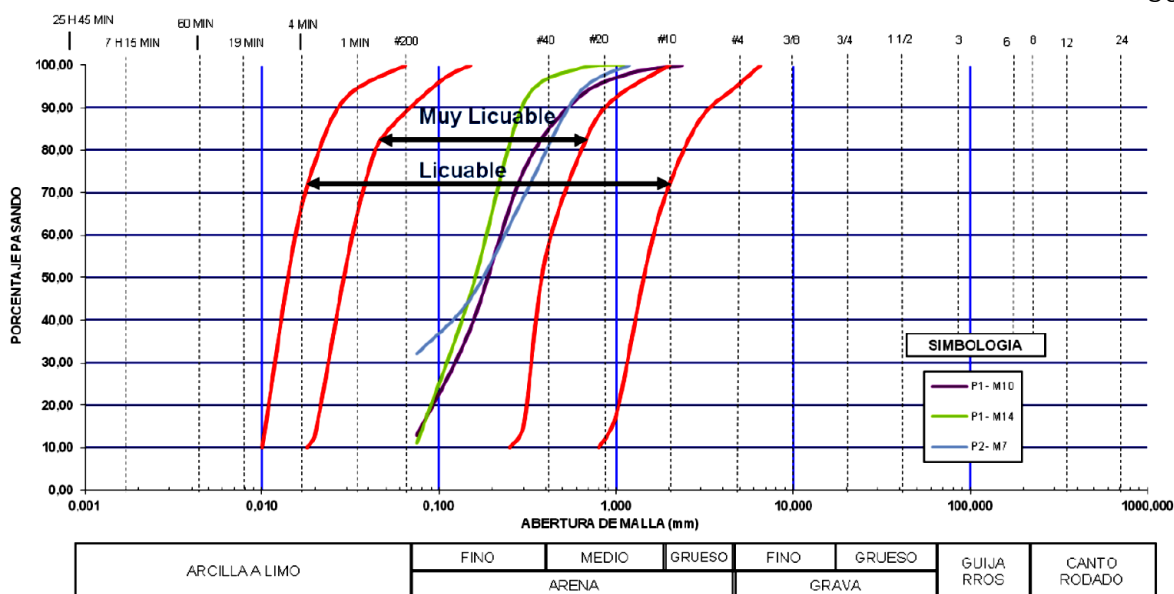


Figura 12: Granulometría de tres muestras del suelo del sitio. Tomado del informe geotécnico.

Los límites de consistencia no pudieron determinarse al ser el material no plástico, según indica el estudio geotécnico.

Con las curvas granulométricas de la Figura 12 se procede a determinar los parámetros necesarios para realizar la clasificación de los suelos. En la Tabla 9 se muestran los valores de dichos parámetros, así como la clasificación según el SUCS, AASHTO y ASTM.

Tabla 9: Parámetros para clasificación del suelo.

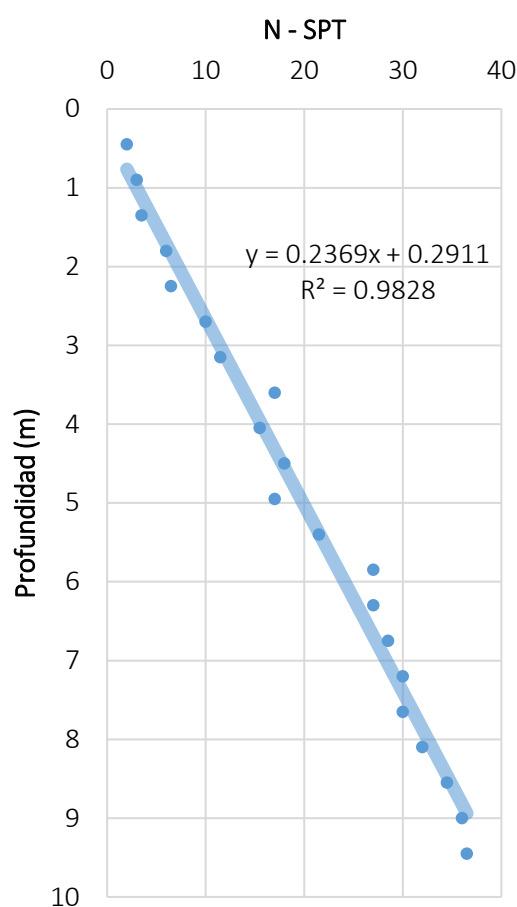
Parámetro	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Porcentaje pasando malla #4 ( $F_4$ )	100 %	100 %	100 %
Porcentaje pasando malla #10	100 %	100 %	100 %
Porcentaje pasando malla #20	95 %	100 %	97 %
Porcentaje pasando malla #40	84 %	96 %	80 %
Porcentaje pasando malla #200 ( $F_{200}$ )	13 %	10 %	32 %
Fracción de grava $FG = 100 - F_4$	0 %	0 %	0 %
Fracción de arena $FS = F_4 - F_{200}$	87 %	90%	67%
Contenido de finos $CF = F_{200}$	13 %	10 %	32 %
Diámetro partícula para el 60% por peso de material más fino ( $D_{60}$ )	0.23 mm	0.18 mm	0.25 mm
Diámetro partícula para el 50% por peso de material más fino ( $D_{50}$ )	0.18 mm	0.15 mm	0.17 mm
Diámetro partícula para el 30% por peso de material más fino ( $D_{30}$ )	0.13 mm	0.12 mm	<0.075 mm
Diámetro partícula para el 10% por peso de material más fino ( $D_{10}$ )	<0.075 mm	0.075 mm	<0.075 mm
$C_u = D_{60}/D_{10}$	----	2.6	----
$C_c = D_{30}^2/(D_{60}D_{10})$	----	1.14	----
Clasificación SUCS	SM	SP-SM	SM
Clasificación AASHTO	A-2	A-3	A-2
Clasificación ASTM D-2487	Arena limosa	Arena mal gradada con limo	Arena limosa

A partir de estos resultados se define que el suelo consiste en una arena mal gradada con presencia de limos. A partir del valor de  $D_{50}$  y la distribución granulométrica mostrada en la Figura 12 se define la arena como fina.

Por otra parte, de la información del pozo GO-117 ubicado a menos de 100 m del sitio, se conoce que el manto rocoso se encuentra a 18 m por debajo del nivel de terreno. El mismo se encuentra conformado por una lutita de color café claro, relativamente sana y algo dura (Unidad de Gestión Hídrica, 2013).

Para estimar las propiedades mecánicas del suelo ubicado entre el nivel 9.9 m y el 18.0 m por debajo del terreno se supuso que el suelo mantiene un comportamiento similar en todo su espesor, por lo que se aplica una extrapolación de los valores de golpes N de la prueba

SPT, considerando que la relación obtenida en el espesor de suelo muestreado presenta una tendencia lineal con un coeficiente de determinación ( $R^2$ ) del 98%, según se muestra en la Figura 13. Por lo tanto, se puede asegurar que en los primeros 9.9 m la variación N es explicada en un 98% por la variación de la profundidad. Si esta tendencia se mantiene en los restantes 8.1 m de profundidad, se pueden estimar el valor de  $N_{SPT}$  a partir de la fórmula de la línea de mejor ajuste indicada en la Figura 13. Esto deberá verificarse en la obra mediante pruebas adicionales, tal y como se indica en las especificaciones técnicas del proyecto.



*Figura 13: Variación del número de golpes N de la prueba SPT con respecto a la profundidad, así como línea de mejor ajuste, su ecuación y coeficiente de determinación.*

Respecto a la susceptibilidad del terreno a presentar licuación, en la Tabla 10 se muestra el análisis realizado según lo expuesto en la sección I.2.3.2. El valor de CRR se lee de la Figura 6 para un contenido de finos del 15%. Para dicho contenido de finos, los suelos con valores de

$(N_1)_{60}$  mayores a 25 no son susceptibles de presentar licuación, para estos valores en la tabla se indica NA (No Aplica). La aceleración máxima considerada es de 0.2 g, según la tabla 6.2 del CCCR para sitio ZIII y sitio S3.

Tabla 10: Análisis de susceptibilidad ante licuación del terreno in situ.

Prof. (m)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_n$	$ER_m$	$(N_1)_{60}$		CRR		$P_o$ (kPa)	$p'_o$ (kPa)	$r_d$	CSR	FS	
				P 1	P 2	P 1	P 2					P 1	P 2
0.45	18	5.21	70	12	12	0.17	0.17	8.1	3.68	1	0.285	0.59	0.59
0.9	18	3.68	70	17	9	0.27	0.15	16.2	7.37	1	0.285	0.94	0.52
1.35	18	3.01	70	18	7	0.28	0.13	24.3	11.05	0.995	0.284	0.98	0.45
1.8	18	2.60	70	21	15	0.33	0.22	32.4	14.74	0.99	0.282	1.16	0.77
2.25	18	2.33	70	16	19	0.23	0.3	40.5	18.42	0.985	0.281	0.81	1.06
2.7	18	2.13	70	30	20	NA	0.32	48.6	22.11	0.98	0.280		1.14
3.15	18	1.97	70	32	21	NA	0.33	56.7	25.79	0.975	0.278		1.18
3.6	18	1.84	70	45	28	NA	NA	64.8	29.48				
4.05	18	1.74	70	32	30	NA	NA	72.9	33.16				
4.5	18	1.65	70	33	37	NA	NA	81	36.85				
4.95	18	1.57	70	27	35	NA	NA	89.1	40.54				
5.4	18	1.50	70	37	39	NA	NA	97.2	44.22				
5.85	18	1.44	70	54	37	NA	NA	105.3	47.91				
6.3	18	1.39	70	58	29	NA	NA	113.4	51.59				
6.75	18	1.34	70	56	33	NA	NA	121.5	55.28				
7.2	18	1.30	70	52	40	NA	NA	129.6	58.96				
7.65	18	1.26	70	41	47	NA	NA	137.7	62.65				
8.1	18	1.23	70	49	43	NA	NA	145.8	66.33				
8.55	18	1.20	70	54	42	NA	NA	153.9	70.02				
9	18	1.16	70	52	46	NA	NA	162	73.71				
9.45	18	1.14	70	52	45	NA	NA	170.1	77.39				
9.9	18	1.11	70	53	45	NA	NA	178.2	81.08				

Los resultados de la tabla anterior indican que los 3.6 m superiores son susceptibles de presentar licuación, al presentar un  $FS < 1.3$ .

### I.3.4 Modelo geotécnico

A partir de la información mencionada en los dos apartados anteriores se presenta en la Figura 14 el modelo geotécnico del sitio.

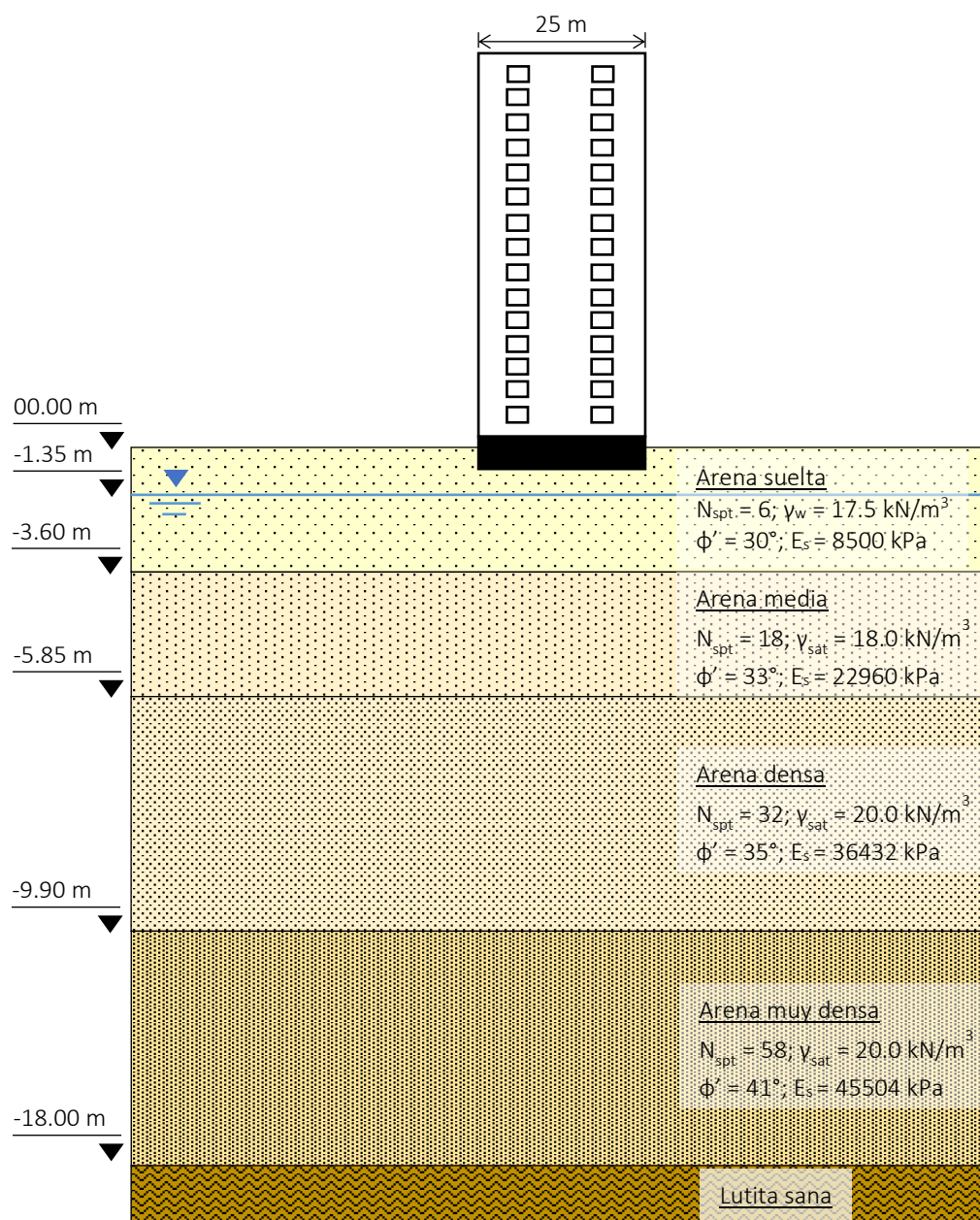


Figura 14: Modelo geotécnico del sitio. Sin escala.

Para definir los pesos unitarios húmedos ( $\gamma_w$ ) y los pesos unitarios saturados ( $\gamma_{sat}$ ) se utiliza las relaciones mostradas en la tabla 3.4 del libro *Foundation analysis and design* (Bowles, 1996). Para definir el ángulo de fricción efectivo  $\phi'$  se aplica la siguiente fórmula, desarrollada para edificios, según indica Bowles (1996).

$$\phi' = 0.36N'_{70} + 27 \quad (21)$$

$$N'_{70} = \sqrt{\frac{95.76}{p'_o}} N_{SPT} n_1 n_2 n_3 n_4 \quad (22)$$

Donde los valores  $n_1$  a  $n_4$  se presentan en la tabla 3.3 de dicho libro de texto. De ellos solo aplica la corrección por longitud del muestreador ( $n_2$ ) la cual toma valores de 0.75 para profundidades menores a 4 m, de 0.85 para profundidades de 4 a 6 m, de 0.95 para profundidades de 6 a 10 m y de 1 para profundidades mayores a 10 m.

### 1.3.5 Modelación numérica del sitio

A continuación se muestra la modelación realizada del sitio tanto para el cálculo de esfuerzos como de asentamientos.

El modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante la falla global del terreno ante cargas estáticas se muestra en la Figura 15. El modelo asociado a cargas estáticas más dinámicas se muestra en la Figura 16. En la Figura 17 se muestran las propiedades mecánicas de los materiales de ambos modelos.

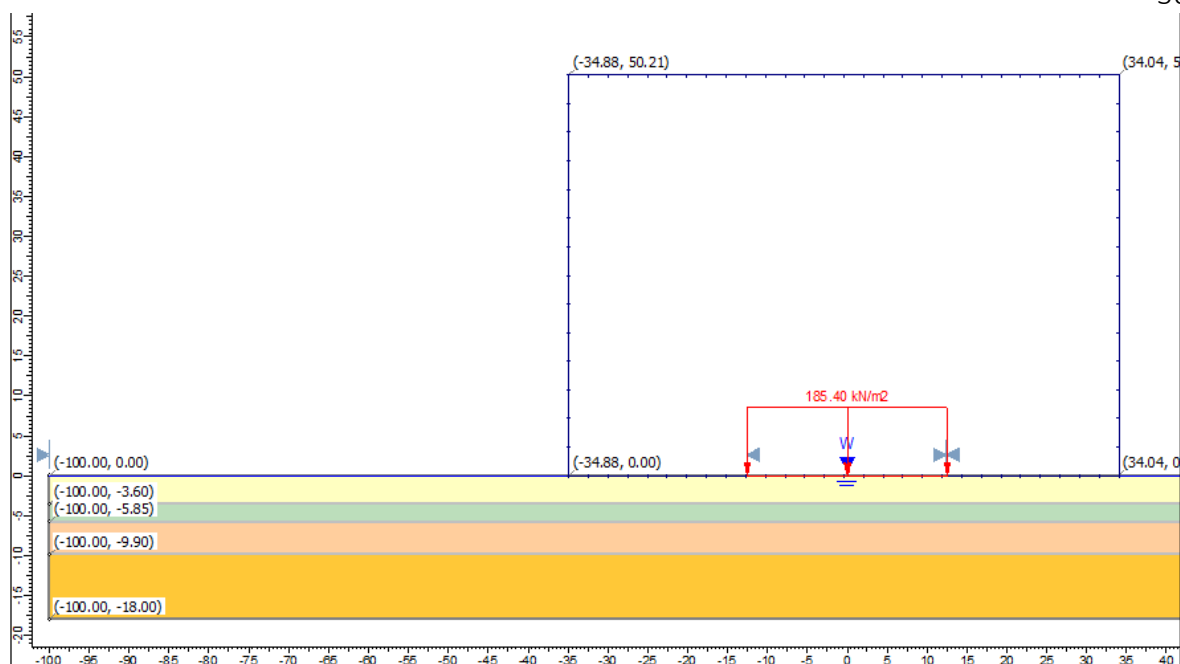


Figura 15: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas en el suelo sin mejorar, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

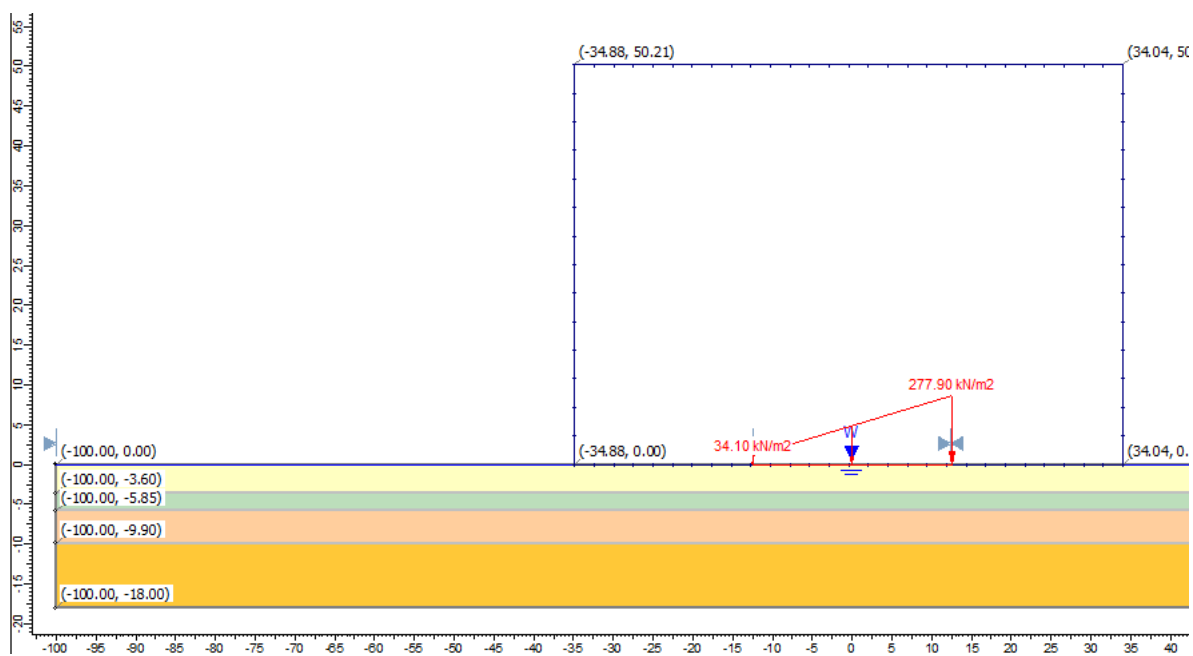


Figura 16: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas más dinámicas en el suelo sin mejorar, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.





Property	Arena suelta	Arena media	Arena densa	Arena muy densa
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	17.5	18	20	20
Saturated Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18	18	20	20
Cohesion [kPa]	0	0	0	0
Friction Angle [deg]	30	33	37	40
Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1	1	1

Figura 17: Propiedades mecánicas de los materiales considerados en los modelos del suelo sin mejorar.

Para el caso del cálculo de asentamientos ante cargas de servicio, en la Figura 18 y en la Figura 19 se muestra el modelo para suelo sin mejorar.

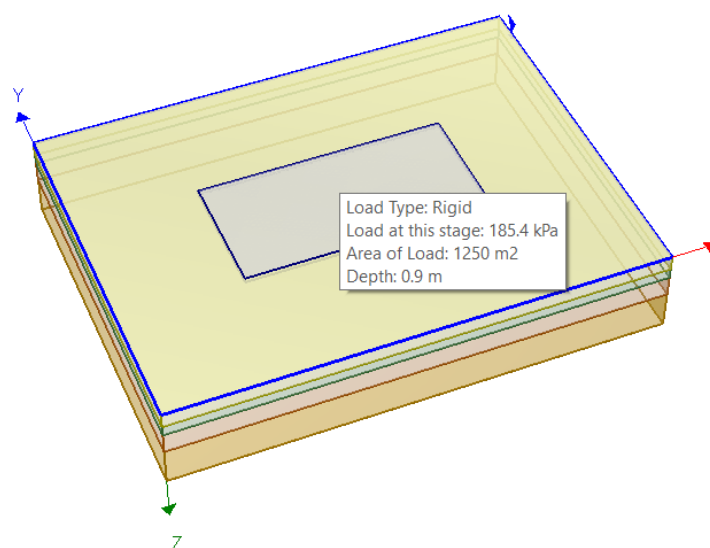
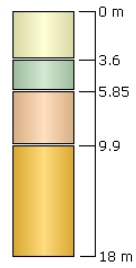


Figura 18: Modelo en 3D con carga rectangular aplicada para el caso de suelo sin mejorar. Modelo elaborado en el programa Settle 3D® de Rocsciense.

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]
1	Arena suelta	3.6	0
2	Arena media	2.25	3.6
3	Arena densa	4.05	5.85
4	Arena muy densa	8.1	9.9



### Soil Properties

Property	Arena suelta	Arena media	Arena densa	Arena muy densa
Color				
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	17.5	18	18	20
Saturated Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18	18	20	20
Poisson's Ratio	0.3	0.325	0.375	0.4
Immediate Settlement	Enabled	Enabled	Enabled	Enabled
E [kPa]	8500	22960	36432	45504
Eur [kPa]	8500	22960	36432	45504

Figura 19: Espesores de cada capa y propiedades de los suelos para el caso de suelo sin mejorar. Modelo elaborado en el programa Settle 3D® de Rocscience.

#### ***1.4 Diseño del mejoramiento del terreno mediante las pilas de agregado apisonado.***

En esta sección se muestra el diseño de la solución a implementar en la fundación de la torre de apartamentos, la cual consiste en mejorar la resistencia del terreno y reducir su potencial de licuación y sus asentamientos mediante la incorporación de pilas de agregado apisonado. En todos los casos se muestran resultados de suelo sin mejorar y suelo mejorado mediante las pilas de agregado apisonado, con el fin de comparar la efectividad del sistema en cada caso analizado.

##### **1.4.1 Diseño por capacidad ante falla local de la pila**

En la Tabla 11 se presentan las presiones generadas en las pilas ante cargas estáticas y cargas estáticas más dinámicas, así como su resistencia admisible ante abultamiento y falla por punta. En la Figura 20 se muestra el cálculo de los valores para cargas estáticas aplicando la herramienta de cálculo desarrollada por la empresa Geopier® para el diseño de las pilas de agregado apisonado. El resultado del proceso de diseño mediante iteración es que se requieren 861 pilas de agregado de 610 mm de diámetro y 270 cm de longitud (considerando un desplante de 90 cm), lo que implica un área de sustitución del 20%. Lo anterior se denota de los valores mostrados en la Figura 20.

*Tabla 11: Comparación entre cargas aplicadas en las pilas y cargas admisibles según tipo de falla local.*

<b>Tipo de cargas</b>	<b>Cargas estáticas</b>	<b>Cargas estáticas + dinámicas</b>	<b>Notas</b>
Carga aplicada en pila $Q_g$	254 kN	381 kN	Ecuación (1)
Carga admisible por abultamiento $Q_{g \max}$	280 kN	373 kN	Tabla 4.2 del Manual de diseño de Geopier® (Geopier(R), 2017)
Carga admisible por corte en punta $Q_s + Q_{eb}$	380 kN	494 kN	Ver Figura 20

INPUT PARAMETER VALUES:			TOP OF PIER STRESS - RECTANGULAR FOOTINGS			Spreadsheets to be used at own risk			
Parameter	Symb	Val.	Parameter	Symb	Equation				
RAP diameter (mm)	d	610	Column load (kN)	P		231750			
Depth to groundwater (m)	dgw	0.00	Selected footing width (m)	B		25			
Total unit weight of soil (kN/m <sup>3</sup> )	g	18.0	Required footing length (m)	Lr		24.20			
Soil frict. angle (degr)	f	30	Selected footing length (m)	L		50			
Max. hor. pressure (kPa)	pmax	120	Footing bearing pressure (kPa)	q	$P/(B*L)$	185			
<b>From Table 4.2:</b>			Required No. RAP elems	Nr	$P/Q_{cell}$	452.6			
RAP cell cap. (kN)	Qcell	512	Selected No. RAP elems	N		861			
Footing bearing press. (kPa)	qall	383	Area replacement ratio	Ra	$N*Ag/(B*L)$	0.201			
RAP stiffn. modulus (MN/m <sup>3</sup> )	kg	77	Stiffness ratio	Rs	kg/km	66.2			
Soil stiffness modulus (MN/m <sup>3</sup> )	km	1	Stress at top of GP (kPa)	qg	$q*Rs/(Rs*Ra-Ra+1)$	870			
			Load at top of GP (kN)	Qg	$qg*Ag$	253.9			
			<b>SHAFT LENGTH REQUIREMENTS</b>						
			Depth of Embedment (m)	Df		0.90			
			Trial shaft length (m)	Hs		2.70			
			Drill depth (m)	Hdrill	$Df+Hs$	3.60			
			Frictional resistance force (kN)	Qs	$fs*pi*d*Hs$	165			
			Allowable tensile resistance (kN)	Qsall	$Qs/2$	83			
			Allowable end-bearing rest. (kN)	Qeb	$qeb*pi/4*(d/1000)^2$	215			
			<b>Is shaft long enough?</b>		$Qs+Qeb>Qg?$	<b>ok</b>			

Figura 20: Cálculos de presiones, cargas y cargas admisibles para cargas estáticas aplicando la hoja de cálculo desarrollada por Geopier®.

Para el cálculo de  $Q_{eb}$  se utiliza la ecuación (8) aplicando los valores indicados en la Tabla 12.

Tabla 12: Parámetros utilizados para el cálculo de  $Q_{eb}$ .

Parámetro	Valor
$\phi$	33°
$N_q'$ (cimentaciones profundas)	80
$p_o'$	$(17.5\text{kN}-9.81\text{kN}) * 3.6\text{m}$
FS	3

#### 1.4.2 Diseño por capacidad de soporte ante falla global

Con el fin de calcular la capacidad de soporte ante falla global del terreno en la Figura 21 se muestra el modelo geotécnico considerando el suelo mejorado.

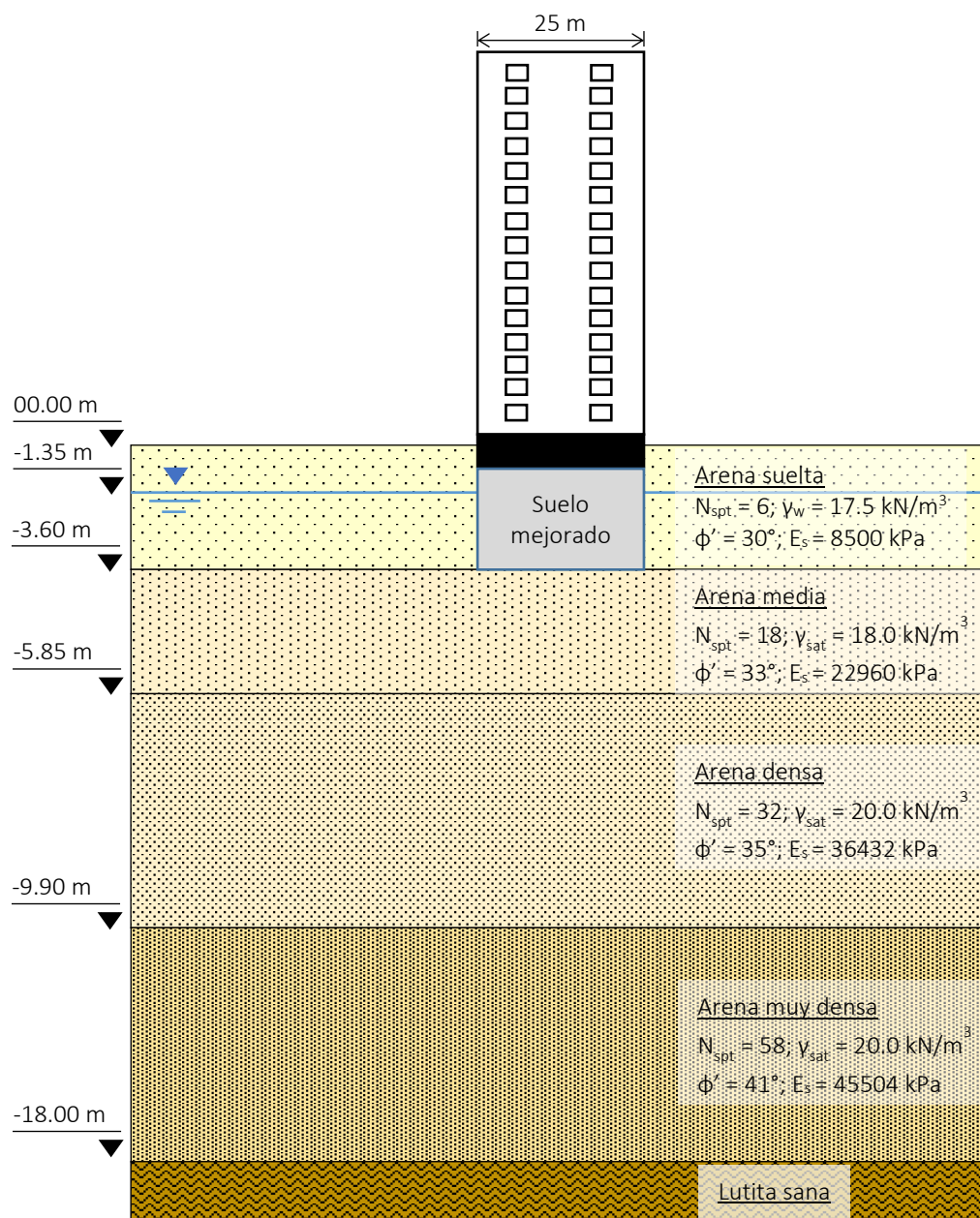


Figura 21: Modelo geotécnico del sitio con suelo mejorado. Sin escala.

Las propiedades mecánicas de las pilas de agregado apisonado y del suelo mejorado con dichos elementos se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13: Propiedades mecánicas de las pilas de agregado apisonado y del suelo mejorado.

Parámetro	Valor	Notas
$E_g$	143641 kPa	Tomado de tabla 4.2 del Manual de diseño de Geopier® (Geopier(R), 2017)
$\phi_g'$	50°	Según (Geopier(R), 2017)
$R_a$	0.2	A partir de diseño por capacidad por abultamiento mostrado la sección respectiva.
$E_{comp}$	35528 kPa	Ecuación (18)
$\phi_{comp}'$	35°	Ecuación (9)

Los modelos implementados para el caso del terreno mejorado con pilas de agregado apisonado se muestran en la Figura 22 y en la Figura 23. En la Figura 24 se muestran las propiedades mecánicas de los suelos considerados en ambos modelos.

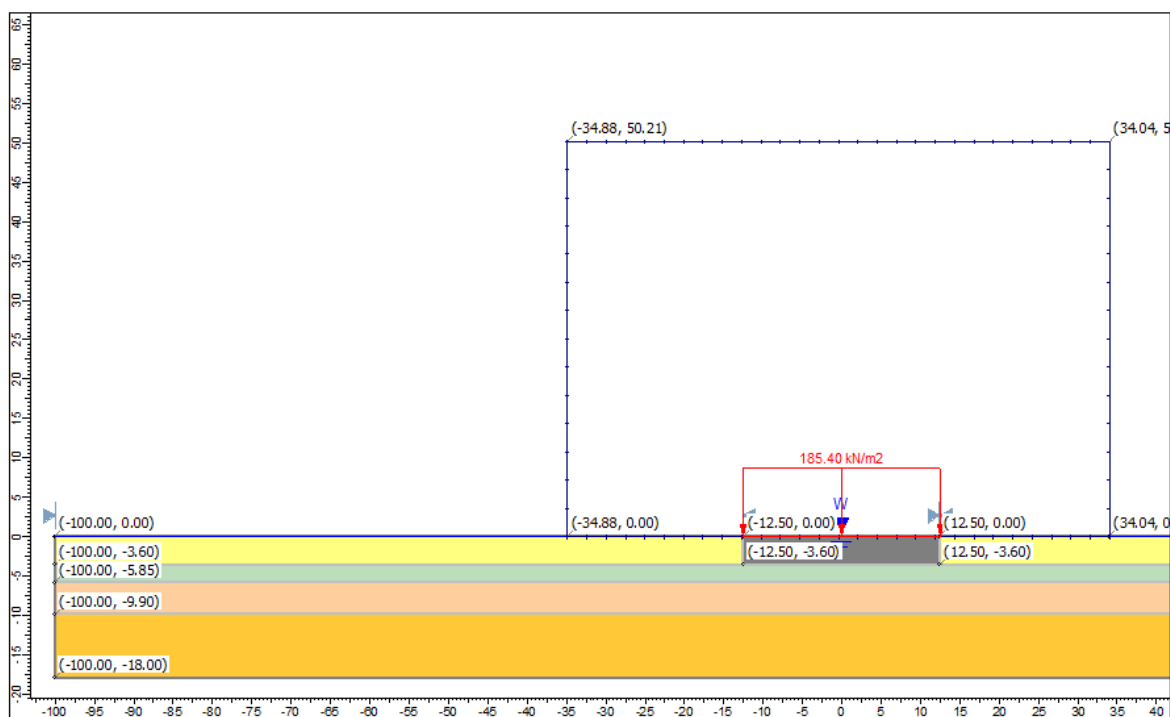


Figura 22: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas en el suelo mejorado, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

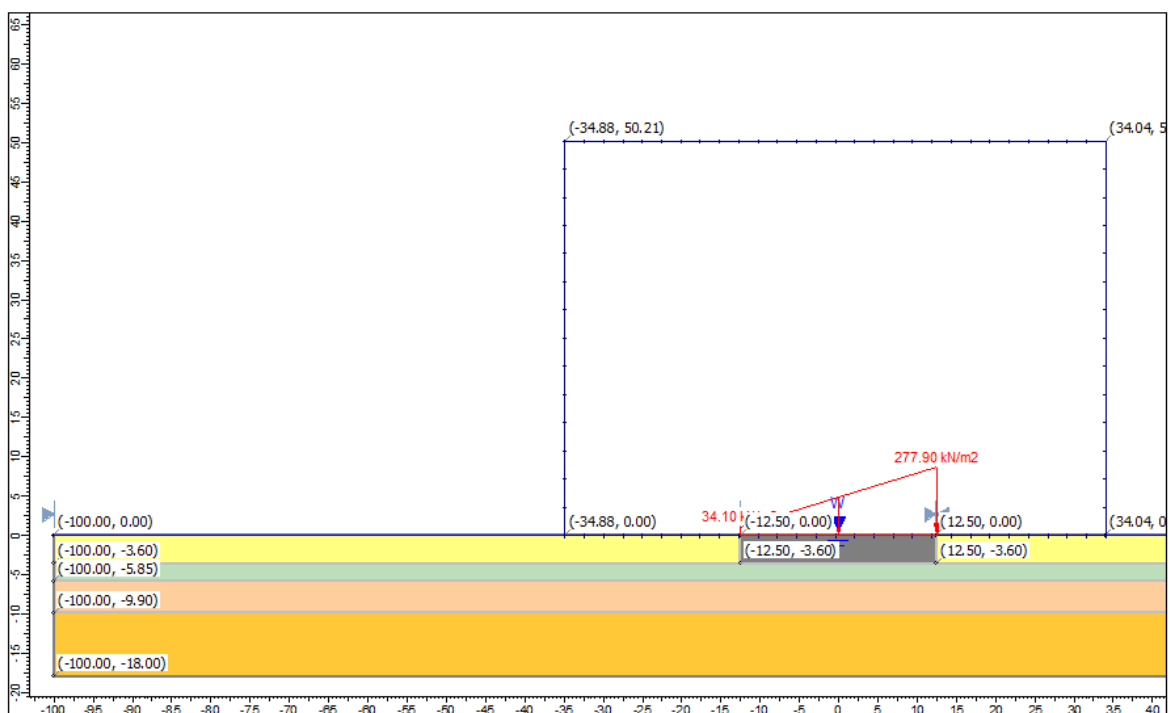


Figura 23: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas más dinámicas en el suelo mejorado, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

Property	Arena mejorada	Arena media	Arena densa	Arena muy densa	Arena suelta
Color					
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18	18	20	20	17.5
Saturated Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18	18	20	20	18
Cohesion [kPa]	0	0	0	0	0
Friction Angle [deg]	35	33	37	40	30
Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1	1	1	1

Figura 24: Propiedades mecánicas de los materiales considerados en los modelos del suelo sin mejorar.

En la Tabla 14 se muestra el cálculo de la capacidad ante falla global del suelo sin mejorar al aplicar la ecuación (8) para tres valores de ángulo de fricción. Asimismo se muestran los factores de seguridad obtenidos ante cargas estáticas y ante la combinación de cargas estáticas con cargas dinámicas.

Tabla 14: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar.

$\phi'$ (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$q_u$	FS (estáticas)	FS (estáticas + dinámicas)
30	30.1	18.4	15.7	1423	7.68	5.12
33	38.6	26.1	26.2	2342	12.63	8.43
35	46.1	33.3	37.2	3296	17.78	11.86

Considerando que las arenas con valores de  $N'_{70}$  menores a 40 pueden presentar falla local (Das, 1999), se determina la capacidad soportante ante dicha falla del terreno sin mejorar, para tres valores de ángulo de fricción. Para este cálculo se consideran los factores de capacidad de carga establecidos por Terzaghi (Rico & Del Castillo, 2016). Los valores utilizados en el cálculo de la capacidad ante falla local se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar.

$\phi'$ (°)	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$q_u$	FS (estáticas)	FS (estáticas + dinámicas)
30	18.0	8.0	5.0	470	2.54	1.69
33	22.0	12.0	9.0	828	4.47	2.98
35	24.0	13.0	10.0	918	4.95	3.30

Por otra parte, se determina el factor de seguridad ante falla global del terreno utilizando los modelos mostrados en la Figura 15, en la Figura 16, en la Figura 22 y en la Figura 23. Para dicho análisis se utiliza los métodos de Bishop simplificado, Jambú simplificado, Spencer y Morgenstern-Price. En las siguientes figuras se muestran los resultados del factor de seguridad mínimo para los cuatro casos analizados. Los mismos se presentan en la Tabla 16.

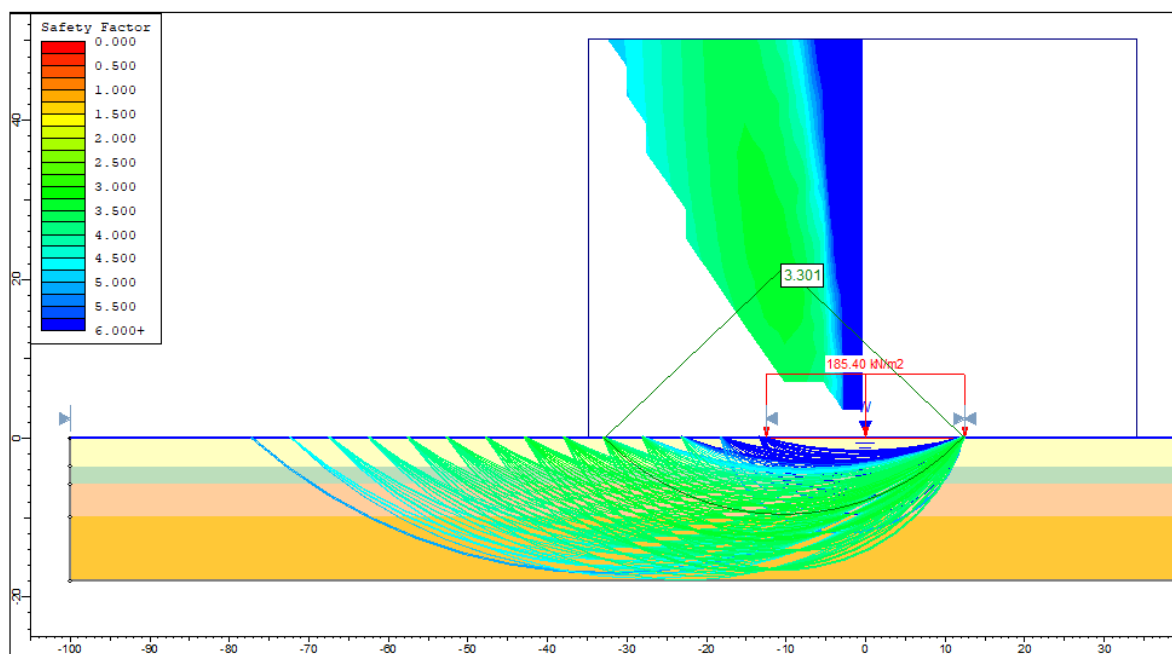


Figura 25: Superficies de falla y FS mínimo para suelo sin mejorar y con carga estática.

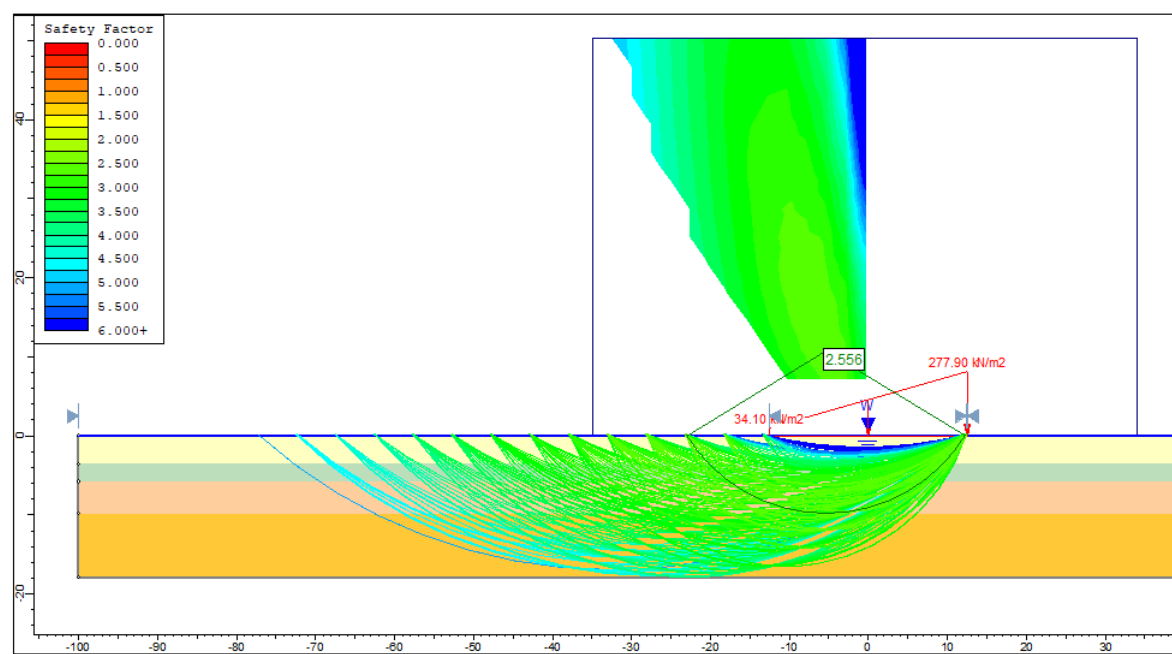


Figura 26: Superficies de falla y FS mínimo para suelo sin mejorar y con cargas estáticas más dinámicas.

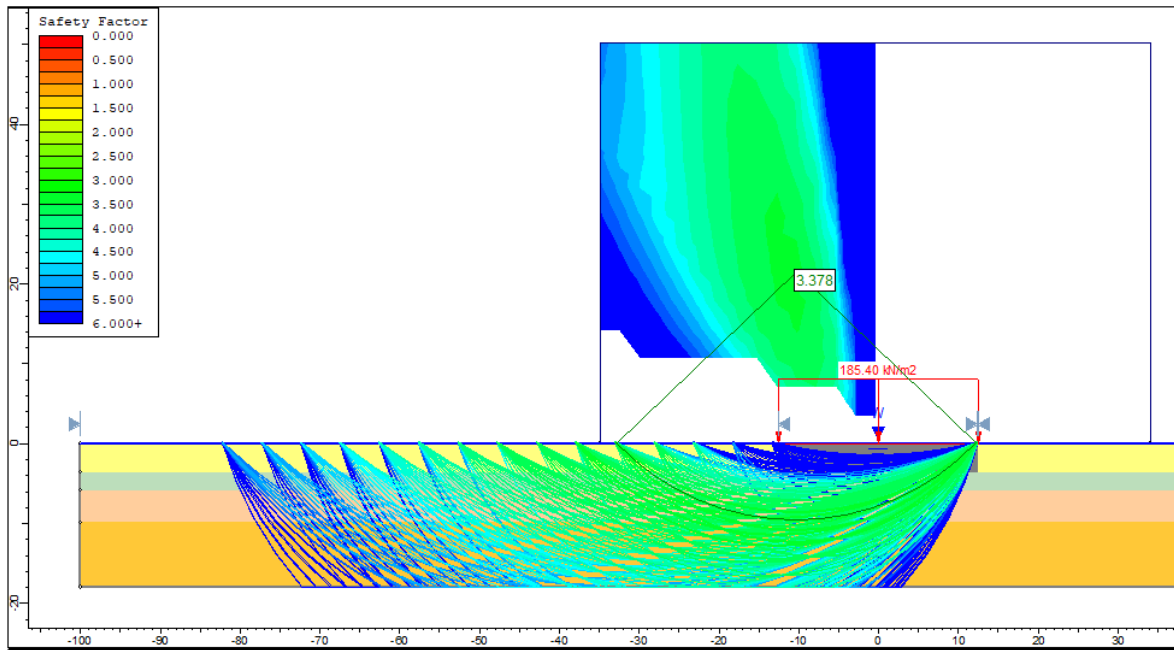


Figura 27: Superficies de falla y FS mínimo para suelo mejorado y con carga estática.

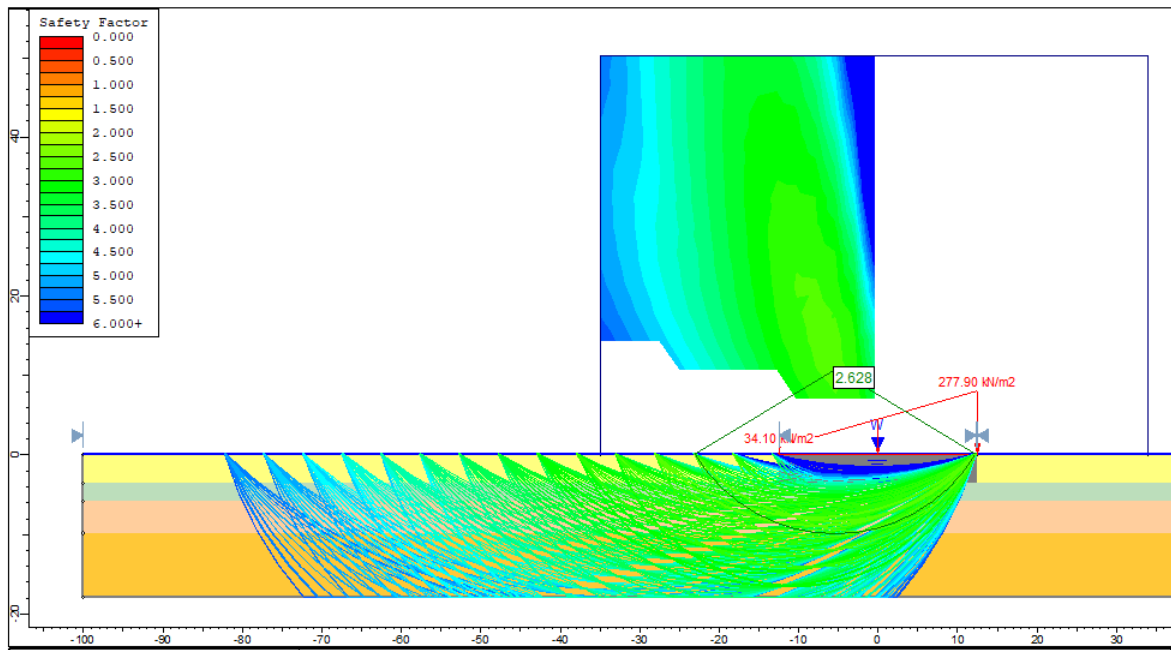


Figura 28: Superficies de falla y FS mínimo para suelo mejorado y con carga estáticas más dinámicas.

*Tabla 16: Factores de seguridad mínimos obtenidos de los análisis de falla global mediante el software Slide®.*

Caso	FS mín (estáticas)	FS mín (estáticas + dinámicas)
Suelo sin mejorar	3.3	2.5
Suelo mejorado	3.4	2.6

Dichos factores de seguridad son mayores a los requeridos por el CCCR, por lo que ante falla global tanto el terreno mejorado como el terreno sin mejorar cumplen.

#### **I.4.3 Potencial de licuación del suelo mejorado mediante pilas de agregado apisonado**

Para la determinación del potencial de licuación del suelo mejorado se considera la densificación de la matriz de suelo al construir las pilas de agregado apisonado. Esta densificación es considerable en suelos con bajo contenido de finos (Geopier(R), 2017). Se consideró un contenido de finos de 15% en promedio, según los resultados indicados en la Tabla 9. El nuevo valor de  $N_{SPT}$  para la matriz de suelo de la capa mejorada es de 12, según la tabla 4.2 del manual de diseño de Geopier®. Con este nuevo valor se repite el análisis de potencial de licuación para el suelo mejorado. Los resultados se muestran en la Tabla 17.

*Tabla 17: Análisis de susceptibilidad ante licuación del terreno mejorado.*

Prof. (m)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_n$	$ER_m$	$(N_1)_{60}$		CRR		$p_o$ (kPa)	$p'_o$ (kPa)	$r_d$	CSR	FS	
				P 1	P 2	P 1	P 2					P 1	P 2
0.45	18	5.21	70	12	12	0.17	0.17	8.1	3.68	1	0.285	0.59	0.59
0.9	18	3.68	70	52	52	NA	NA	16.2	7.37	1	0.285		
1.35	18	3.01	70	42	42	NA	NA	24.3	11.05	0.995	0.284		
1.8	18	2.60	70	36	36	NA	NA	32.4	14.74	0.99	0.282		
2.25	18	2.33	70	41	41	NA	NA	40.5	18.42	0.985	0.281		
2.7	18	2.13	70	37	37	NA	NA	48.6	22.11	0.98	0.280		
3.15	18	1.97	70	34	34	NA	NA	56.7	25.79	0.975	0.278		
3.6	18	1.84	70	43	43	NA	NA	64.8	29.48				
4.05	18	1.74	70	41	41	NA	NA	72.9	33.16				
4.5	18	1.65	70	38	38	NA	NA	81	36.85				
4.95	18	1.57	70	49	49	NA	NA	89.1	40.54				
5.4	18	1.50	70	47	47	NA	NA	97.2	44.22				
5.85	18	1.44	70	46	46	NA	NA	105.3	47.91				
6.3	18	1.39	70	58	29	NA	NA	113.4	51.59				
6.75	18	1.34	70	56	33	NA	NA	121.5	55.28				
7.2	18	1.30	70	52	40	NA	NA	129.6	58.96				
7.65	18	1.26	70	41	47	NA	NA	137.7	62.65				
8.1	18	1.23	70	49	43	NA	NA	145.8	66.33				
8.55	18	1.20	70	54	42	NA	NA	153.9	70.02				
9	18	1.16	70	52	46	NA	NA	162	73.71				
9.45	18	1.14	70	52	45	NA	NA	170.1	77.39				
9.9	18	1.11	70	53	45	NA	NA	178.2	81.08				

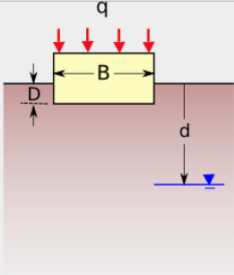
Por lo tanto, el potencial de licuación se reduce a valores seguros al densificarse el terreno mediante la inclusión de las pilas de agregado apisonado.

#### I.4.4 Cálculo de asentamientos en el terreno

El cálculo de los asentamientos se realiza mediante el método de Schmertmann expuesto en la sección I.2.3.3. Para los mismos se utilizó la herramienta de cálculo desarrollada por la empresa Rocscience y accesible desde la web (Rocscience, 2018). Los resultados se muestran de la Figura 29 a la Figura 32 para el suelo sin mejorar y para el suelo mejorado.

Units:  kPa  ksf  tsf

Load, q:  kPa  
 Depth, D:  m  
 Length, L:  m  
 Width, B:  m  
 Water table depth, d:  m  
 Time:  years



Layer	Thickness (m)	$E_s$ (kPa)	$\gamma_{moist}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	<input type="text" value="3.6"/>	<input type="text" value="8500"/>	<input type="text" value="17.5"/>	<input type="text" value="18"/>
2	<input type="text" value="2.25"/>	<input type="text" value="22960"/>	<input type="text" value="18"/>	<input type="text" value="18"/>
3	<input type="text" value="4.05"/>	<input type="text" value="36432"/>	<input type="text" value="18"/>	<input type="text" value="20"/>
4	<input type="text" value="8.1"/>	<input type="text" value="45504"/>	<input type="text" value="20"/>	<input type="text" value="20"/>

+ Add Layer   - Subtract layer

Use  $E_s$     Use Modified Schmertmann (1978)    Subdivide Layers

**Compute**   Settlement = **4.99** cm

Figura 29: Cálculos de asentamiento para suelo sin mejorar mediante el método de Schmertmann a partir de la herramienta de Rocscience.

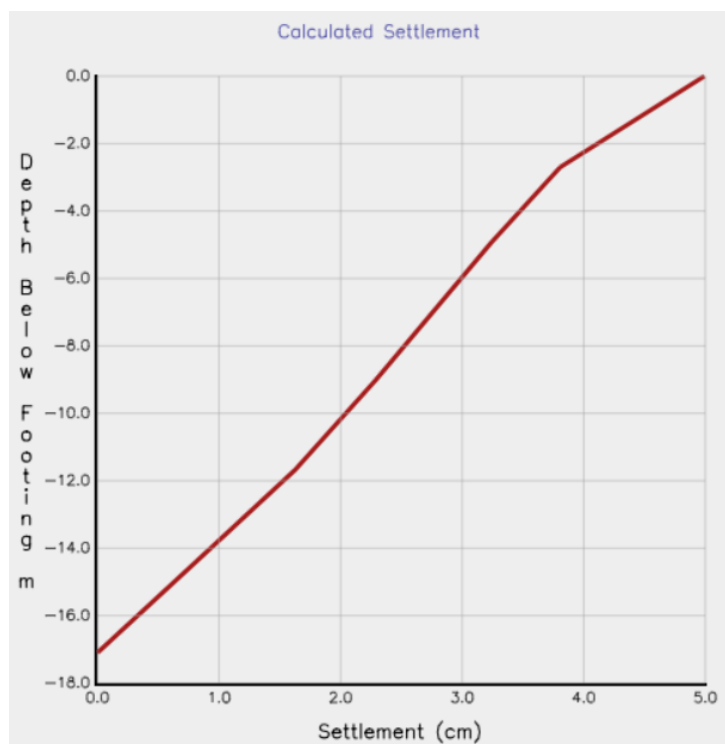


Figura 30: Variación del asentamiento con la profundidad para suelo sin mejorar a partir de la herramienta elaborada por Rocscience.

Units:  kPa  ksf  tsf

Load, q: 185.4 kPa

Depth, D: 0.9 m

Length, L: 50 m

Width, B: 25 m

Water table depth, d: 0 m

Time: 5 years

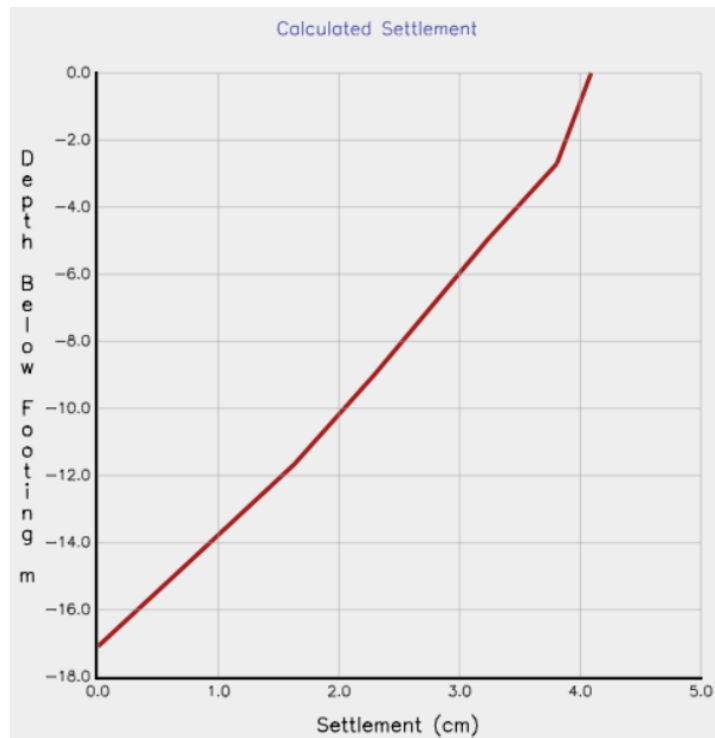
Layer	Thickness (m)	$E_s$ (kPa)	$\gamma_{moist}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	3.6	35528	17.5	18
2	2.25	22960	18	18
3	4.05	36432	18	20
4	8.1	45504	20	20

+ Add Layer   - Subtract layer

Use  $E_s$     Use Modified Schmertmann (1978)    Subdivide Layers

**Compute**   Settlement = **4.09** cm

Figura 31: Cálculos de asentamiento para el suelo mejorado mediante el método de Schmertmann a partir de la herramienta de Rocscience.



*Figura 32: Variación del asentamiento con la profundidad para suelo mejorado a partir de la herramienta elaborada por Rocscience.*

De la Figura 35 a la Figura 38 se muestran los resultados obtenidos de los modelos elaborados en el programa Settle 3D® de la empresa Rocscience. Para el análisis se consideró el modelo numérico que se muestra en la Figura 33 y en la Figura 34.

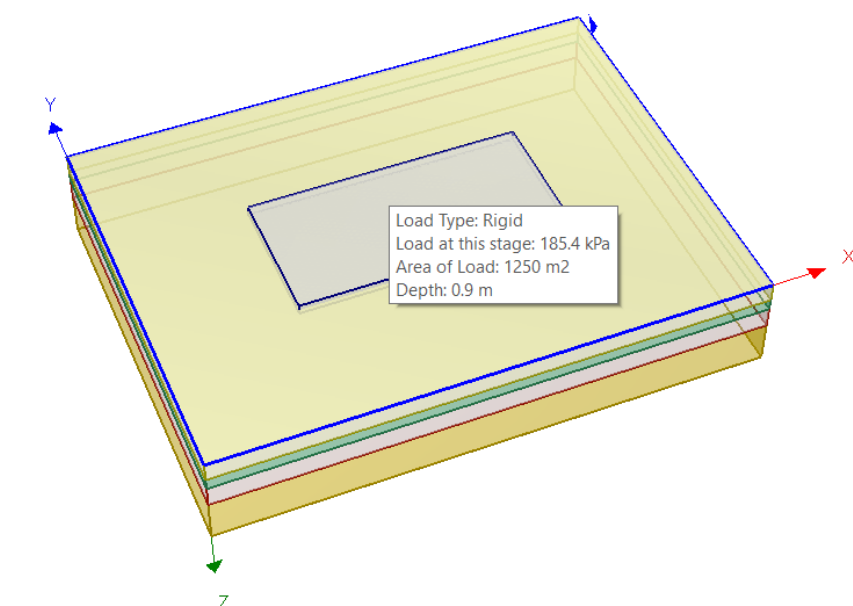


Figura 33: Modelo en 3D con carga rectangular aplicada para el caso de suelo mejorado. Modelo elaborado en el programa Settle 3D® de Rocsciense.

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]
1	Arena suelta reforzada	3.6	0
2	Arena media	2.25	3.6
3	Arena densa	4.05	5.85
4	Arena muy densa	8.1	9.9

**Soil Properties**

Property	Arena suelta reforzada	Arena media	Arena densa	Arena muy densa
Color				
Unit Weight [kN/m³]	17.5	18	18	20
Saturated Unit Weight [kN/m³]	18	18	20	20
Poisson's Ratio	0.3	0.325	0.375	0.375
Immediate Settlement	Enabled	Enabled	Enabled	Enabled
E [kPa]	35528	22960	36432	45504
Eur [kPa]	35528	22960	36432	45504

Figura 34: Espesores de cada capa y propiedades de los suelos para el caso de suelo mejorado. Modelo elaborado en el programa Settle 3D® de Rocsciense.

Asimismo, se consideró el cálculo de los esfuerzos mediante el método de multicapa, que considera el módulo de elasticidad de cada capa. Se calcularon los asentamientos inmediatos o elásticos a partir de los esfuerzos promedio en 3 dimensiones bajo la placa de fundación, la cual se consideró rígida. En estos cálculos no se incluye el factor de arrastre que sí incluye el método de Schmertmann (ver ecuación (14)).

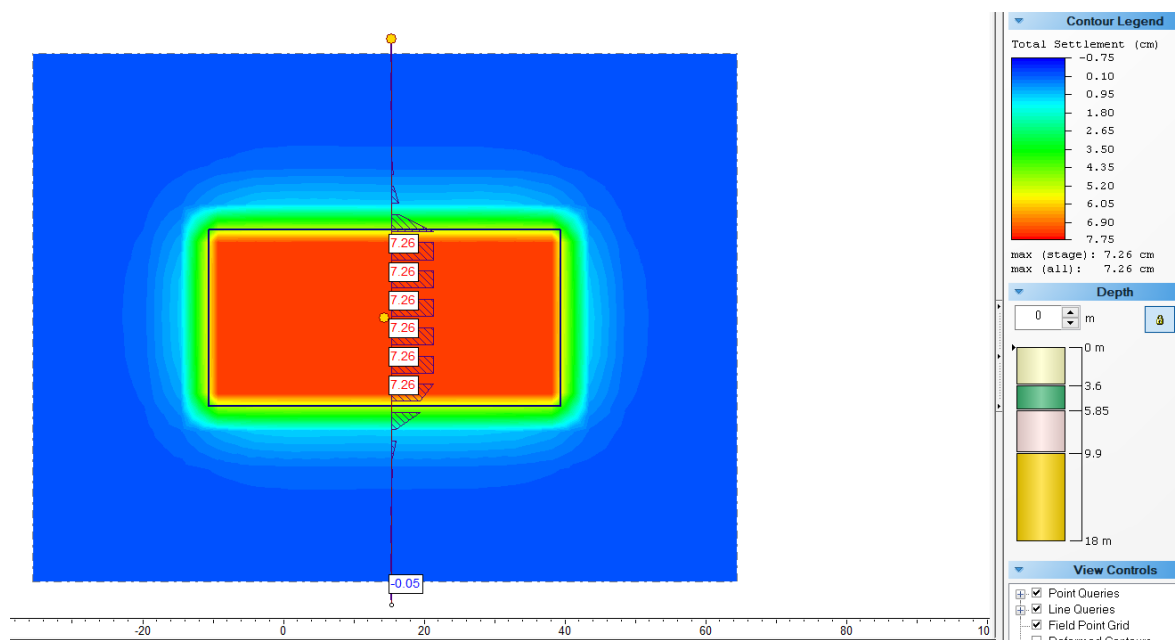


Figura 35: Variación del asentamiento instantáneo del suelo sin mejorar en un perfil ubicado en la superficie, obtenida del programa Settle 3D® de la compañía Rocscience.

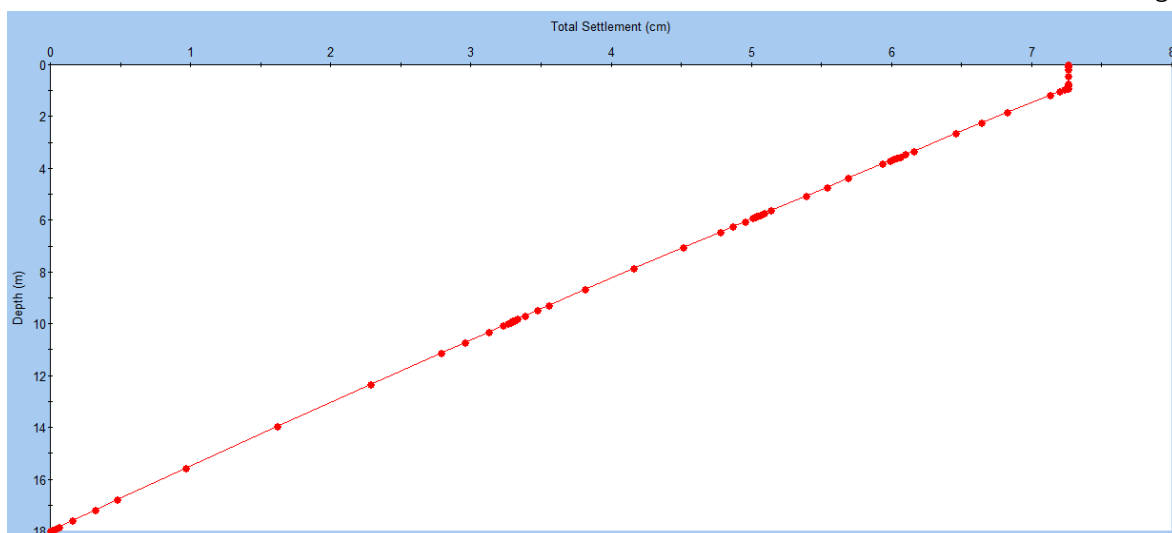


Figura 36: Variación del asentamiento instantáneo del suelo sin mejorar del centro de la placa con respecto a la profundidad, obtenida del programa Settle 3D® de la compañía Rocscience.

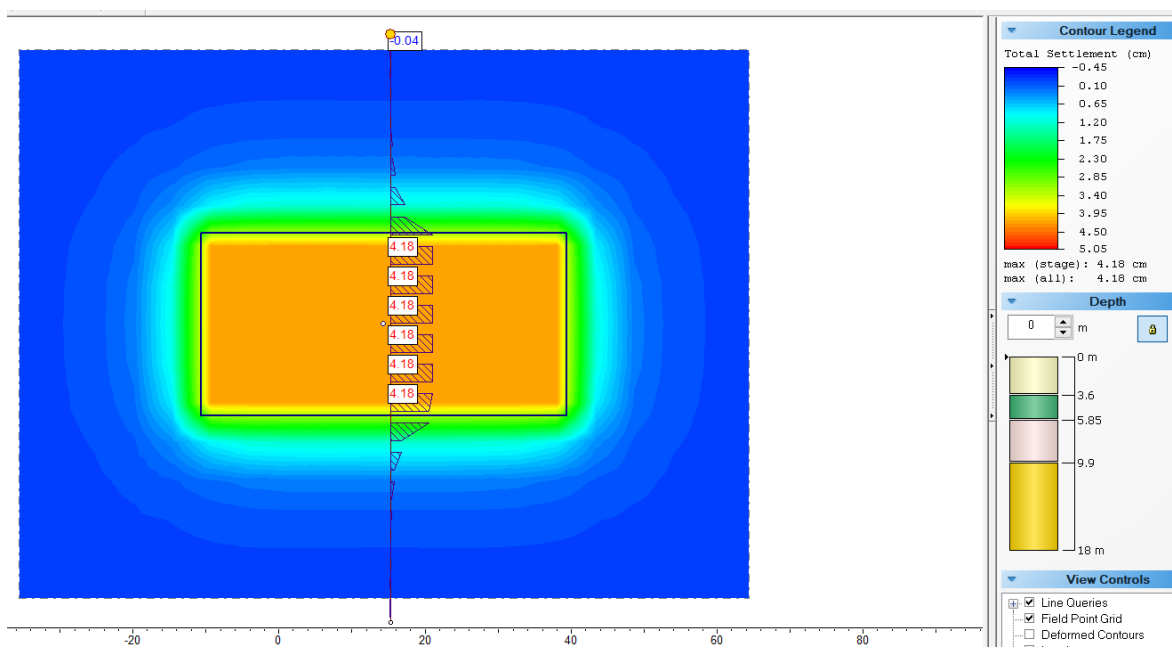


Figura 37: Variación del asentamiento instantáneo del suelo mejorado en un perfil ubicado en la superficie, obtenida del programa Settle 3D® de la compañía Rocscience.

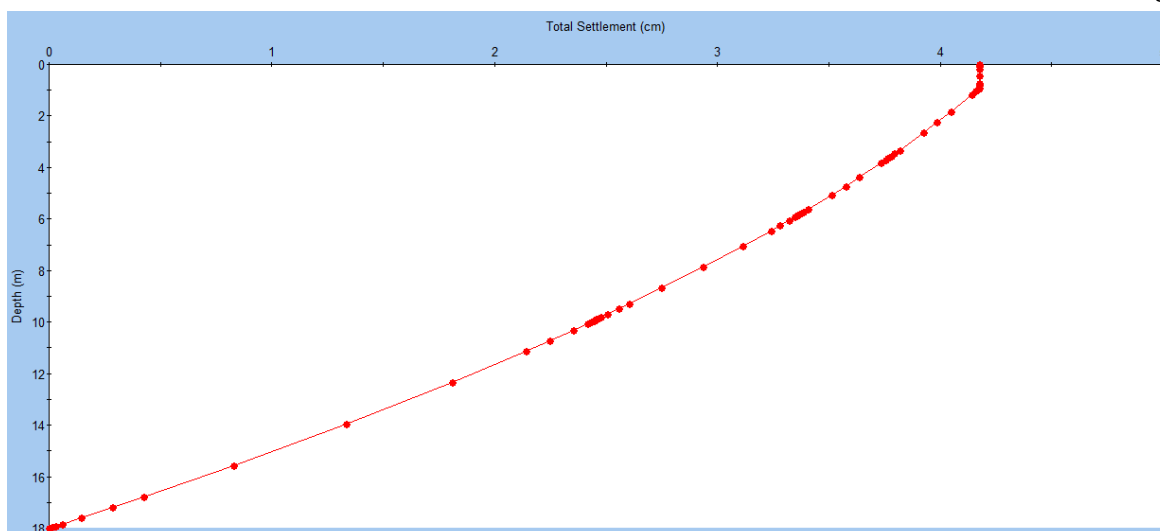


Figura 38: Variación del asentamiento instantáneo del suelo mejorado del centro de la placa con respecto a la profundidad, obtenida del programa Settle 3D® de la compañía Rocscience.

Los desplazamientos obtenidos mediante ambas metodologías se resumen en la Tabla 18.

Tabla 18: Asentamientos del suelo sin mejorar y mejorado ante cargas de servicio según método de Schmertmann y software Settle 3D®.

Tipo de suelo	Asentamientos según Schmertmann	Asentamientos obtenidos de Settle 3D®
Sin mejorar	4.99 cm	7.26 cm
Mejorado	4.09 cm	4.18 cm

Tanto el suelo mejorado con el suelo natural cumplen con los valores máximos establecidos en el CCCR.

Para el caso de presión admisible ante asentamientos de 50 mm según Bowles, la ecuación (20) con  $N'_{70} = 25$  (promedio de  $0.75B$ ) indica que la presión admisible es de 863 kPa, mayor a la presión ante cargas estáticas de 185.4 kPa, lo cual indica que el sistema no sufrirá asentamientos mayores a 5 cm.

### I.4.5 Análisis de resultados

El dimensionamiento inicial de las pilas de agregado apisonado es tal que la carga sobre cada pila  $Q_g$  debe ser menor que la carga admisible para efectos de falla local. Los valores mostrados en la Tabla 11 indican que esto se cumple, exceptuando en el caso de falla por abultamiento ante cargas estáticas más dinámicas, en el cual hay un 2% de excedencia de la carga aplicada sobre la carga admisible. Esta diferencia es despreciable por lo que se da por válido el diseño realizado de las pilas de agregado apisonado ante falla local. En la Figura 20 se muestran los parámetros considerados para el cálculo de  $Q_g$  y  $Q_s$  utilizados para el análisis ante falla local. De dicha figura se concluye que se requieren 861 pilas de agregado apisonado de 610 mm de diámetro y de 2.7 m de longitud bajo la placa de fundación que presenta un desplante de 0.9 m respecto al nivel de terreno. Esta longitud se define a partir del espesor de 3.6 m del estrato de arena suelta susceptible a licuarse, según los resultados del análisis de licuación mostrados en la Tabla 10.

Respecto al caso de falla por capacidad soportante de la fundación, de la Tabla 14 y de la Tabla 15 se concluye que la fundación sobre el terreno existente puede presentar factores de seguridad menores a los mínimos establecidos en la Tabla 2 ante falla local y en el primer estrato de suelo, correspondiente a la arena suelta ( $\phi' = 30^\circ$  según Figura 14). Para el caso de que dicha capa de suelo se mejore mediante la inclusión de pilas de agregado apisonado, los factores de seguridad ante falla global y local son mayores a los requeridos por el CCCR, considerando que para dicho suelo mejorado se tiene que  $\phi'_{comp} = 35^\circ$  (ver Figura 21). Por lo tanto, la inclusión de las pilas de agregado apisonado en el terreno aumentan los factores de seguridad de la capa mejorada a valores adecuados según los requerimientos del CCCR.

Los modelos realizados en el programa Slide ratifican los resultados mencionados en el párrafo anterior, siendo los factores de seguridad mostrados en la Tabla 16 mayores a los requeridos por el CCCR. No es de esperar que dichos factores de seguridad coincidan con los indicados en la Tabla 14 pues las superficies de falla y los métodos de análisis presentan

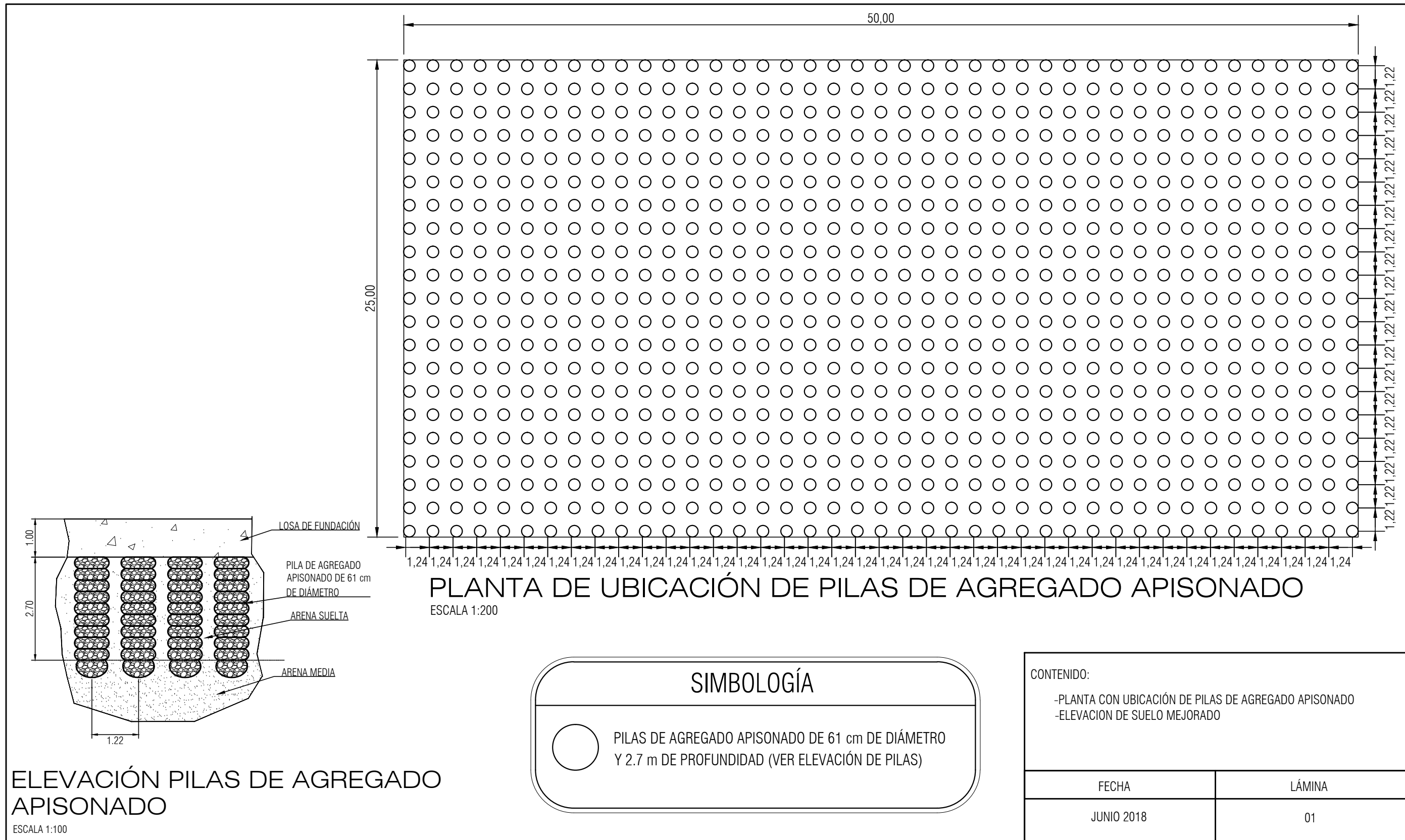
diferencias de fondo sustanciales. Para el caso del método desarrollado por Terzaghi, la superficie de falla es una espiral logarítmica, la resistencia desarrollada en el terreno ante el empuje se asocia con los principios de empuje de suelos desarrollados por Coloumb y el factor de seguridad se determina a partir de la razón entre la carga de la fundación que vence los empujes en el terreno y la carga aplicada. En el caso del análisis mediante el programa Slide, la superficie de falla es circular, los métodos de estado límite consideran un análisis de dovelas que presentan simplificaciones en las fuerzas que participan en el análisis de equilibrio y además el factor de seguridad se determina a partir de la razón entre la resistencia a deslizar del bloque de suelo respecto a los esfuerzos generados en el plano de deslizamiento por las cargas aplicadas por la fundación y los pesos de las dovelas.

Respecto a los resultados del análisis de licuación para el suelo mejorado, la Tabla 17 muestra como el aumento en la densidad de la arena suelta, generado por la inclusión de las pilas de agregado apisonado, conlleva a un comportamiento adecuado ante sismos, pues se eleva el valor de  $N_{SPT}$  de 6 a 15 para dichas arenas sueltas, lo que aumenta el valor de  $(N_1)_{60}$  a valores mayores de 25, valor para el cual la susceptibilidad a licuación se vuelve mínima según la Figura 6. A partir de este resultado se concluye que las pilas de agregado apisonado permiten aumentar el factor de seguridad ante licuación a valores adecuados.

Por último, los valores de asentamiento mostrados en la Tabla 18 indican que el suelo sin mejorar puede presentar asentamientos del orden de 5 a 7 cm, mientras que el suelo mejorado presentará asentamientos del orden de los 4 cm. Considerando que los límites de asentamientos totales indicados en el CCCR se encuentran entre 5 y 10 cm, se concluye que el mejoramiento del terreno reduce los asentamientos esperables, aunque en su estado natural el terreno presente asentamientos dentro de los límites de la normativa.

### *1.5 Planos constructivos de la solución*

En la siguiente página se muestran los detalles requeridos para llevar a cabo la construcción del mejoramiento de suelos mediante el uso de pilas de agregado apisonado para cimentar una torre de apartamentos de 15 niveles.



### PLANTA DE UBICACIÓN DE PILAS DE AGREGADO APISONADO

ESCALA 1:200

### ELEVACIÓN PILAS DE AGREGADO APISONADO

ESCALA 1:100

### SIMBOLOGÍA



PILAS DE AGREGADO APISONADO DE 61 cm DE DIÁMETRO Y 2.7 m DE PROFUNDIDAD (VER ELEVACIÓN DE PILAS)

### CONTENIDO:

- PLANTA CON UBICACIÓN DE PILAS DE AGREGADO APISONADO
- ELEVACION DE SUELO MEJORADO

FECHA	LÁMINA
JUNIO 2018	01

## ***1.6 Especificaciones técnicas***

### **1.6.1 Descripción**

El trabajo consiste en instalar pilas de agregado apisonado a las profundidades y elevaciones establecidas en los planos de cimentación y especificadas aquí. Las pilas de agregado apisonado deben ser construidas con agregado seleccionado que cumple con la norma ASTM D1241. Las pilas de agregado apisonado deberán ser construidas mediante un método constructivo por desplazamiento.

### **1.6.2 Alcance del trabajo de mejoramiento de suelos mediante el uso de pilas de agregado apisonado**

El trabajo debe considerar el suministro de todo el equipo, materiales, mano de obra, y supervisión para instalar las pilas de agregado apisonado, siguiendo las indicaciones de los planos y estas especificaciones técnicas.

### **1.6.3 Materiales y control de calidad**

El agregado usado para la instalación de las pilas de agregado apisonado deberá consistir de roca angular de alta calidad, proveniente de un banco de agregados, con la granulometría aprobada por el Diseñador. El agregado típico corresponde con agregado tipo I, grado B según la normativa ASTM D1241. Para definir la granulometría se debe utilizar la norma ASTM D422. La densidad del agregado debe ser igual o mayor al 95 % de la densidad máxima seca determinada por el método Proctor Modificado (ASTM D1557) y muestreada según ASTM D6938, medida en al menos 3 puntos de cada pila de agregado.

La elaboración del concreto se debe realizar según ASTM C94. La calidad del concreto se debe realizar mediante la toma de muestras de 4 cilindros de concreto según la norma ASTM C172 a fallar a los 7, 14, 28 y 56 días. Dichos cilindros deben muestrearse según ASTM C31, coronarse según ASTM C617 y fallarse según ASTM C39. La frecuencia de muestreo es una muestra de 4 cilindros por cada 115 m<sup>3</sup> de concreto colado cada día.

El acero de refuerzo debe cumplir con ASTM A706. Se deben fallar al menos 2 varillas de cada diámetro por cada 100 ton de acero colocado.

#### **I.6.4 Verificación de parámetros de diseño de pilas de agregado apisonado**

Las Pilas de agregado apisonado fueron diseñadas para desarrollar un módulo de rigidez mínimo,  $k_g$ , de 57 MN/m<sup>3</sup>. El valor del módulo de rigidez deberá verificarse mediante una prueba de módulo en una pila de agregado con un diámetro construido de al menos 610 mm. Asimismo, debe verificarse que la pila posee una capacidad ante abultamiento de al menos 280 kN.

La prueba de módulo deberá realizarse en el área seleccionada entre el diseñador y el representante de la agencia de supervisión de construcción. Deben utilizarse los procedimientos de prueba general de la especificación ASTM D1143 y ASTM D1194 para establecer los incrementos de carga, duración de incremento de la carga y descarga.

Se deben realizar al menos 6 pruebas SPT según ASTM D1586 de 4 m de profundidad y verificar que el valor  $(N_1)_{60}$  sobrepasa los 25 golpes luego de aplicado el mejoramiento de suelos. Tomar dos muestras de cada una de las perforaciones y determinar la cantidad de finos según ASTM D422. Comprobar que el porcentaje pasando la malla 200 es mayor al 15%.

### **I.6.5 Plano de localización y elevación de Pilas de Agregado**

El centro de cada pila deberá ser instalado a una distancia que no exceda 15 centímetros de la localización indicada en los planos. Cualquier elemento instalado por el instalador fuera de la tolerancia especificada deberá ser considerado inaceptable y deberá ser reconstruido en la localización correcta indicada en los planos sin costo adicional para el dueño del proyecto.

## 1.7 Presupuesto

En la siguiente tabla se muestra el presupuesto realizado para la solución de mejoramiento de terreno mostrada en los planos constructivos.

*Tabla 19: Presupuesto de la solución de mejoramiento de terreno mediante la inclusión de pilas de agregado apisonado.*

Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo	Consideraciones
Pilas de agregado apisonado	679	m3	¢200 000	¢135 877 161	Incluye material, colocación y licencia.
Transporte maquinaria	1	unitario	¢2 012 500	¢2 012 500	
Pruebas de módulo	1	unitario	¢4 312 500	¢4 312 500	
Preparación de terreno 30 cm lastre	375	m3	¢25 000	¢9 375 000	Incluye corte, colocación, compactación y lastre.
Topografía	30	día	¢287 500	¢8 625 000	
Botado material extraído	1213	m3	¢8 500	¢10 306 621	Factor de hinchamiento 15%
<b>Total</b>				<b>¢170 508 782</b>	

A modo de comparación en la siguiente tabla se presenta el presupuesto de aplicar una solución de sustitución del terreno problemático con lastre.

*Tabla 20: Presupuesto de solución alternativa considerando sustitución de terreno por lastre compactado.*

Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo	Consideraciones
Preparación de terreno 270 cm lastre	4440	m3	¢25 000	¢111 002 419	Incluye corte, colocación, compactación y lastre.
Botado material extraído	5106	m3	¢8 500	¢43 401 946	Factor de hinchamiento 15%
<b>Total</b>				<b>¢154 404 365</b>	

De la Tabla 19 se concluye que el costo de la solución de mejoramiento del terreno mediante la inclusión de pilas de agregado apisonado es de ciento setenta millones quinientos ocho mil setecientos ochenta y dos colones (¢170 508 782). Adicionalmente, una solución de sustitución del terreno in situ por lastre es aproximadamente dieciséis millones más económica (10%), según se concluye del valor de dicha solución, mostrada en la Tabla 20. Esta solución alternativa se muestra para efectos comparativos del costo y se advierte que el proceso constructivo de la misma puede complicarse al estar presente el nivel freático en el área de trabajo.

## 1.8 Conclusiones

1. Se definió que las presiones últimas que trasmite la torre a la fundación son de 185.4 kPa para el caso de cargas estáticas y de 277.9 kPa para el caso de cargas estáticas más dinámicas.
2. La obra se encuentra en una zona conformada por sedimentos del cuaternario, que la geomorfología es de origen aluvial y que corresponde con conos aluviales con desplazamientos hacia la costa provenientes del Río Barranca.
3. La amenaza sísmica de la zona está generada mayormente por la alta recurrencia de eventos generados por la subducción de la placa Cocos bajo la placa Caribe, a 20 km de profundidad.
4. Los efectos geológicos asociados a la sismicidad de la zona corresponden a amplificaciones de onda sísmica, licuación y maremotos.
5. A partir de la información geotécnica recabada en sitio y en laboratorio se define el terreno como una arena mal gradada con presencia de limos hasta 9.9 m de profundidad. A 18 m de profundidad se encuentra la roca, conformada por una lutita de color café claro, relativamente sana y algo dura.
6. De los 9.9 m de suelo superior, se clasifican los primeros 3.6 m como arena suelta ( $N_{SPT} = 6$ ,  $\gamma_w = 17.5 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 30^\circ$  y  $E_s = 8500 \text{ kPa}$ ), luego hasta una profundidad de 5.85 m se encuentra una arena de compacidad media ( $N_{SPT} = 18$ ,  $\gamma_w = 18.0 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 33^\circ$  y  $E_s = 22960 \text{ kPa}$ ) y el resto corresponde a una arena densa ( $N_{SPT} = 32$ ,  $\gamma_w = 20.0 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 35^\circ$  y  $E_s = 36432 \text{ kPa}$ ). Se consideró que la zona entre 9.9 m y 18 m de profundidad está constituida por una arena muy densa ( $N_{SPT} = 58$ ,  $\gamma_w = 20.0 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 41^\circ$  y  $E_s = 45504 \text{ kPa}$ ).
7. El nivel freático se encontró a 1.35 m bajo el nivel de terreno.
8. A partir de un análisis de licuación por el método de Seed e Idriss se determina que los primeros 3.6 m son susceptibles a licuación, pues presentan factores de seguridad menores a 1.3.

9. A partir de los resultados de licuación se define que se requiere mejorar el terreno en los primeros 3.6 m de profundidad. Considerando que la losa de fundación es de 1 m de espesor y está desplantada 90 cm, se requieren pilas de agregado apisonado de 2.7 m de longitud (sin considerar el bulbo de fondo). Las propiedades mecánicas del suelo mejorado para un porcentaje de sustitución de suelo del 20% son:  $E_{comp} = 35528$  kPa y  $\phi_{comp}' = 35^\circ$ .
10. Del diseño ante falla local de la pila de agregado apisonado se concluye que el diseño está regido por la carga última asociada a cargas estáticas más dinámicas y la falla por abultamiento del tope de la pila. Para lograr que las cargas en la pila sean menores a la carga admisible por abultamiento se requieren de 861 pilas de 610 mm de diámetro, lo que corresponde a un 20 % de área de remplazo.
11. Ante falla del terreno sin mejorar, utilizando las teorías clásicas de capacidad de soporte se determina que el factor de seguridad ante falla global del mismo es de 7.68 ante cargas estáticas y de 5.12 ante cargas estáticas más dinámicas como mínimo. Al aplicar el análisis por equilibrio límite se obtienen factores de seguridad de 3.3 para el caso de cargas estáticas y de 2.56 para el caso de cargas estáticas más dinámicas. Dichos factores de seguridad son mayores a los requeridos por el CCCR para cada caso (3 para cargas estáticas y 2 para cargas estáticas más dinámicas).
12. Ante falla del terreno sin mejorar, utilizando las teorías clásicas de capacidad de soporte con los factores propuestos por Terzagui se determina que el factor de seguridad ante falla local es de 2.54 ante cargas estáticas y de 1.69 ante cargas estáticas y dinámicas, ambos para el terreno de arena suelta. Dichos factores de seguridad son menores a los requeridos por el CCCR, lo que corrobora la necesidad de mejorar dicha capa de terreno. Para un  $\phi_{comp}' = 35^\circ$  se obtienen factores de seguridad de 4.95 y de 3.3 para cargas estáticas y para cargas estáticas más dinámicas, lo que supera los valores mínimos del CCCR.
13. El factor de seguridad ante la falla global del terreno mejorado obtenido del análisis de equilibrio límite es de 3.4 para cargas estáticas y de 2.6 para cargas estáticas más dinámicas, lo que valida el mejoramiento del terreno.

14. Al considerar el aumento en el valor de  $(N_1)_{60}$  por la densificación que sufre la arena ante la inclusión de las pilas se obtienen valores mayores a 25, lo cual implica que dicho terreno mejorado no es susceptible a presentar licuación, siempre y cuando el porcentaje de finos ronde el 15%.
15. Los asentamientos del terreno sin mejorar se encuentran entre 5 cm y 7.3 cm según la metodología que se aplique. Dichos valores se encuentran dentro de los límites de 5 cm a 10 cm establecidos en el CCCR.
16. El terreno mejorado presenta asentamientos de 4 cm, menores al límite inferior de 5 cm establecido en el CCCR, lo que evita consideraciones especiales en la conexión de los sistemas mecánicos del edificio a la red de servicios externa.
17. Se estima que el costo del mejoramiento del terreno mediante la inclusión de pilas de agregado apisonado es de ciento setenta millones quinientos ocho mil setecientos ochenta y dos colones ( $\$170\,508\,782$ ).
18. Se estima que una solución alternativa, considerando la sustitución del terreno por lastre, puede ser 10% más económica que la de mejoramiento de terreno mediante la inclusión de pilas de agregado apisonado siempre y cuando las condiciones de tabla de agua permitan la construcción del relleno.

## *1.9 Recomendaciones*

- a. Elaborar diferentes propuestas de mejoramiento de terreno mediante otros métodos para definir la opción que sea económicamente más favorable para el proyecto.
- b. Considerar el uso de pilotes como una opción de sistema de cimentación para el análisis de costos.
- c. Investigar sobre las propiedades mecánicas que presentan las pilas conformadas por concreto reciclado y también por arena con el fin de reducir los costos del mejoramiento. Esto se puede realizar mediante pruebas de módulo donde se verifique también la capacidad ante el abultamiento de la pila.
- d. Verificar las propiedades del terreno bajo los 9.9 m del sitio analizado, así como la ubicación del lecho rocoso, mediante perforaciones utilizando el método SPT.

## II. Estabilización de talud mediante suelo cosido

### *II.1 Introducción*

#### **II.1.1 Planteamiento del problema**

Se desea reconformar una carretera en una zona montañosa del distrito Tabarcia, cantón Mora, provincia de San José, la cual sufrió un deslizamiento al momento en que el terreno se saturó debido a las lluvias intensas presentadas durante la tormenta Tomas, en el año de 2010. El deslizamiento se generó en la capa superficial, la cual corresponde a un suelo de limos plásticos de tipo residual. Esta condición les confiere características mecánicas pobres, lo que incrementa su potencial de deslizamiento ante acciones de sismo y de saturación del terreno, así como baja capacidad soportante. Bajo esta capa de relleno se encuentran dos capas de suelo de mejores características mecánicas, subyaciendo una roca meteorizada.

En el presente trabajo se define la cantidad, tipo y longitud de los anclajes pasivos, así como las propiedades de la lechada y del muro de concreto armado que debe construirse para estabilizar el relleno de limo plástico y así reconformar la carretera.

El sistema de estabilización propuesto aumenta el factor de seguridad al deslizamiento del terreno, con lo que se salvaguarda la vida de los usuarios de la carretera y la inversión realizada en la misma. La deformación del talud no es un parámetro de diseño pues el pavimento de la carretera por construir en la corona del talud es de tipo flexible (lastre).

### II.1.2 Objetivo general

- Estabilizar un terreno limoso mediante el método de suelo cosido, para la reconstrucción de una carretera de dos carriles, ubicada en Tabarcia de Mora, provincia de San José.

### II.1.3 Objetivos específicos

- Definir las cargas externas que se presentarán durante la vida útil del sistema de retención.
- Determinar el modelo geotécnico del sitio a partir de la información recopilada.
- Analizar la estabilidad del terreno bajo las condiciones actuales.
- Analizar la posibilidad de estabilizar el terreno mediante el sistema de suelo cosido.
- Diseñar el sistema de suelo cosido mediante métodos de equilibrio límite.
- Validar el sistema de suelo cosido mediante los métodos clásicos de empuje de suelos y adherencia de anclajes.
- Elaborar planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto del sistema de suelo cosido.

### II.1.4 Importancia

La construcción de obras civiles en zonas montañosas modifica la topografía, aumentando las pendientes de los taludes naturales en la mayoría de los casos. En zonas tropicales como Costa Rica, la capa superior de las laderas se encuentra conformada por suelos residuales. Estos suelos presentan características mecánicas pobres (bajo ángulo de fricción y cohesión aparente). Por lo tanto, es común en nuestro país que el desarrollo de una obra civil en terrenos montañosos se vea acompañado de algún sistema de estabilización, con el fin de salvaguardar la vida de los usuarios de la obra, así como de la inversión realizada en la misma. Un método económicamente viable y que permite la estabilización de laderas que no soporten cerca de su corona estructuras rígidas, es el suelo cosido.

Por lo tanto, la importancia de este trabajo reside en mostrar la estabilización de un talud mediante el sistema de suelo cosido, de forma que sea posible reconstruir la carretera que atraviesa dicha ladera.

### II.1.5 Alcances y limitaciones

- El trabajo desarrollado define el sistema de suelo cosido necesario para estabilizar un talud de suelo limoso para la construcción de una carretera de lastre.
- La información mecánica del terreno se obtuvo de un estudio geotécnico realizado en el sitio, el cual se basa en la información recabada en 5 perforaciones de exploración en las cuales se aplicó el método SPT (por sus siglas en inglés) y posteriormente se analizaron varias muestras en el laboratorio mediante ensayos de compresión simple, humedad, límites de Atterberg y granulometría.
- La densidad de los materiales se obtienen de correlaciones con los valores del número de golpes de la prueba SPT.
- Las propiedades de la roca que subyace el terreno son propuestas en el estudio geotécnico según información que se tiene de dicho material en zonas cercanas al sitio de estudio.
- La aceleración del sitio para el análisis del talud se obtienen del CGTLCR. No se realiza un análisis de sismología de la zona.
- Las cargas de los vehículos que circulan sobre la carretera se obtienen del manual de carreteras de la AASHTO.
- No se calcula la deformación que puede existir en la corona del talud estabilizado cuando se equilibran las fuerzas de empuje del terreno sobre el sistema de suelo cosido.
- El diseño estructural de la pantalla de concreto queda fuera del alcance de este trabajo. Para los planos constructivos, especificaciones técnicas y cálculo del costo de dicha pantalla se utiliza un detalle constructivo supuesto.

## II.1.6 Metodología

El trabajo realizado se desarrolla según se muestra en la Figura 39.

El proceso se divide en cuatro etapas: a) determinación de las cargas y acciones externas que afectan al talud y del modelo geotécnico, b) análisis de la estabilidad del terreno en condición actual, c) diseño del sistema de suelo cosido, d) elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto de la solución de estabilización planteada. Estas etapas se explican a continuación.

### *II.1.6.1 Determinación de las cargas y acciones externas que afectan al talud y del modelo geotécnico*

La determinación de las cargas vehiculares se realiza a partir del reglamento para diseño de puentes de la Asociación americana de oficiales de carreteras estatales y transportes, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017). La acción externa adicional a la carga vehicular corresponde al sismo, la aceleración de diseño se obtiene del CGLTCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015).

Por otra parte, se analiza la información de la geología que se recopiló de la zona, obtenida de los mapas de amenazas naturales y libros de texto disponibles. El modelo geotécnico se elabora a partir de los resultados de las pruebas de campo y laboratorio, así como de correlaciones entre dichas pruebas y las propiedades mecánicas del terreno, indicadas en la literatura técnica.

Con dicho modelo se procede a realizar el análisis indicado en la siguiente sección.

### *II.1.6.2 Análisis de la estabilidad del terreno en condición actual*

A partir del modelo geotécnico, las cargas sobre el talud y la geometría del mismo, se procede a analizar la estabilidad del terreno en su condición actual. Para ello se utiliza el programa

Slide® de la empresa Rocscience, en el cual se consideran las posibles superficies de falla y el equilibrio de fuerzas según diferentes metodologías de cálculo. En dichas superficies de falla se definen los factores de seguridad al deslizamiento. Al ser dichos factores de seguridad menores a los indicados en el CGTLCR, se concluye que el talud es inestable, siendo necesaria una obra de estabilización, la cual para este caso consiste en un sistema de anclajes pasivos vinculados a la cara del talud mediante un muro de concreto reforzado (suelo cosido). El mismo se diseña según se indica en la siguiente sección.

#### *II.1.6.3 Diseño del sistema de anclajes pasivos y muros de concreto reforzado (suelo cosido)*

El diseño del sistema de suelo cosido se divide en los siguientes pasos:

- a) Determinación del factor de seguridad mínimo ante el deslizamiento del talud con la estructura de retención, aplicando sobre el modelo geotécnico las tracciones que son capaces de soportar los anclajes del sistema de suelo cosido, según su longitud de anclaje en el terreno y las características de adherencia de cada uno de los estratos que lo conforman. Se varía la longitud, espaciamiento y tipo de anclaje hasta cumplir con los factores de seguridad mínimos indicados en el CGTLCR.
- b) Cálculo de la tracción que deben soportar los anclajes según la teoría clásica de empujes, así como de la longitud libre de los anclajes.
- c) Cálculo de la longitud del bulbo de anclaje a partir de las propiedades mecánicas del terreno y las fuerzas de tracción que deben soportar los anclajes calculadas en el punto anterior.
- d) Verificación del diseño a partir del programa SNAP-2, del Departamento de Transportes de Estados Unidos.
- e) Verificación del talud reforzado mediante uso del método del bloque deslizante propuesto por Newmark.

#### *II.1.6.4 Elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto del sistema de estabilización.*

A partir del diseño obtenido, se procede a elaborar los planos constructivos, los cuales constan de una planta con la ubicación y distribución de la zona estabilizada, así como de una vista de elevación del sistema de anclajes pasivos y muros de concreto reforzado. Se incluye además todos los detalles de los elementos que componen el sistema de suelo cosido, como lo son: anclajes, drenajes, uniones, etc. Posteriormente se realizan las especificaciones técnicas que contienen las propiedades físicas de los materiales y las técnicas a utilizar en la construcción de dicho sistema de estabilización. Con esta información se elabora el presupuesto del trabajo de estabilización del terreno, considerando datos actualizados del costo de los materiales y un costo aproximado del proceso constructivo, el cual será estimado a partir de los costos que presentan en sus cotizaciones algunas empresas que realizan este tipo de obras.

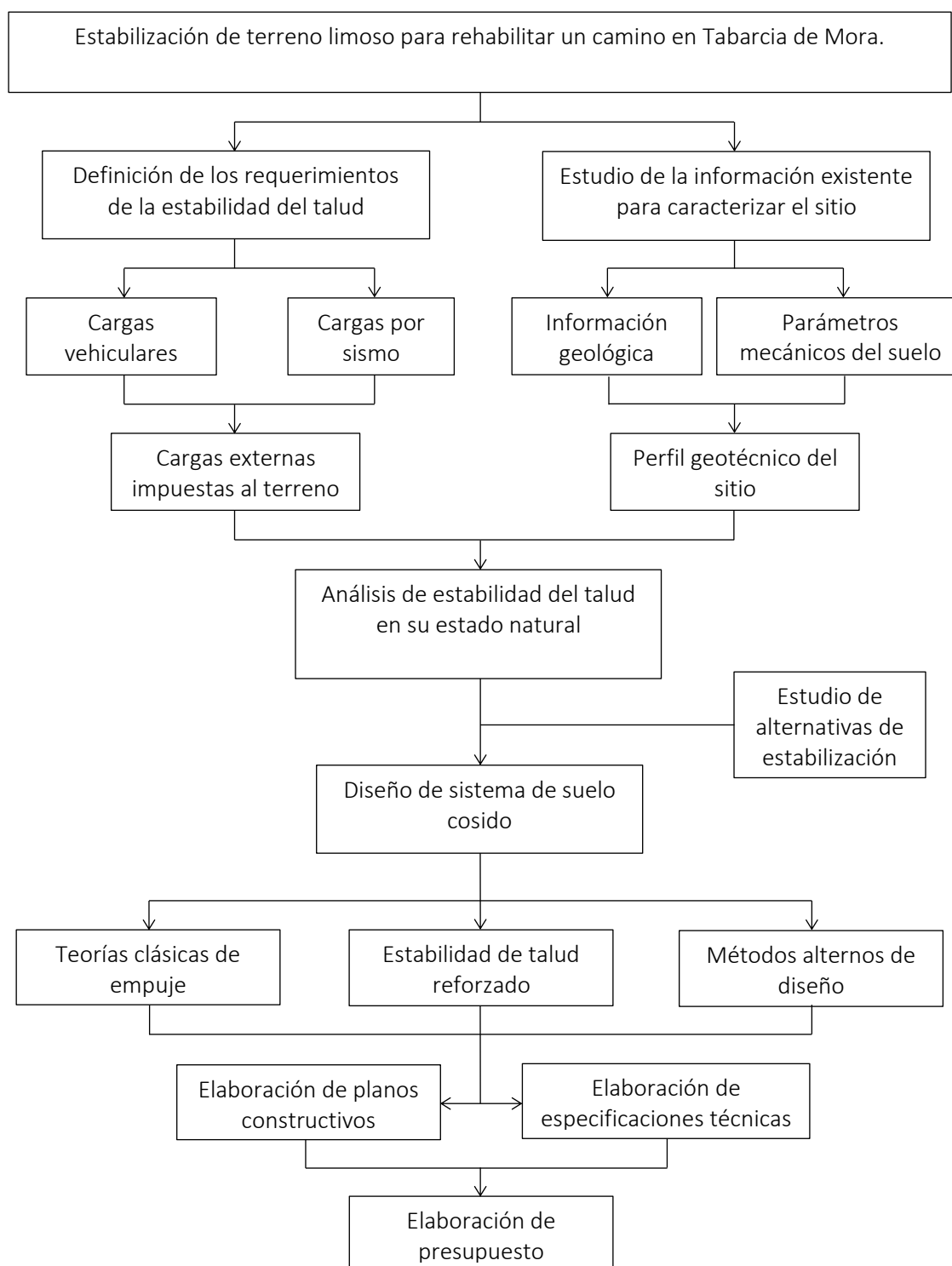


Figura 39: Diagrama de flujo de la metodología aplicada a la estabilización de un suelo limoso para la rehabilitación de un camino en Tabarcia de Mora.

## II.2 Marco teórico

### II.2.1 Problema específico

Se debe reconformar un camino ubicado en una zona montañosa, en el cual el talud ubicado bajo dicha obra sufrió un deslizamiento. Para ello, se propone utilizar un sistema de estabilización conocido como suelo cosido, el cual se ilustra en la Figura 40 y consiste en colocar anclajes dentro del terreno, los cuales al movimiento del mismo, generan unas fuerzas que se oponen a dicho movimiento. Las reacciones de dichos anclajes se transmiten a la cara del talud mediante un cabezal de anclaje soportado por un muro de concreto reforzado. En su otro extremo, los anclajes se vinculan al terreno en su parte estable mediante una lechada conformada por una mezcla de cemento, arena y agua, formándose así un bulbo de anclaje.

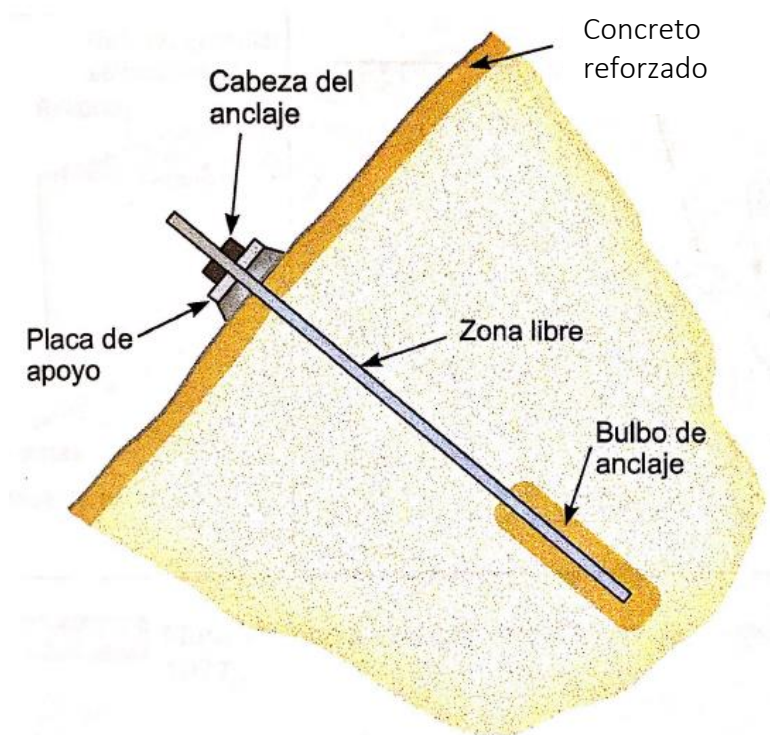


Figura 40: Esquema del sistema de estabilización de taludes conocido como "suelo cosido".  
Adaptado de (González, 2002).

## II.2.2 Análisis de estabilidad de taludes

El estudio de la estabilidad de un talud se realiza mediante la comparación entre las fuerzas estabilizadoras y las fuerzas desestabilizadoras de un bloque de terreno. Los métodos que consideran este planteamiento se conocen como Métodos de Equilibrio Límite. La razón entre las fuerzas estabilizadoras y las fuerzas desestabilizadoras se conoce como Factor de Seguridad (González, 2002). Por tanto, la aplicación de estos métodos consiste en definir una serie de potenciales superficies de deslizamiento, y calcular el factor de seguridad respectivo. De esa manera se encuentra la superficie de falla crítica, que corresponde a la que presenta el factor de seguridad menor. Si el factor de seguridad de un talud es menor al indicado en la Tabla 21, entonces se considera al talud inestable.

*Tabla 21: Factores de seguridad mínimos para determinar la estabilidad de un talud. Reproducido de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015)*

Condición de análisis	Riesgo de daños económicos y ambientales	Riesgo de pérdida de vidas		
		Bajo	Medio	Alto
Estática	Bajo	1.20	1.30	1.40
	Medio	1.30	1.40	1.50
	Alto	1.40	1.50	1.50
Pseudoestática	Bajo	1.00	1.00	1.00
	Medio	1.00	1.05	1.10
	Alto	1.05	1.10	1.10

En la tabla anterior, la condición estática considera el peso del terreno, la estructura de rodamiento y de los vehículos. La condición pseudoestática considera además el efecto del sismo como una fuerza horizontal proporcional a la gravedad y al peso de la masa del terreno. El coeficiente pseudoestático se obtiene de la Tabla 22.

Tabla 22: Coeficientes pseudoestáticos horizontales para sismos con periodos de retorno de 475 años. Tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015).

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S <sub>1</sub>	0.15	0.15	0.20
S <sub>2</sub>	0.15	0.20	0.20
S <sub>3</sub>	0.15	0.20	0.25
S <sub>4</sub>	0.15	0.20	0.25

Tanto el tipo de sitio como la zona sísmica están descritas en el capítulo 2 del Código Sísmico de Costa Rica (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2011). Al ser este un dato provisto como insumo para este trabajo, su exposición no se realiza. El CGTLCR indica que al aplicar análisis de estabilidad mediante alguno de los métodos de equilibrio límite, el diseñador puede considerar una fuerza pseudoestática vertical, cuyo coeficiente queda a escogencia del diseñador (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015). En el trabajo realizado se consideró dicha fuerza pseudoestática vertical con valor cero.

Respecto a la superficie de falla, es aceptable utilizar una superficie circular para los casos en que el terreno es homogéneo o presenta separación por capas simples, mientras que se pueden utilizar superficies de falla de forma poligonal y planas en casos en que el terreno no es homogéneo y presenta un contacto entre capas de terreno de baja calidad mecánica o débiles (Rocscience, 2018).

Existen varios tipos de métodos de equilibrio límite, los cuales se pueden dividir en dos grandes grupos: a) los que consideran la masa total y b) los que consideran la masa dividida en dovelas. Los primeros aplican para materiales homogéneos y los segundos permiten realizar el análisis en terrenos con estratificación compleja. Los métodos del segundo grupo varían entre sí en las condiciones de equilibrio que deben cumplir las fuerzas consideradas en el equilibrio de cada dovela, siendo los más conocidos el de Bishop modificado y el de Jambú. El primero aplica para superficies de falla circulares y el segundo para superficies circulares, poligonales y planares (González, 2002). Es necesario el uso de computador en algunas de

las metodologías más exactas (p. ej. Morgenstern y Price (Jimenez, J. et al., 1981)). El programa de computación Slide contempla varias metodologías para análisis de las dovelas.

A continuación se expone el método de Bishop simplificado, el cual aplica a una superficie de falla circular y considera las fuerzas en las dovelas como se muestra en la Figura 41.

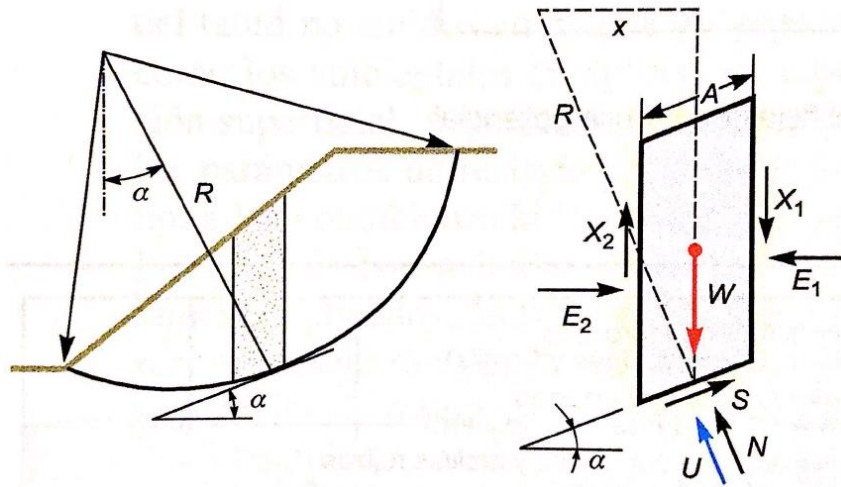


Figura 41: Superficie de falla y fuerzas que actúan en cada dovela según el método de Bishop simplificado. Tomado de (González, 2002).

Los pasos son los siguientes:

1. Definir centro y ubicación de falla de tipo circular en la masa del suelo.
2. Dividir el terreno dentro de la superficie de falla y la cara del talud en cierta cantidad de dovelas.
3. Definir el peso de cada dovela  $W$ .
4. Definir la fuerza normal  $N$  a partir del equilibrio de las fuerzas verticales de cada dovela, considerando la componente de la presión de agua  $U$  y la resistencia del terreno  $S$ , donde  $S=c+N*\tan(\phi)$ , siendo  $c$  la cohesión y  $\phi$  el ángulo de fricción del terreno bajo la dovela.
5. A partir de la condición de equilibrio de momento respecto al centro del círculo, se determina el factor de seguridad que iguala la definición de  $N$  del paso anterior con el valor de las componentes verticales de las fuerzas  $W$ ,  $U$  y  $S$  ya mencionadas.

6. El método simplificado considera que hay igualdad de fuerzas en las caras de contacto entre las dovelas, tal que  $E_1=E_2$  y  $X_1=X_2$ .

El factor de seguridad ante el deslizamiento se determina, luego de algunas simplificaciones, como:

$$FS = \frac{\sum [c \cos(\alpha) + (W - U \cos \alpha) \tan(\phi)] / [\cos(\alpha) (1 + \tan(\phi) \tan(\alpha)) / FS]}{\sum W \sin(\alpha)} \quad (23)$$

Donde:

c: cohesión del suelo.

$\phi$ : ángulo de fricción del suelo.

Los valores de c y  $\phi$  dependen de la condición analizada para el terreno, así como las cargas utilizadas en el análisis. Para el caso de estabilidad global a largo plazo es recomendable utilizar los valores pico drenados del suelo ( $\phi'_{pico}$  y  $c'_{pico}$ ). El valor de  $\phi'_{pico}$  se puede obtener a partir de correlaciones respecto a propiedades físicas del suelo, como la mostrada en la Figura 42. El valor de  $c'_{pico}$  se obtiene por comparación de índices de plasticidad y  $\phi'_{pico}$  obtenidos en otros suelos y registrados en bases de datos como la presentada por (Mesri & Abdel-Ghaffar, 1993).

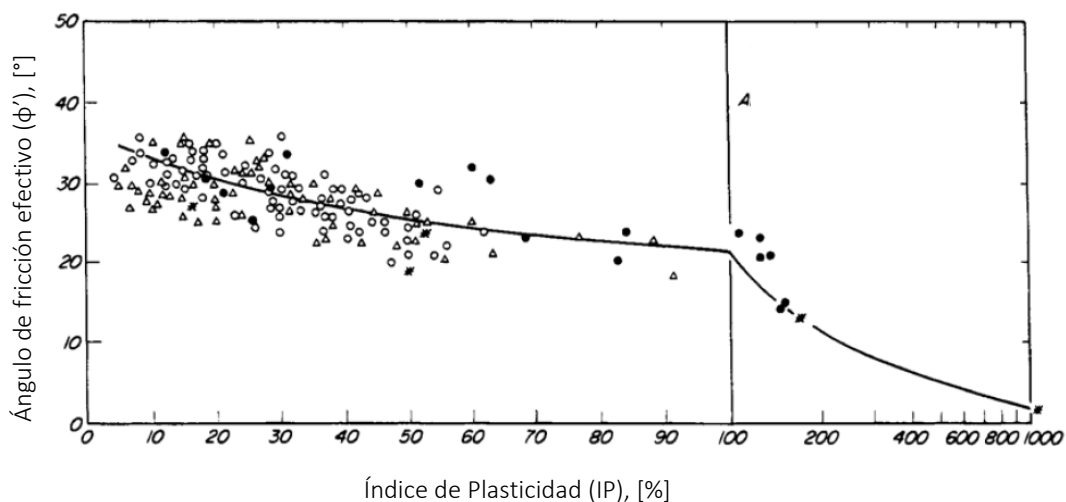


Figura 42: Correlación entre el ángulo de fricción pico efectivo ( $\phi'_p$ ) en suelos arcillosos y el Índice de Plasticidad (IP). Tomado de (U.S. Department of transportation, 2015).

Por otra parte, para la capa superficial de terreno que aún no ha sufrido deslizamiento, pero que presenta tendencia a moverse, se aconseja utilizar las propiedades remoldeadas o “suavisadas” de los suelos de grano fino, pues se espera que las láminas de los minerales que conforman dicha capa no se han alineado con la dirección que tendría el movimiento de la masa del terreno (U.S. Department of transportation, 2015) y (Washington State Department of Transportation, 2015). El valor de  $\phi'_{suav}$  se puede definir a partir del límite líquido y del esfuerzo normal efectivo que posee el suelo según se muestra en la Figura 43.

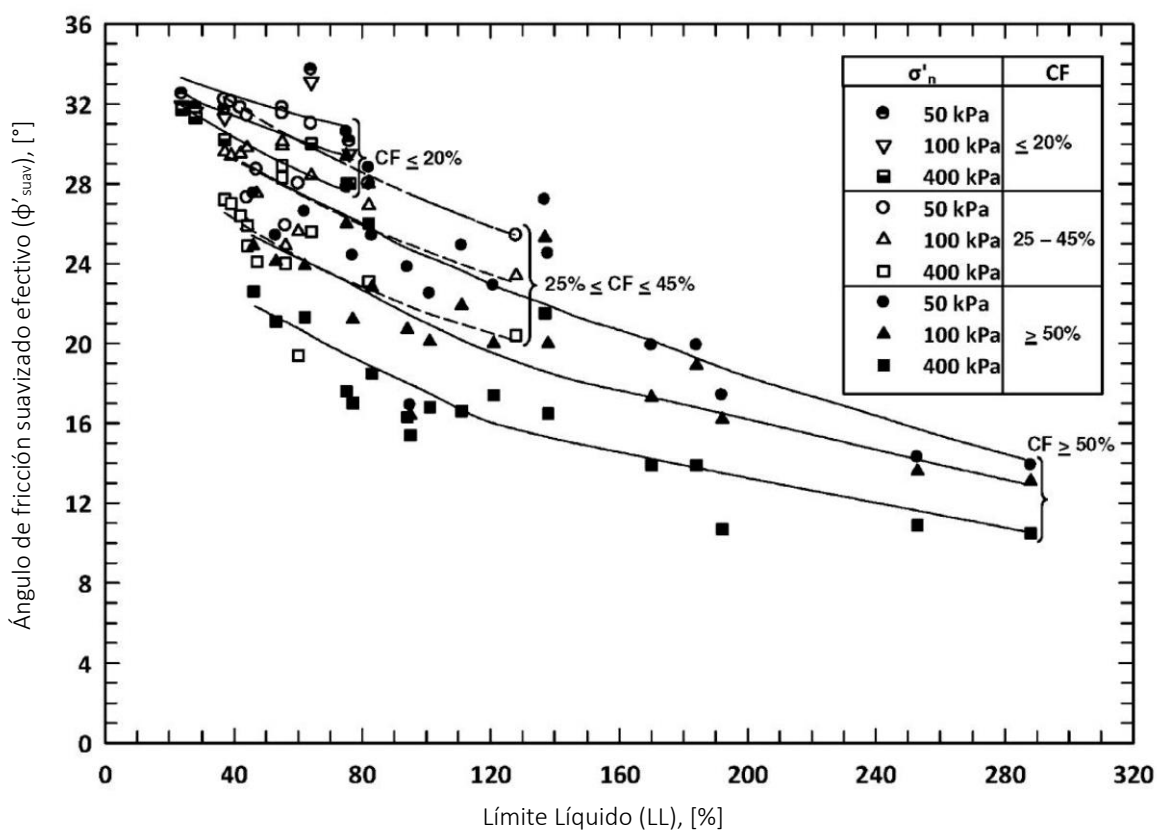


Figura 43: Correlación entre el ángulo de fricción suavizado efectivo ( $\phi'_{suav}$ ) en suelos arcillosos y el Límite líquido (LL). Tomado de (Washington State Department of Transportation, 2015).

Donde:

CF: Contenido de finos.

$\sigma'_n$ : Esfuerzo normal efectivo.

Para el caso de estabilidad a corto plazo, como en el caso en que se presenta la carga de sismo, es aconsejable utilizar la resistencia del suelo obtenida de una prueba consolidada no drenada (U.S. Department of transportation, 2015). Ante la falta de dicha información, se propone utilizar la información de la resistencia no drenada ( $c_u$ ), la cual se obtiene de correlaciones con el número de golpes  $N$  de la prueba de penetración estándar SPT, como las presentadas por (Bowles, 1996).

$$c_u = 6N_{70} \text{ en [kPa]} \quad (24)$$

$$N_{70} = \frac{N \eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{70} \quad (25)$$

Donde:

$N$ : Número de golpes de la prueba SPT.

$\eta_H$ : eficiencia del martinete (%).

$\eta_B$ : corrección por el diámetro de la perforación.

$\eta_S$ : corrección del muestreador.

$\eta_R$ : corrección por longitud de la barra.

Dichos valores de eficiencia y corrección se obtienen de la Tabla 2.5 del libro: “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, escrito por Das (2012) y reproducida en la Figura 44.

**Tabla 2.5** Variación de  $\eta_H, \eta_B, \eta_S$ , y  $\eta_R$  [Ec. (2.6)].

1. Variación de $\eta_H$				2. Variación de $\eta_B$	
País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	$\eta_H$ (%)	Diámetro, mm	$\eta_B$
Japón	Toroide	Caída libre	78	60-120	1
	Toroide	Cuerda y polea	67		
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60		
	Toroide	Cuerda y polea	45	200	1.15
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45		
China	Toroide	Caída libre	60	4. Variación de $\eta_R$	
	Toroide	Cuerda y polea	50	Longitud de la barra, m	$\eta_R$
3. Variación de $\eta_S$				> 10	1.0
Variable				6-10	0.95
Muestreador estándar				4-6	0.85
Con recubrimiento para arena y arcilla densas				0-4	0.75
Con recubrimiento para arena suelta					

Figura 44: Coeficientes de eficiencia y de corrección del número de golpes  $N$  de la prueba de penetración estándar. Tomado de (Das, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 2012).

### II.2.3 Diseño de anclajes pasivos para estabilización de taludes

El diseño de anclajes pasivos como sistema de estabilización de taludes presenta dos enfoques: a) resistencia de empujes según la teoría clásica y b) aumento de factor de seguridad al deslizamiento según los métodos de equilibrio límite. Ambos enfoques se exponen a continuación.

#### II.2.3.1 Fuerza sobre anclajes pasivos ante empujes según teoría clásica

Los anclajes pasivos deben dimensionarse para soportar el empuje activo calculado mediante el método propuesto por Coulomb, el cual se explica a continuación.

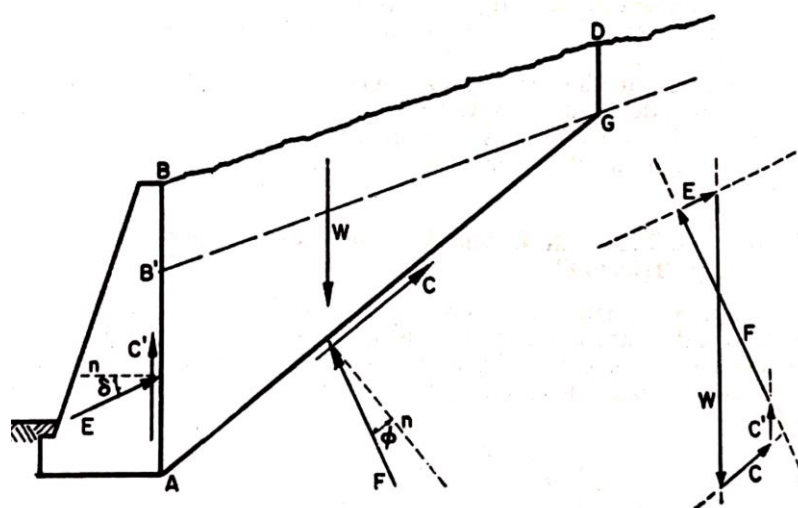


Figura 45: Fuerzas actuando en un muro de retención en el caso de suelo con cohesión y fricción.  
Tomado de (Juarez & Rico, 2015).

Para un muro de retención como el mostrado en la Figura 45, la magnitud y dirección del empuje E que se presenta sobre la obra civil es definido por el polígono de fuerzas mostrado a la derecha de dicha figura. Dicho polígono consta del peso W de la cuña deslizante considerada, de la fuerza de adherencia C' entre el muro y el suelo, de la fuerza de adherencia C entre la cuña deslizante y el suelo bajo la misma, y de la fuerza de fricción entre el contacto de la cuña deslizante y el suelo bajo la misma. Las fuerzas de adherencia dependen de la cohesión del terreno, mientras que la fuerza de fricción depende del ángulo de fricción del mismo. Este análisis se repite para varios ángulos de inclinación de la superficie deslizante, de forma tal que se maximice el valor de E, el cual está aplicado a un ángulo  $\delta$  de la normal de la cara trasdós del muro, donde  $\delta$  es el ángulo de fricción del suelo. Este valor de E es el que debe ser equilibrado por las fuerzas en los anclajes, las cuales no deben sobrepasar su resistencia admisible. Los factores de seguridad mínimos aplicables para el diseño de los anclajes se muestran en la Tabla 23.

Tabla 23: Factores de seguridad mínimos recomendados para anclajes pasivos. Tomado de (U.S. Department of transportation, 2015).

Condición	Cargas estáticas	Cargas sísmicas
Resistencia a la extracción (bulbo)	2.0	1.5
Resistencia a la tracción (anclaje)	1.8	1.35

Al aplicar los coeficientes pseudoestáticos definidos para el talud en la sección II.1.6.2 a las fuerza  $W$  del polígono de fuerzas de Coulomb, se puede determinar un empuje  $E_s$  que incluye el efecto del sismo más las cargas gravitacionales sobre el terreno y el peso del mismo. Para determinar el empuje aislado que presenta el sismo sobre el muro, se resta  $E$  a  $E_s$ . Terzaghi propone aproximar el punto de aplicación de dichos empujes utilizando una línea paralela a la superficie del terreno y que pase por el centro de gravedad de la cuña crítica para cada caso (Juarez & Rico, 2015). El CCCR propone aplicar el empuje  $E$  a una tercera parte de la altura del muro, desde la base del mismo, mientras que  $E_s$  se aplica a 0.6 veces la altura. Otros investigadores (Candia & Sitar, 2013) proponen aplicar  $E_s$  a 0.37-0.4 veces la altura del muro.

### II.2.3.2 Fuerza sobre anclajes pasivos según los métodos de equilibrio límite

La ecuación del factor de seguridad está dada por (Rocscience, 2018):

$$FS = \frac{\text{Resistencia al deslizamiento} + \text{resistencia de anclajes}}{\text{resistencia requerida para equilibrio}} \quad (26)$$

Como el factor de seguridad del talud aplica directamente sobre ambas resistencias, se incorpora dentro del análisis de estado límite el valor de la resistencia última de los anclajes pasivos.

Una desventaja de los métodos de equilibrio límite es que no permiten identificar la falla local de algún anclaje, pues consideran el aporte de todos los anclajes por igual en el equilibrio global del sistema.

### II.2.3.3 Diseño de los anclajes y del bulbo de anclaje

La resistencia del anclaje se define por la menor de las siguientes:

- La resistencia a la tracción del elemento de acero (varilla), definida según se indica en la ecuación (27), donde  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia de la varilla y  $A_s$  es el área de la varilla.
- La resistencia ante la extracción del bulbo de anclaje, la cual se determina para suelos arcillosos a partir de la ecuación (28), donde las variables geométricas se definen en la Figura 46 y  $c_u$  es la resistencia no drenada de la arcilla.

$$P_{ult} = F_y A_s \quad (27)$$

$$P_{ult} = \pi d l \frac{2}{3} c_u \quad (28)$$

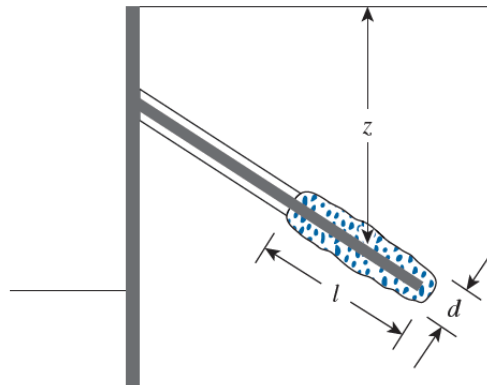


Figura 46: Parámetros geométricos requeridos para el cálculo de la resistencia a la extracción del anclaje. Tomado de (Das, 2012).

Los factores de seguridad que aplican para el diseño son los mostrados en la Tabla 23, mostrada en la sección anterior.

#### *II.2.3.4 Verificación del diseño mediante el programa SNAP-2*

La Administración Federal de Carreteras, perteneciente al Departamento de Transportes de Estados Unidos, elaboró el programa de cómputo SNAP-2, el cual realiza el diseño integral de un sistema de suelo cosido. Dicho diseño contempla las siguientes revisiones, las cuales realiza según el GEC 7 (U.S. Department of transportation, 2015):

- A. Resistencia del sistema de soporte frontal del talud: el programa determina la fuerza máxima que puede soportar el anclaje a partir del tipo de recubrimiento de concreto que se utilice, considerando su resistencia a la flexión y al punzonamiento de la zona donde se vincula el concreto al anclaje.
- B. Análisis de estabilidad interna: el programa determina la fuerza que debe soportar cada anclaje a partir de una distribución uniforme de la presión activa de Coulomb. Dicha fuerza se compara con la resistencia a la tracción del anclaje y la resistencia a la extracción, ambos datos provistos por el usuario.
- C. Análisis de estabilidad externa: Se analiza el deslizamiento, volcamiento y capacidad soportante al pie del talud, para efectos de cumplimiento de requisitos de la AASHTO, pues estos raramente rigen la estabilidad del sistema de retención.
- D. Análisis de estabilidad global: El programa aplica el método de Bishop Simplificado, expuesto en la sección II.2.2.

Este programa será utilizado para comprobar el diseño del sistema de anclajes realizado a partir de lo expuesto en las secciones anteriores.

#### *II.2.3.5 Diseño de anclajes por corrosión*

Con el fin de determinar el potencial corrosivo que presenta un terreno es necesario definir a partir de pruebas de campo y de laboratorio las siguientes propiedades del terreno (U.S. Department of transportation, 2015):

- pH.
- Resistividad eléctrica.

- Contenido de cloruros.
- Contenido de sulfatos.
- Contenido de material orgánico.

Es conocido que los suelos residuales de las zonas tropicales con altos niveles de precipitación pueden estar sujetas a lixiviación de las sales solubles, lo que reduce el pH e incrementa el potencial de corrosión del terreno.

En caso de que el terreno presente propiedades agresivas ante la corrosión, se deben aplicar las siguientes medidas de protección de los anclajes:

1. Utilizar un recubrimiento mínimo de 2.5 cm mediante lechada con resistencia mayor a 20.6 MPa.
2. Aumentar el diámetro de la varilla en la cantidad indicada por la ecuación siguiente:

$$D_{\text{adic}} = 160(\mu\text{m/año}) * VU^{0.8} \quad (29)$$

Donde:

$D_{\text{adic}}$ : Diámetro adicional en  $\mu\text{m}$ .

VU: Vida útil del suelo cosido en años.

### *II.2.3.6 Análisis del bloque deslizante de Newmark*

Newmark propuso en 1965 un método para determinar el desplazamiento de una sección de presa o dique considerándolo como un bloque rígido que desliza sobre su parte inferior ante una aceleración horizontal (Newmark, 1965). Para ello se debe determinar la aceleración  $a_y$  que genera un  $FS = 1$  ante el deslizamiento de dicho bloque rígido. Posteriormente, se calcula el desplazamiento que sufrirá dicho bloque al someterse a un registro sísmico con aceleraciones mayores a la obtenida para  $FS = 1$ . El proceso de cálculo se realiza mediante integraciones de las zonas en que las aceleraciones del sismo en cuestión exceden  $a_y$  (Newmark, 1965). El desplazamiento así calculado, aunque no representa el desplazamiento real de la masa de suelo, por las simplificaciones del método, se ha

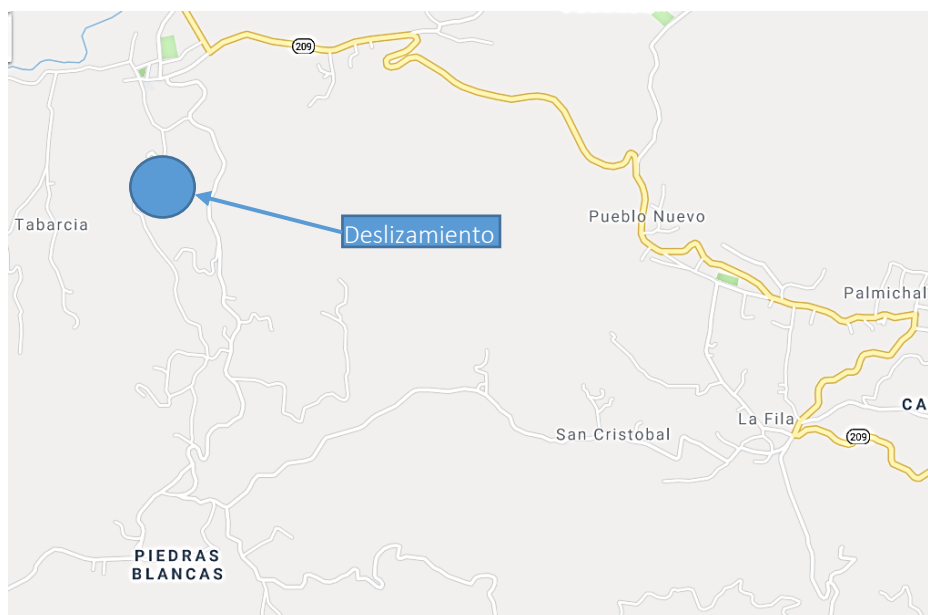
relacionado con la probabilidad que presenta el suelo a deslizar ante el sismo considerado. Por tanto, algunos investigadores siguieron un valor máximo de 5 a 10 cm de desplazamiento del bloque rígido antes de que se presente el deslizamiento del talud (Jibson, 1993).

### ***II.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico***

A continuación se determinan las acciones externas a las que estará sometido el talud, las cuales, en conjunto con las características geotécnicas del terreno, son los parámetros utilizados en el análisis de estabilidad y en el diseño de la solución de estabilización del talud en cuestión.

#### **II.3.1 Descripción general del proyecto**

El proyecto consiste en reconformar una sección de carretera de lastre que se perdió por un deslizamiento ocurrido en el talud sobre el que se encuentra el trazo de la misma. Dicha carretera se encuentra en el distrito de Tabarcia, cantón Mora, provincia de San José, según se muestra en la Figura 47.



*Figura 47: Ubicación de la carretera y la zona del deslizamiento. Imagen tomada de Google Maps (Google, 2018).*

La topografía actual de la carretera, incluyendo la zona del deslizamiento, se muestra en la Figura 48. En la zona de deslizamiento se observa cómo se perdió parte de la carretera, la cual era originalmente de 6 m de ancho. Adicionalmente se indica el perfil topográfico correspondiente al talud con mayor pendiente en la zona de derrumbe, así como la ubicación de las obras aledañas (conformadas por establos) y las perforaciones realizadas en la exploración geotécnica.

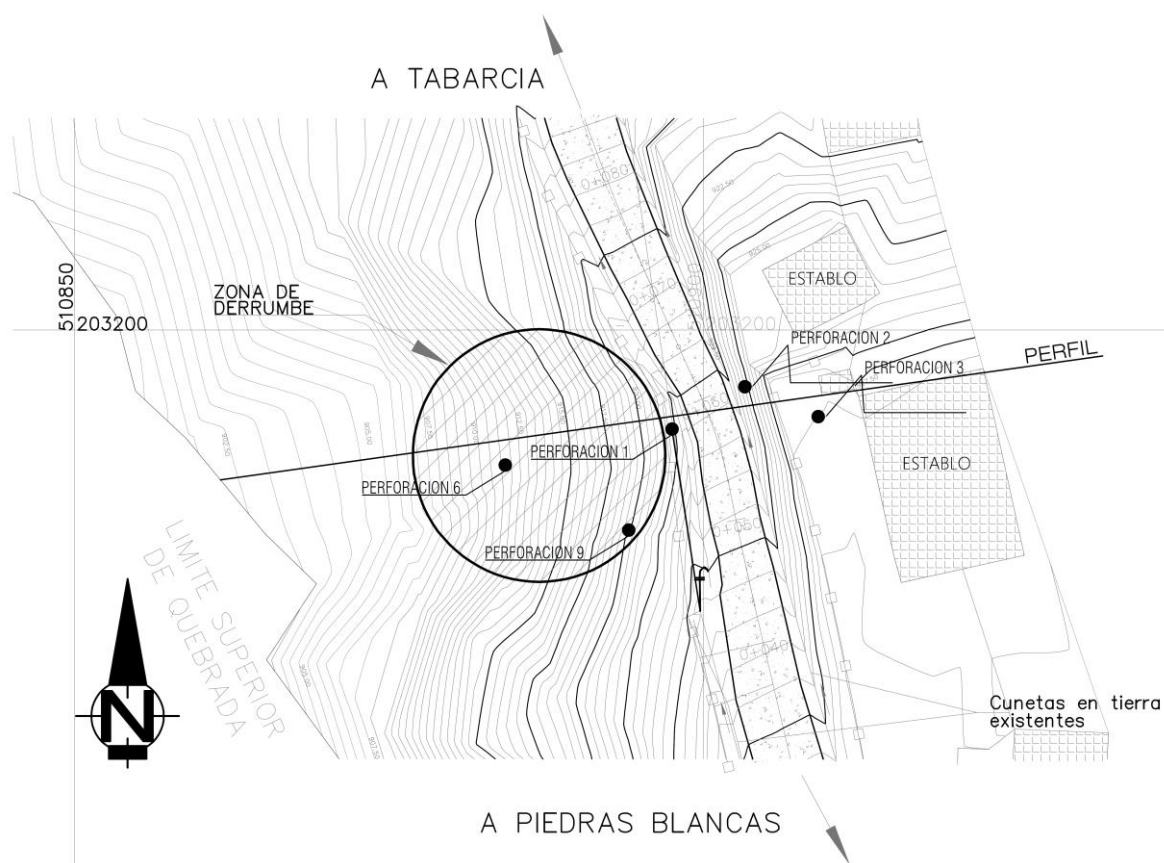


Figura 48: Curvas de nivel de la carretera y del deslizamiento. Elaborado por el autor.

En la Figura 49 se muestra el perfil topográfico correspondiente al talud con mayor pendiente en la zona de derrumbe, así como la ubicación y profundidad a la que se realizaron las perforaciones.

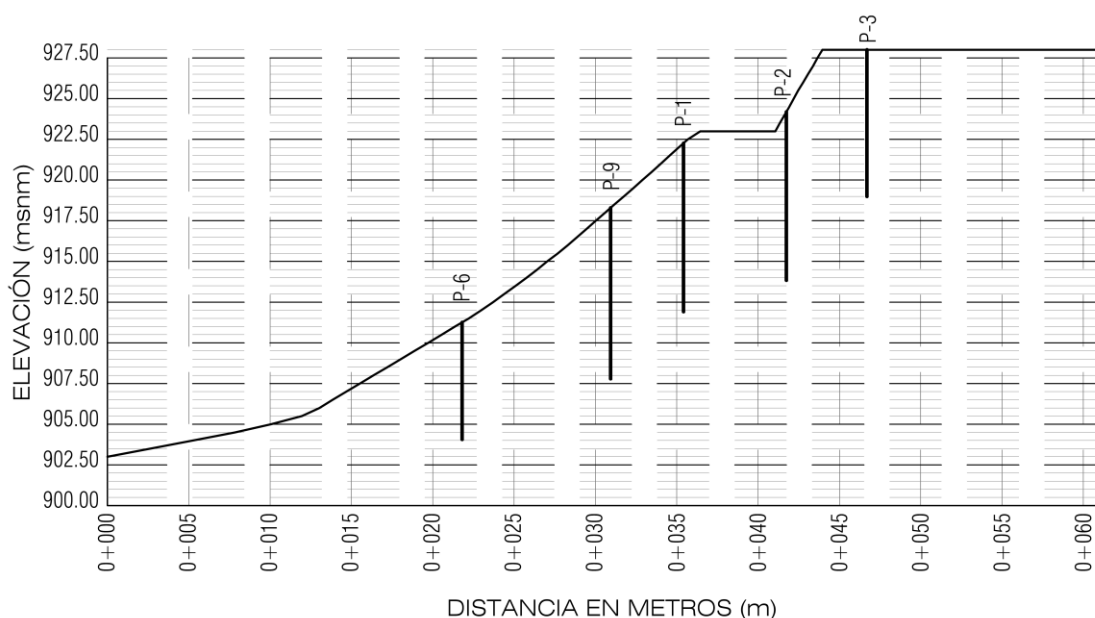


Figura 49: Perfil topográfico del terreno en zona de derrumbe. Elaborado por el autor.

### II.3.2 Cargas externas impuestas al terreno

Respecto a las cargas aplicadas sobre el talud, se encuentran las vehiculares, obtenidas de la tabla 3.11.6.4-2 del AASTHO (2017) como una carga adicional del terreno sobre la corona del muro. Dicha tabla indica que para muros de retención de altura mayor a 6 m (20ft), se debe considerar una sobrecarga de 0.6 m (2 ft) de altura. Considerando un peso específico del suelo de  $16.7 \text{ kN/m}^3$ , se define una sobrecarga vehicular de 11 kPa. Por otra parte, el peso de los establos sobre el terreno se estima en 10 kPa, considerando que están conformados por una losa de concreto, marcos de acero y techo liviano.

La amenaza sísmica se define a partir de lo indicado en la sección 2 del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (2011) y la Tabla 22. En la Tabla 24 se muestran los parámetros utilizados para definir la amenaza sísmica de diseño.

Tabla 24: Parámetros considerados para el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura.

Parámetro	Valor	Comentario
Zona sísmica	III	Tabla 2.1 CSCR-10
Tipo de sitio	S3	Sección 2.2 CSCR-10
Coefficiente sísmico	0.20g	Tabla 22

Por lo tanto, las acciones externas que afectan al talud se enlistan en la Tabla 25.

Tabla 25: Sobrecargas aplicadas al terreno en la zona del deslizamiento

Tipo de sobrecarga	Valor (kPa)
Vehicular	11
Establos	10
Sismo (horizontal)	0.2g

### II.3.3 Descripción geológica del sitio

Según el mapa geológico elaborado por Denyer y Arias (1990), la geología de la zona corresponde con la formación Grifo Alto, la cual se conforma por lavas basálticas, andesita-basálticas y tefríticas, así como flujos piroclásticos. Las capas superiores del terreno se conforman de suelos residuales.

Respecto a las amenazas geológicas que se presentan en el cantón de Mora, las mismas están relacionadas con la actividad sísmica de la zona, caracterizada por una alta recurrencia de eventos generados por fallas de tipo intraplaca como la de Jaris y Picagres las cuales son las más cercanas al sitio de estudio, como se nota en la Figura 50. Ambas fallas son de tipo transcurrente dextral y presentan un potencial de producir terremotos de hasta 7.0 Mw (Red Sismológica Nacional, 2018). En el año 1990, en la localidad de Piedras Negras, cantón de Mora se presentó un sismo histórico, con una magnitud de 5.7 Ms y que generó daños en al menos 268 viviendas, 100 heridos y 1 muerto (Red Sismológica Nacional, 2018).

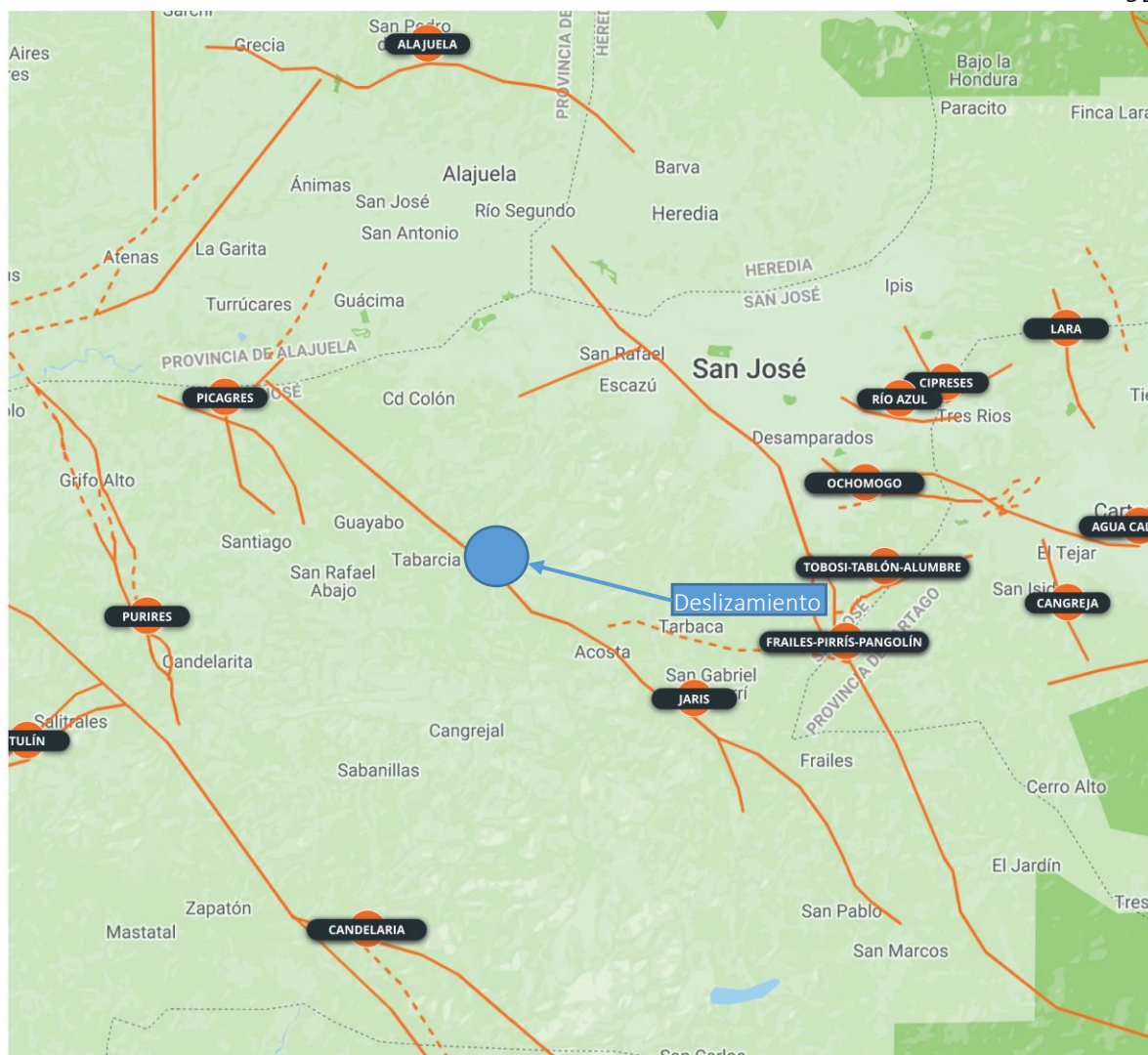


Figura 50: Fallas activas en la zona de estudio. Tomado de (Red Sismológica Nacional, 2018).

La alta sismicidad de la zona afecta caminos, puentes y acueductos, pues se pueden generar asentamientos diferenciales y deslizamientos ante sismos de magnitud mayor a 5 Mw. Adicionalmente, existe la posibilidad de que se generen avalanchas por el represamiento de los ríos y quebradas en las partes altas, producto de los deslizamientos (Comisión Nacional de Emergencias, 2018).

### II.3.4 Propiedades de los materiales presentes en el sitio de estudio

La investigación de campo consta de nueve perforaciones mediante el método de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés), de las cuales cinco se encuentran ubicadas cerca de la zona del deslizamiento, tanto en la parte inferior como superior del talud, tal y como se pudo observar en la Figura 48. Adicionalmente se realizaron dos perfiles de refracción sísmica, uno siguiendo la línea de la calle (de 100 m de longitud), y otro transversal a la misma (de 55 m de longitud), en una zona cercana al deslizamiento, a partir de los cuales se pudo verificar que la roca meteorizada se encuentra en la profundidad donde hubo rebote del equipo de perforación. Asimismo se definió el sitio como S3 para efectos de amenaza sísmica.

En la Tabla 26 se muestran los valores del número de golpes obtenidos según la profundidad de exploración y agrupados según la estratigrafía definida para el estudio realizado. A partir de dicha exploración se determinó que el nivel freático se encuentra por debajo de la profundidad máxima de exploración.

*Tabla 26: Valores de  $N_{SPT}$  obtenidos en los cinco puntos explorados cercanos a la zona del deslizamiento, según la profundidad de exploración.*

Descripción del material	P-1		P-2		P-3		P-6		P-9	
	Prof. (m)	$N_{SPT}$	Prof. (m)	$N_{SPT}$	Prof. (m)	$N_{SPT}$	Prof. (m)	$N_{SPT}$	Prof. (m)	$N_{SPT}$
Limo inorgánico de alta compresibilidad color café. Consistencia blanda	0.45	3	NA	NA	NA	NA	0.45	2	0.45	2
	0.9	2					0.9	2	0.9	2
	1.35	2					1.35	3	1.35	2
	1.8	2					1.8	5	1.8	5
	2.25	2								
	2.7	2								
Limo inorgánico de alta compresibilidad	3.15	6								
	3.6	11	0.45	4	0.45	17	2.25	5	2.25	10
	4.05	11	0.9	6	0.9	15	2.7	6	2.7	11
	4.5	11	1.35	4	1.35	10	3.15	10	3.15	12

Descripción del material	P-1		P-2		P-3		P-6		P-9	
	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>
color café.	4.95	14	1.8	5	1.8	7	3.6	10	3.6	15
Consistencia media	5.4	15	2.25	13	2.25	6				
	5.85	13	2.7	20	2.7	6				
	6.3	14	3.15	11	3.15	8				
	6.75	10	3.6	11	3.6	14				
	7.2	11	4.05	8	4.05	10				
	7.65	10	4.5	8	4.5	10				
	8.1	12	4.95	4	4.95	13				
	8.55	16	5.4	4	5.4	27				
			5.85	2	5.85	41				
			6.3	2	6.3	18				
			6.75	2	6.75	21				
			7.2	6	7.2	13				
			7.65	11	7.65	10				
			8.1	13	8.1	13				
		8.55	13							
		9	12							
		9.45	15							
Limo inorgánico de alta compresibilidad color café. Consistencia compacta	9	19	9.9	19	8.55	22	4.05	12	4.05	18
	9.45	17	10.35	21	9	25	4.5	28	4.5	28
	9.9	18	10.8	REB	9.45	REB	4.95	20	4.95	23
	10.35	19					5.4	21	5.4	27
	10.8	REB					5.85	22	5.85	29
							6.3	42	6.3	22
							6.75	59	6.75	28
							7.2	REB	7.2	29
									7.65	23
									8.1	21
									8.55	20
								9	27	
								9.45	30	
								9.9	37	
								10.35	50	
								10.8	REB	

En dicha exploración se utilizó un mazo de seguridad con rueda-operador, se aumentó el diámetro de la perforación y no se utilizó el “liner”.

El trabajo de laboratorio consistió en el análisis granulométrico de las muestras obtenidas en campo, así como la determinación de los límites de consistencia, la humedad natural y la gravedad específica de los suelos. Según dicho análisis, los suelos se clasifican como limos de alta compresibilidad (MH) según el sistema de clasificación SUCS. Las propiedades índices características de cada capa se muestran en la Tabla 27.

*Tabla 27: Propiedades índice de cada capa de suelo.*

Capa	Descripción del material	$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS	$N_{70}$ <sub>prom</sub>	Consistencia
1	Limo inorgánico café	16.7	17.7	56	40	16	MH	2	Blanda
2	Limo inorgánico café	16.7	17.7	56	40	16	MH	8	Media
3	Limo inorgánico café	17.2	18.1	53	34	19	MH	21	Compacta
4	Roca meteorizada	19.6	19.6	NA	NA	NA	NA	NA	Blanda

Las propiedades de la roca meteorizada mostradas en la tabla anterior son propuestas por el informe geotécnico a partir del resultado de otros estudios que han realizado en zonas cercanas, así como del valor de velocidad de onda  $V_p$  obtenido de los perfiles geofísicos, el cual es de 3200 m/s. El valor de  $N_{70}$  <sub>prom</sub> mostrados en la columna 8 se obtienen de aplicar la ecuación (25) a partir de los valores de  $\beta$  obtenidos de la Figura 44 para las características del equipo anteriormente mencionadas. Dichos valores de corrección se muestran en la Tabla 28.

*Tabla 28: Factores de eficiencia y de corrección para determinar el valor de  $N_{70}$ .*

Factor	Valor	Consideración
$\beta_H$	60	mazo de seguridad con rueda - operador
$\beta_B$	1	muestreador estandar
$\beta_S$	1	60 mm diámetro
$\beta_R$		aplica según profundidad

Los valores de  $N_{70}$  corregidos con los factores de la Tabla 28 se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 29: Valores de  $N_{70}$  para las 5 perforaciones cercanas a la zona del deslizamiento.

Descripción del material	P-1		P-2		P-3		P-6		P-9	
	Prof. (m)	$N_{70}$	Prof. (m)	$N_{70}$	Prof. (m)	$N_{70}$	Prof. (m)	$N_{70}$	Prof. (m)	$N_{70}$
Limo inorgánico de alta compresibilidad color café. Consistencia blanda	0.45	2	NA	NA	NA	NA	0.45	1	0.45	1
	0.9	1					0.9	1	0.9	1
	1.35	1					1.35	2	1.35	1
	1.8	1					1.8	3	1.8	3
	2.25	1								
	2.7	1								
Limo inorgánico de alta compresibilidad color café. Consistencia media	3.15	4								
	3.6	7	0.45	3	0.45	11	2.25	3	2.25	6
	4.05	8	0.9	4	0.9	10	2.7	4	2.7	7
	4.5	8	1.35	3	1.35	6	3.15	6	3.15	8
	4.95	10	1.8	3	1.8	5	3.6	6	3.6	10
	5.4	11	2.25	8	2.25	4				
	5.85	9	2.7	13	2.7	4				
	6.3	11	3.15	7	3.15	5				
	6.75	8	3.6	7	3.6	9				
	7.2	9	4.05	6	4.05	7				
	7.65	8	4.5	6	4.5	7				
	8.1	10	4.95	3	4.95	9				
	8.55	13	5.4	3	5.4	20				
			5.85	1	5.85	30				
			6.3	2	6.3	15				
			6.75	2	6.75	17				
			7.2	5	7.2	11				
			7.65	9	7.65	8				
		8.1	11	8.1	11					
		8.55	11							
		9	10							
		9.45	12							
Limo inorgánico de alta	9	15	9.9	15	8.55	18	4.05	9	4.05	13
	9.45	14	10.35	18	9	20	4.5	20	4.5	20

Descripción del material	P-1		P-2		P-3		P-6		P-9	
	Prof. (m)	N <sub>70</sub>	Prof. (m)	N <sub>70</sub>	Prof. (m)	N <sub>70</sub>	Prof. (m)	N <sub>70</sub>	Prof. (m)	N <sub>70</sub>
compresibilidad color café. Consistencia compacta	9.9	15	10.8	REB	9.45	REB	4.95	15	4.95	17
	10.35	16					5.4	15	5.4	20
	10.8	REB					5.85	16	5.85	21
							6.3	34	6.3	18
							6.75	48	6.75	23
							7.2	REB	7.2	24
							7.65	19	7.65	19
							8.1	17	8.1	17
							8.55	16	8.55	16
							9	22	9	22
							9.45	24	9.45	24
9.9	30	9.9	30							
10.35	43	10.35	43							
10.8	REB	10.8	REB							

Las propiedades mecánicas de los diferentes estratos de suelo se obtienen al considerar los valores de propiedades índice ( $N_{70 \text{ prom}}$ , IP y LL) mostrados en la Tabla 29 (y aplicando la ecuación (24) para los 3 estratos de suelo), en la Figura 43 para los estratos de suelo blando y en la Figura 42 para el estrato de suelo medio y compacto. Las propiedades mecánicas así obtenidas se muestran en la siguiente tabla.

*Tabla 30: Parámetros mecánicos de los estratos que conforman el terreno analizado.*

Descripción del material	Consistencia	$\sigma'_{n \text{ prom}}$ (kPa)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'_{\text{pico}}$ (°)	$c'_{\text{pico}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'_{\text{suav}}$ (°)
Limo inorgánico color café	Blanda	15	10.8	-	-	28
Limo inorgánico color café	Media	67	48.7	32	11	-
Limo inorgánico color café	Compacta	118	123.2	31	25	-
Roca blanda		-	196	196	20	-

### II.3.5 Modelo geotécnico

A partir de la información mencionada en los apartados anteriores se presenta en la Figura 51 el modelo geotécnico del sitio.

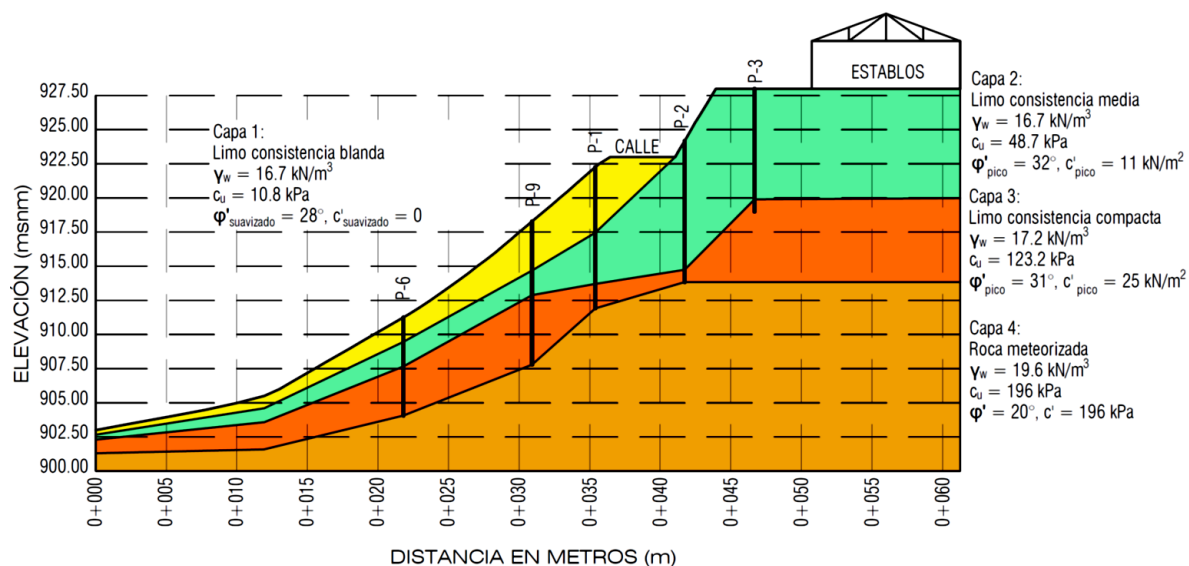


Figura 51: Modelo geotécnico del sitio. Elaborado por el autor.

### II.3.6 Modelación numérica del sitio

A continuación se muestra el modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante la falla global del terreno ante cargas estáticas (Figura 52) y estáticas y dinámicas (Figura 53 y Figura 54). Como se observan en las figuras respectivas, para el análisis ante cargas estáticas se utilizan los valores efectivos de los materiales, mientras que para el caso de cargas estáticas más sismo, a falta de los valores de la prueba triaxial CU, se realiza un análisis con los mismos valores efectivos (Figura 53) y otro con los valores de resistencia no consolidada no drenada (Figura 54). Estos valores corresponden con los mostrados en la Tabla 30.

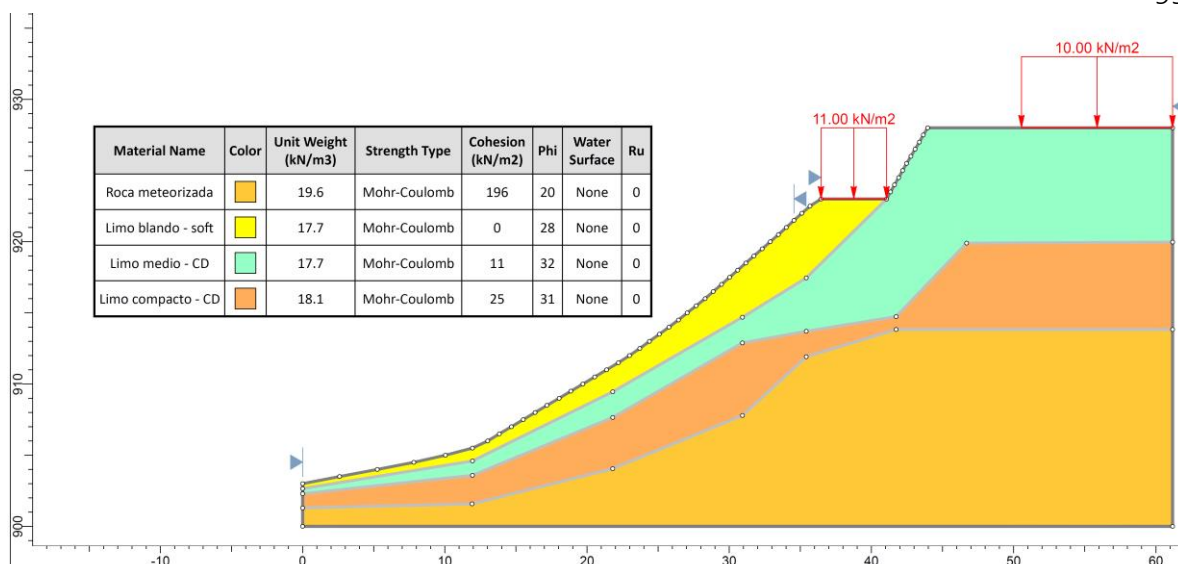


Figura 52: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas en el perfil natural del terreno, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

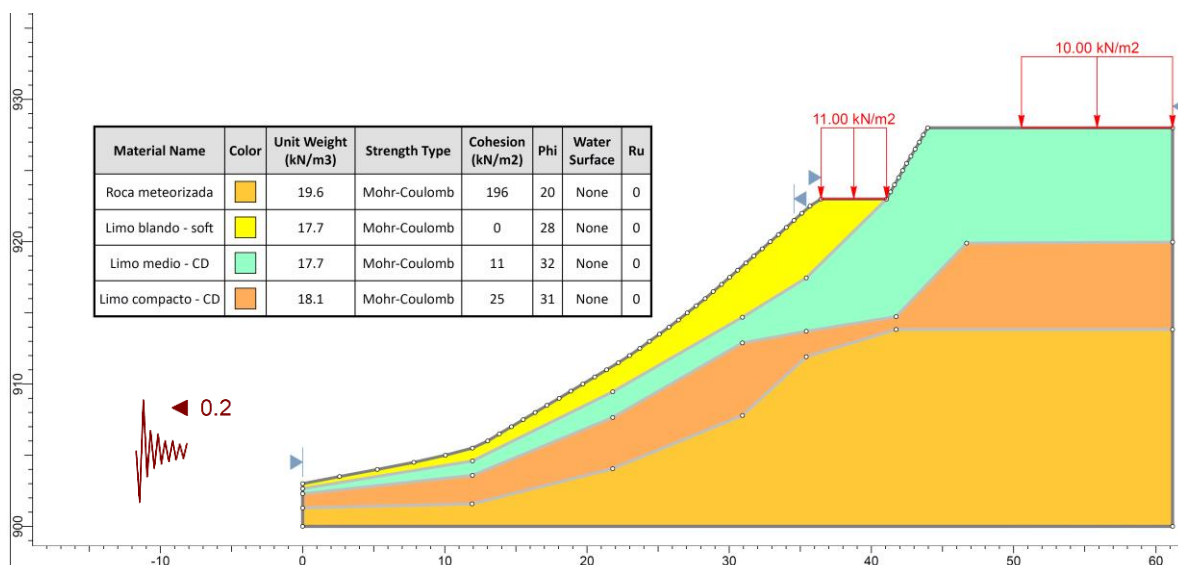


Figura 53: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas y sísmicas con parámetros efectivos (CD) en el perfil natural del terreno, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

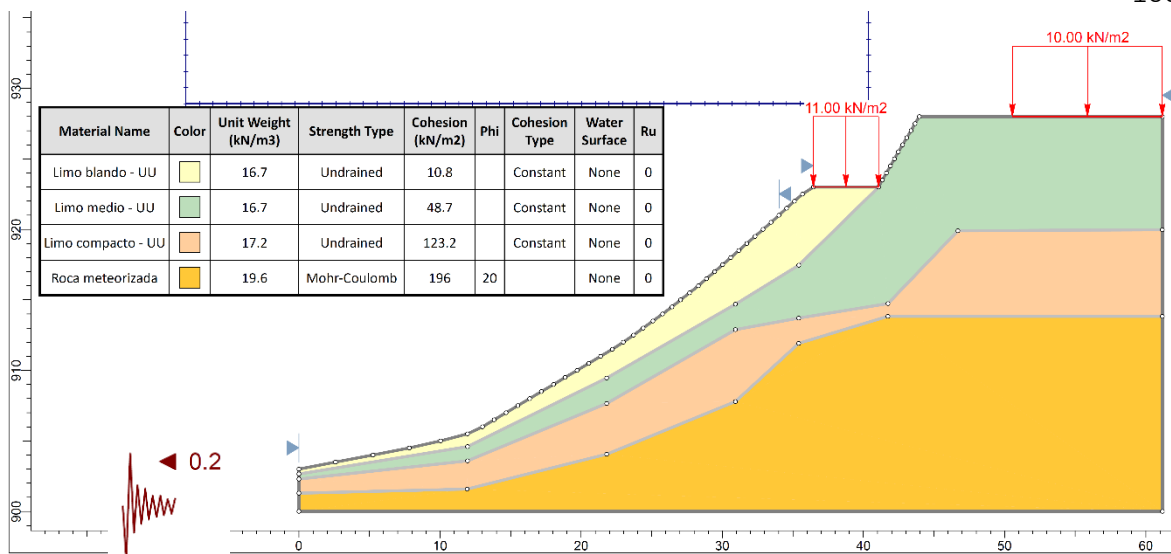


Figura 54: Modelo utilizado para el cálculo del factor de seguridad ante cargas estáticas y sísmicas con parámetros no drenados (UU) en el perfil natural del terreno, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

#### II.4 Análisis de estabilidad global del terreno y diseño del suelo cosido.

En esta sección se muestra el diseño del suelo cosido a implementarse en el terreno. Primeramente se realiza un análisis de estabilidad global del terreno natural. Posteriormente se realiza el mismo análisis considerando el aumento en el factor de seguridad ante el deslizamiento que aportan los elementos del suelo cosido (calculando la resistencia del anclaje ante falla por fluencia y extracción utilizando las ecuaciones (27) y (28)), de forma tal que se superen los factores de seguridad mínimos mostrados en la Tabla 21. Seguidamente se determina el empuje que presentará el terreno mediante el método de Coulomb expuesto en la sección II.2.3.1. El nivel de seguridad del diseño obtenido se corrobora con los resultados del programa SNAP-2 v3. Por último, se realiza un análisis de desplazamiento de bloque rígido según lo expuesto en la sección II.2.3.6, y se compara con los valores máximos indicados en dicha sección para verificar el estado de riesgo del talud estabilizado con suelo cosido.

### II.4.1 Estabilidad global del terreno natural

En la Figura 55, en la Figura 56 y en la Figura 57 se muestran las superficies de fallas críticas para los casos analizados de cargas estáticas y cargas estáticas más dinámicas indicadas en la sección anterior.

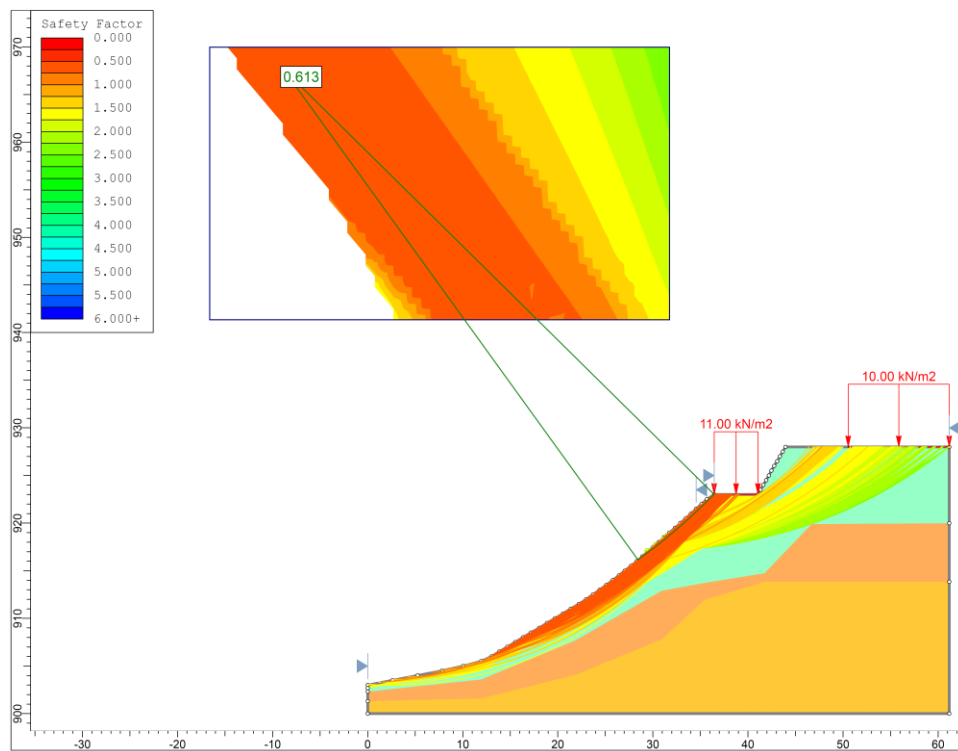


Figura 55: Superficie de falla crítica para el caso de cargas estáticas y parámetros CD, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

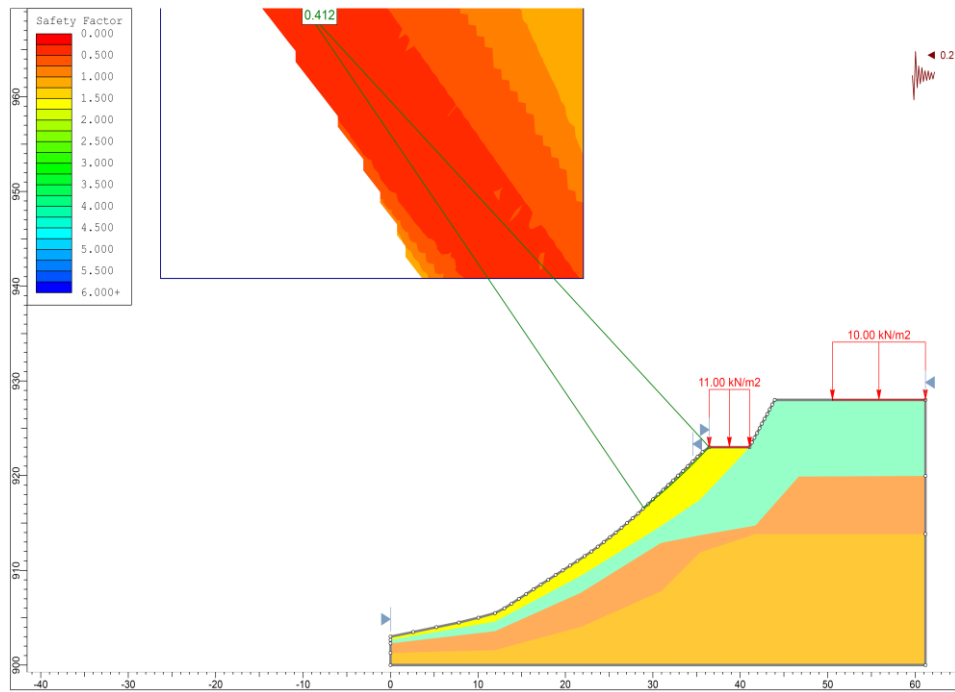


Figura 56: Superficie de falla crítica para el caso de cargas estáticas y dinámicas con parámetros CD, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

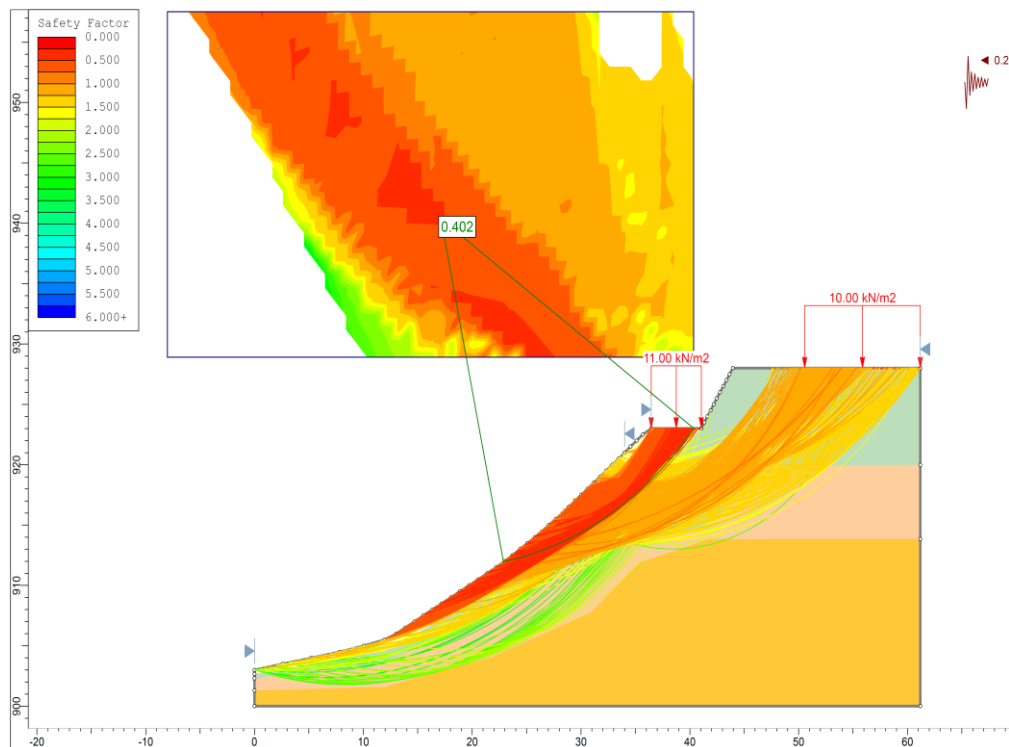


Figura 57: Superficie de falla crítica para el caso de cargas estáticas y dinámicas con parámetros UU, elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

Los factores de seguridad mínimos de cada caso se enlistan en la Tabla 31, donde se comparan con los factores de seguridad mínimos admisibles de la Tabla 21. De dicha tabla aplica la condición de riesgo de daño económico y ambiental medio y de riesgo de pérdida de vidas medio, al tratarse de una carretera de tránsito medio.

*Tabla 31: Factores de seguridad mínimos obtenidos de los análisis estabilidad global del terreno natural y factores de seguridad mínimos admisibles según el CGTLCR.*

Condición de carga	FS mínimo estabilidad	FS mínimo admisible
Estática	0.61	1.4
Estática más dinámica	0.40 – 0.41	1.05

A partir de la comparación de los factores de seguridad mínimo obtenidos del análisis de estabilidad y los valores mínimos admisibles, se concluye que el talud natural no es seguro. En la siguiente sección se muestra el análisis de estabilidad del talud reforzado con el suelo cosido.

#### **II.4.2 Análisis de estabilidad global del terreno reforzado con el método de suelo cosido.**

La geometría propuesta para el sistema de suelo cosido se muestra en la Figura 58. En la misma se muestra la longitud de los anclajes. Los anclajes están conformados por varilla #6 grado 60 ( $f_y = 412 \text{ MPa}$ ,  $A_s = 2.85 \text{ cm}^2$ ) separados tanto vertical como horizontalmente 1.5 m y anclados al terreno con lechada en perforaciones de 10 cm de diámetro. En la Tabla 32 se muestra la resistencia admisible a la tracción y extracción de los anclajes, calculados a partir de las ecuaciones (27) y (28) y los valores de  $c_u$  de la Tabla 30. Como se verá posteriormente, con el fin de cumplir con el FS ante carga dinámica y parámetros UU es necesario aumentar en 3 m la longitud de los anclajes de las dos filas superiores, quedando los mismos en 12 m de longitud.

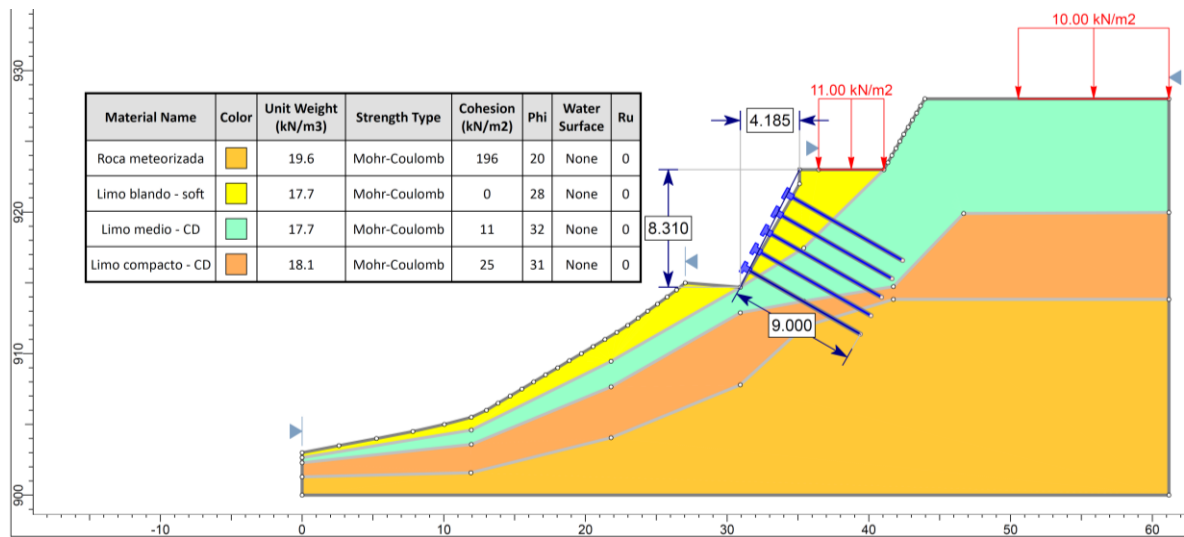


Figura 58: Geometría modificada del terreno y de los elementos del sistema de suelo cosido (cotas en m). Elaborado por el autor.

Tabla 32: Resistencia última a la tracción y extracción de los anclajes. Elaborado por el autor.

Tipo de falla	Valor
Tracción	117 kN
Extracción	10 kN /m lineal (limo medio)
	26 kN /m lineal (limo medio)
	41 kN /m lineal (limo medio)

En la Figura 59, en la Figura 60 y en la Figura 61 se muestran las superficies de fallas críticas para los casos analizados de cargas estáticas y cargas estáticas más dinámicas para el terreno reforzado con suelo cosido, así como las fuerzas a tracción máxima desarrolladas en los anclajes.

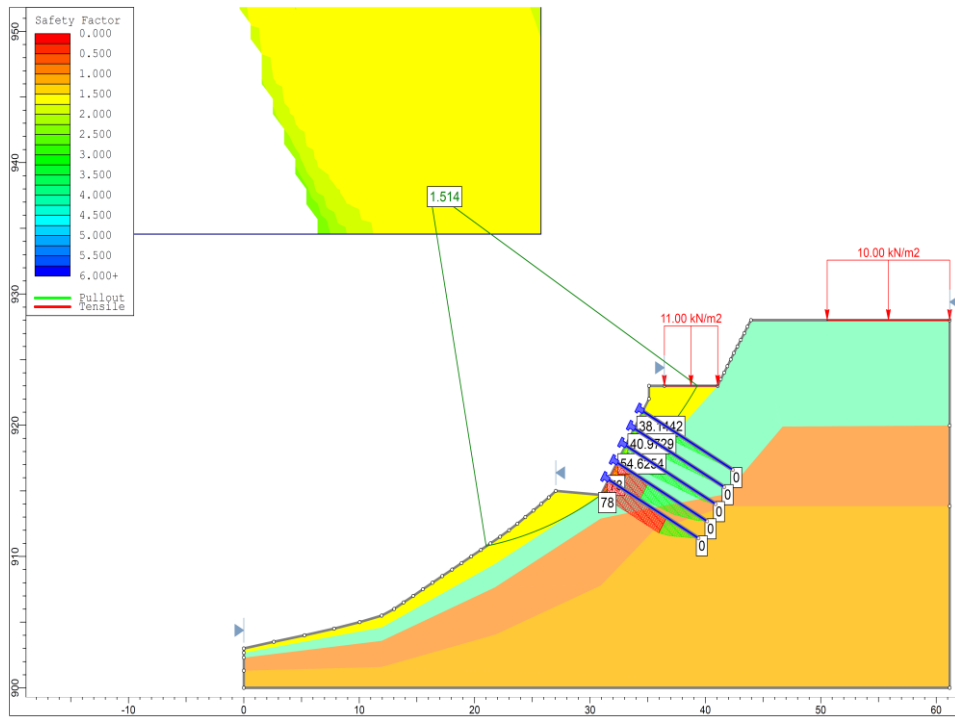


Figura 59: Superficie de falla crítica para el talud reforzado y para el caso de cargas estáticas, así como fuerzas en los anclajes. Modelo elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

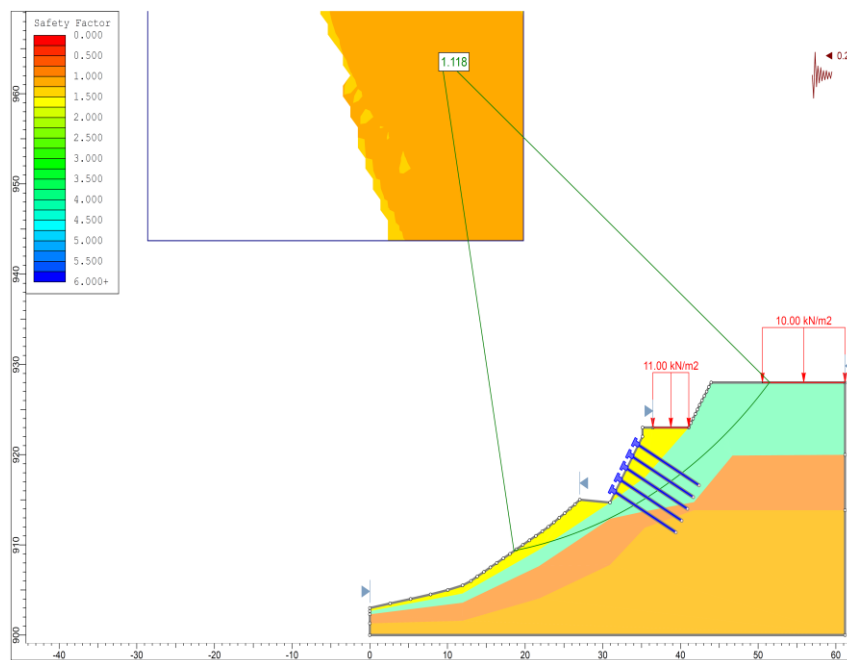


Figura 60: Superficie de falla crítica para el talud reforzado y para el caso de cargas estáticas y sismo, parámetros CD, así como fuerzas en los anclajes. Modelo elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

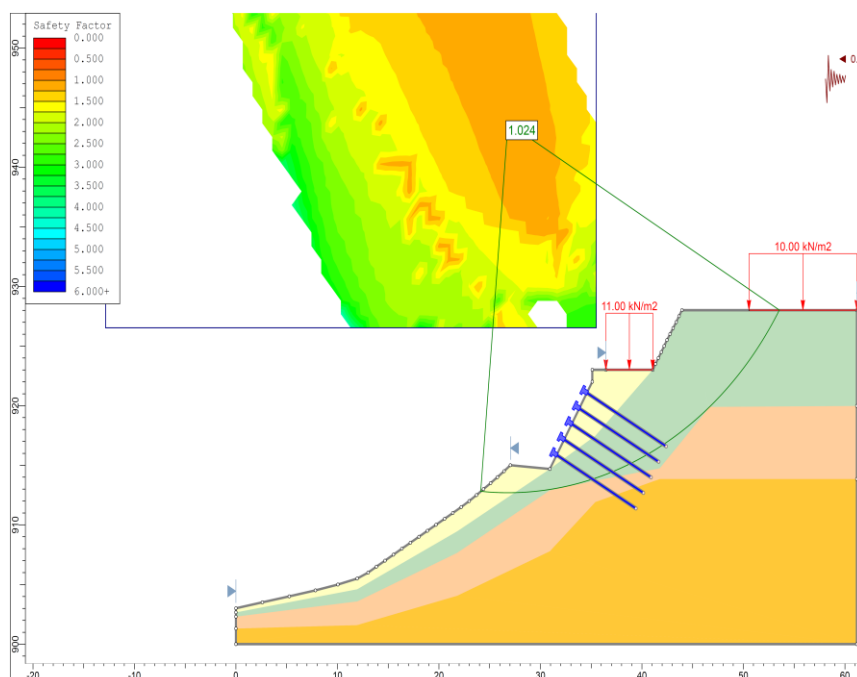


Figura 61: Superficie de falla crítica para el talud reforzado y para el caso de cargas estáticas y sismo, parámetros UU, así como fuerzas en los anclajes. Modelo elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

Los factores de seguridad mínimos para el talud reforzado y para cada caso de carga se enlistan en la Tabla 33, donde se comparan con los factores de seguridad mínimos admisibles de la Tabla 21.

Tabla 33: Factores de seguridad mínimos obtenidos de los análisis estabilidad global del terreno natural y factores de seguridad mínimos admisibles según el CGTLCR.

Condición de carga	FS mínimo estabilidad	FS mínimo admisible
Estática	1.51	1.4
Estática más dinámica	1.02 – 1.12	1.05

A partir de la comparación de los factores de seguridad mínimo obtenidos del análisis de estabilidad y los valores mínimos admisibles, se concluye que el sistema de suelo cosido considerado no genera un talud seguro ante falla global. Por lo tanto, se realiza el aumento de 3 m de longitud de los anclajes de las dos filas superiores. El resultado del análisis de estabilidad global se muestra en la Figura 62. Para dicha condición el FS es 1.057, mayor al

valor mínimo, por lo que se concluye que es necesario colocar anclajes de 12 m de longitud en las dos filas superiores de anclajes.

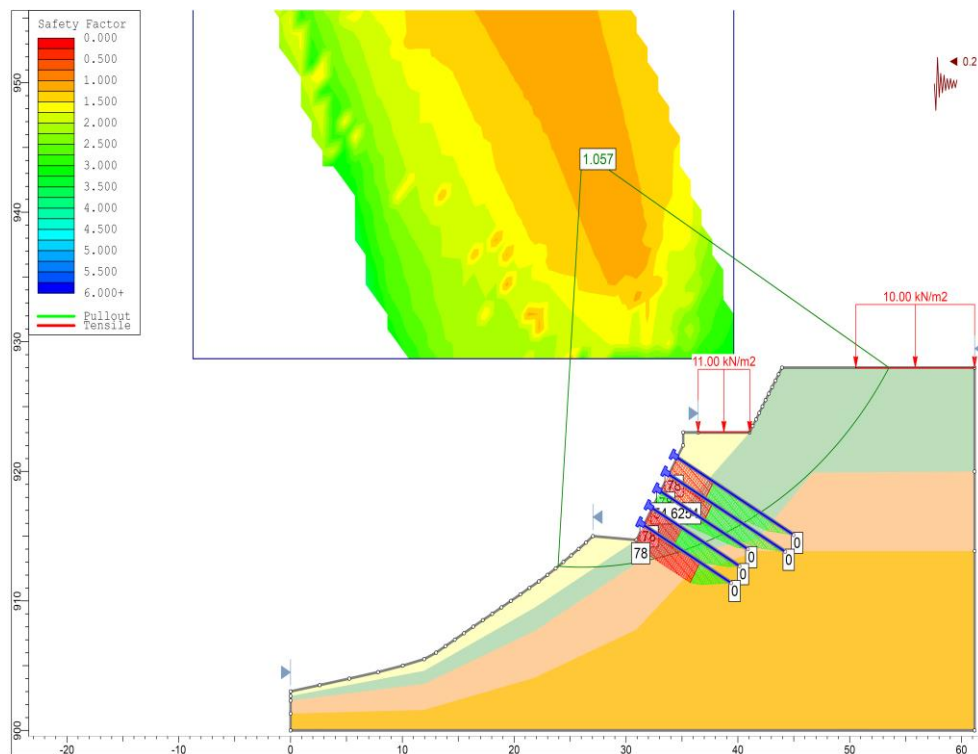


Figura 62: Superficie de falla crítica para el talud reforzado y para el caso de cargas estáticas y sismo, parámetros UU, así como fuerzas en los anclajes, considerando anclajes de 12 m de longitud en las dos filas superiores. Modelo elaborado en el programa Slide® de la empresa Rocscience.

#### II.4.3 Empuje de tierra sobre pantalla de concreto del sistema de suelo cosido y fuerzas en los anclajes mediante el método de Coulomb

En la Figura 63 se muestran las superficies de falla analizadas mediante el método de Coulomb.

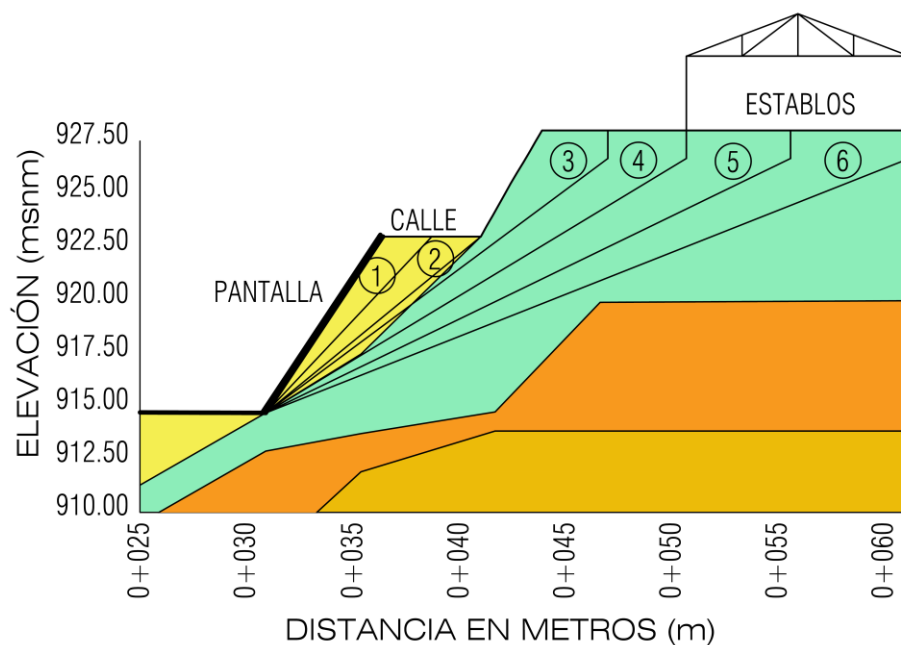


Figura 63: Superficies de falla analizadas mediante el método de Coulomb.

Las fuerzas de empuje se obtienen a partir del análisis vectorial mostrado en la Figura 45, considerando que  $C'$  es cero para el caso de resistencia suavizada del terreno. Los valores obtenidos para las diferentes cuñas de falla, tanto para el caso de cargas estáticas como el de cargas estáticas más sismo se muestran en la Tabla 34.

Tabla 34: Fuerzas de empuje actuando sobre el muro para el caso de cargas estáticas y cargas estáticas más sismo, según la metodología de Coulomb.

Caso	Cargas estáticas						Cargas estáticas más Sismo		
	W (kN)	$W_{vehicular}$ (kN)	$W_{establo}$ (kN)	C (kN)	F (kN)	E (kN)	$W*ah$ (kN)	F (kN)	E (kN)
1	169.5	25.3	0	0	265	102	33.903	296	155
2	326.9	50.6	0	0	444	<b>105</b>	65.374	495	<b>194</b>
3	655.4	50.6	0	135.3	0	0	131.08	71.5	14.7
4	1069.0	50.6	0	254.76	0	0	213.8	0	0
5	1706.1	50.6	52	305.25	0	0	341.21	0	0
6	2341.5	50.6	104	357.94	0	0	468.29	0	0

A partir de los resultados mostrados en la tabla anterior, se concluye que el empuje activo ante cargas estáticas es de 105 kN, relacionado con la superficie de falla 4. El empuje de sismo es de  $194 - 105 = 89$  kN. Al distribuir el empuje activo ante cargas estáticas como una presión triangular que inicia en cero en la superficie y es máximo en la base de la pantalla, y el empuje por sismo como una presión de forma trapezoidal cuyo centroide se encuentra a 0.6 veces la altura H de la pantalla desde la base de la misma, y multiplicar dichas presiones por 1.5 m de ancho tributario, se obtienen las fuerzas que deben soportar los anclajes (F est. y F sis. respectivamente). Las mismas, la resistencia (Resist.) y sus FS ante los diferentes modos de falla (estático y dinámico) se muestran en la Tabla 35.

*Tabla 35: Fuerzas en los anclajes debido al empuje activo y al empuje por sismo, así como resistencia y factores de seguridad asociados al tipo de combinación de carga, considerando fuerza de sismo aplicada a 0.6H.*

Fila	z (m)	F est. (kN)	F sis. (kN)	F est+sis (kN)	Extracción						Tracción		
					Lcapa 2 (m)	Lcapa 3 (m)	Lroca (m)	Resist. (kN)	FS est.	FS din.	Resist. (kN)	FS est.	FS din.
1	2	16	36	51	6.5	2.7	0	136.0	8.7	2.6	117	7.6	2.3
2	3.3	20	23	43	6.5	3	0	143.7	7.3	3.3	117	6.0	2.7
3	4.6	27	20	47	5.3	1.5	0	92.8	3.4	2.0	117	4.3	2.5
4	5.9	35	16	51	4.4	1.8	1.36	147.2	4.2	2.9	117	3.3	2.3
5	7.2	43	12	54	3.43	2.25	2.6	199.8	4.7	3.7	117	2.7	2.2

Por otra parte, se muestra en la Tabla 36 el resultado de aplicar la fuerza de sismo a una altura de 0.37H.

*Tabla 36: Fuerzas en los anclajes debido al empuje activo y al empuje por sismo, así como resistencia y factores de seguridad asociados al tipo de combinación de carga, considerando fuerza de sismo aplicada a 0.37H.*

Fila	z (m)	F est. (kN)	F sis. (kN)	F est+sis (kN)	Extracción						Tracción		
					Lcapa 2 (m)	Lcapa 3 (m)	Lroca (m)	Resist. (kN)	FS est.	FS din.	Resist. (kN)	FS est.	FS din.
1	2	16	11	26	6.5	2.7	0	136.0	8.7	5.2	117	7.6	4.5
2	3.3	20	17	37	6.5	3	0	143.7	7.3	3.9	117	6.0	3.2
3	4.6	27	24	52	5.3	1.5	0	92.8	3.4	1.8	117	4.3	2.3
4	5.9	35	31	66	4.4	1.8	1.36	147.2	4.2	2.2	117	3.3	1.8
5	7.2	43	38	81	3.43	2.25	2.6	199.8	4.7	2.5	117	2.7	1.5

En la Tabla 37 se muestran los FS mínimos obtenidos de las dos tablas anteriores para el caso de cargas estáticas y dinámicas y se comparan con los valores admisibles indicados en la Tabla 32.

*Tabla 37: FS mínimos y FS admisibles para los dos tipos de falla de los anclajes.*

Tipo de Falla	Tipo de carga	FS mínimo	FS Admisible
Extracción del bulbo	Estática	3.4	2.0
	Estática + dinámica	1.8	1.5
Tracción de la varilla	Estática	2.7	1.8
	Estática + dinámica	1.5	1.35

De los resultados de FS indicados en la tabla anterior se concluye que los anclajes calculados para cumplir con la estabilidad global del terreno resisten adecuadamente los empujes activos y por sismo calculados mediante la metodología de Coulomb.

#### **II.4.4 Verificación del diseño de los anclajes mediante el software SNAP-2 v3**

El modelo geotécnico y el sistema de suelo cosido se introdujeron en el software SNAP-2 v3, con el fin de validar el diseño realizado. En la Figura 64 se muestra el modelo realizado en el programa, así como las superficies de falla con factor de seguridad mínimo para el caso de cargas estáticas. En la Figura 65 se muestra la superficie de falla mínima asociada al caso de cargas estáticas y sismo. En ambas figuras no se aprecian las sobrecargas vehiculares ni del establo, aunque las mismas sí están consideradas en el modelo. Por otra parte, solo se consideraron los parámetros CD en el modelo.

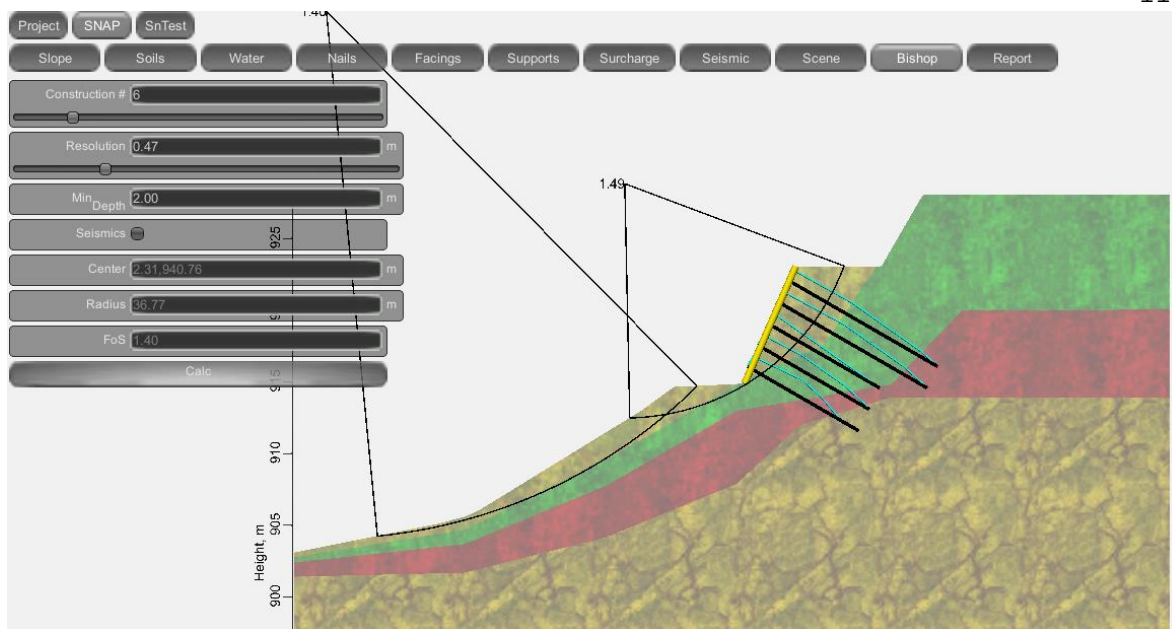


Figura 64: Modelo elaborado en el programa SNAP-2 v3, mostrando la estratigrafía, anclajes, fuerzas en los anclajes y superficie de falla con factor de seguridad mínimo para el caso de carga estática.

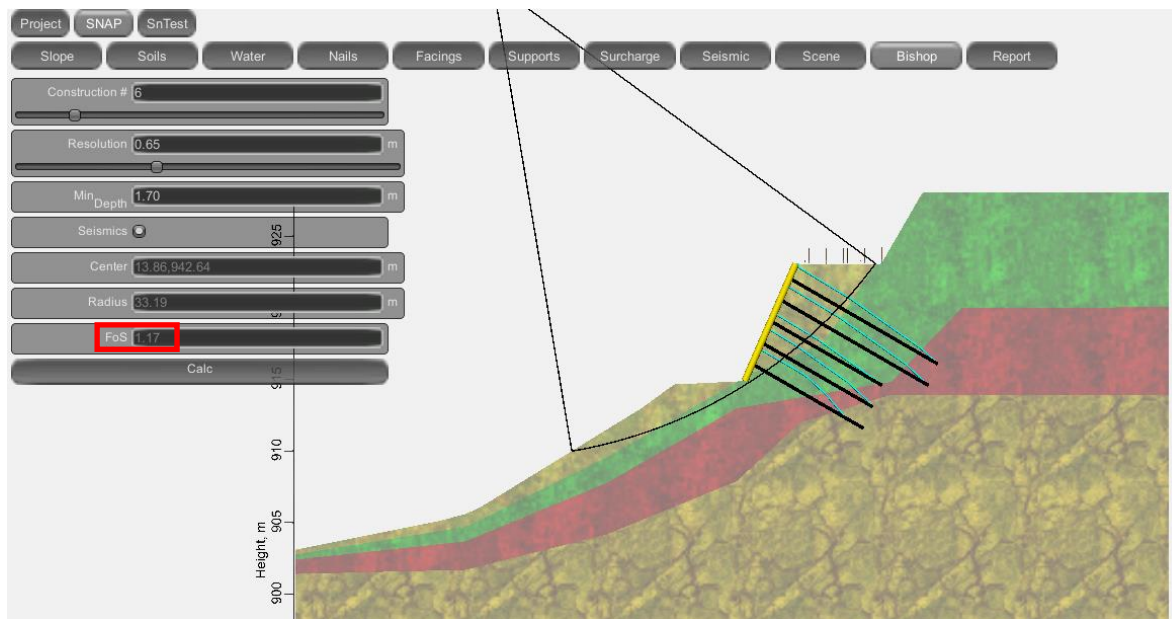


Figura 65: Modelo elaborado en el programa SNAP-2 v3, mostrando la estratigrafía, anclajes, fuerzas en los anclajes y superficie de falla con factor de seguridad mínimo para el caso de carga estática y sismo.

En la Tabla 38 se muestran los factores de seguridad obtenidos del análisis realizado en el programa.

*Tabla 38: Factores de seguridad mínimos obtenidos a partir del análisis en el programa SNAP-2 v3 y factores de seguridad mínimos admisibles.*

Criterio	Condición de carga	FS análisis	FS admisible
Estabilidad global	Estática	1.44	1.4
	Estática más sismo	1.17	1.05
Deslizamiento masa suelo reforzado	Estática	1.6	1.5
	Estática más sismo	1.2	1.1
Capacidad de soporte terreno	Estática	13.1	3.0
	Estática más sismo	5.8	2.0

De los resultados mostrados en la tabla anterior se concluye que el diseño del suelo cosido realizado es seguro.

#### **II.4.5 Diseño de anclajes por corrosión**

De la ecuación (29), considerando una vida útil del suelo cosido de 50 años, se tiene que el diámetro de las varillas debe aumentarse en 0.36cm, por lo que es necesario pasar de varilla #6 (diámetro de 1.9 cm) a varilla #7 (diámetro de 2.2 cm) para considerar el espesor de sacrificio.

#### **II.4.6 Análisis de desplazamiento de bloque rígido mediante el método propuesto por Newmark**

Se realizó el análisis de bloque rígido del terreno estabilizado con suelo cosido. Para ello primero se define el valor de aceleración horizontal de fluencia  $a_y$  de la masa de terreno reforzado. Esto se realiza variando el valor de  $k_h$  en el análisis de estabilidad mostrado en la Figura 62 y obteniendo el valor de FS mínimo. Estos valores se grafican y se obtiene el  $a_y$

asociado a un FS de 1. Esto se muestra en la Figura 66, de la cual se obtiene un valor de  $a_y$  de 0.243 g.

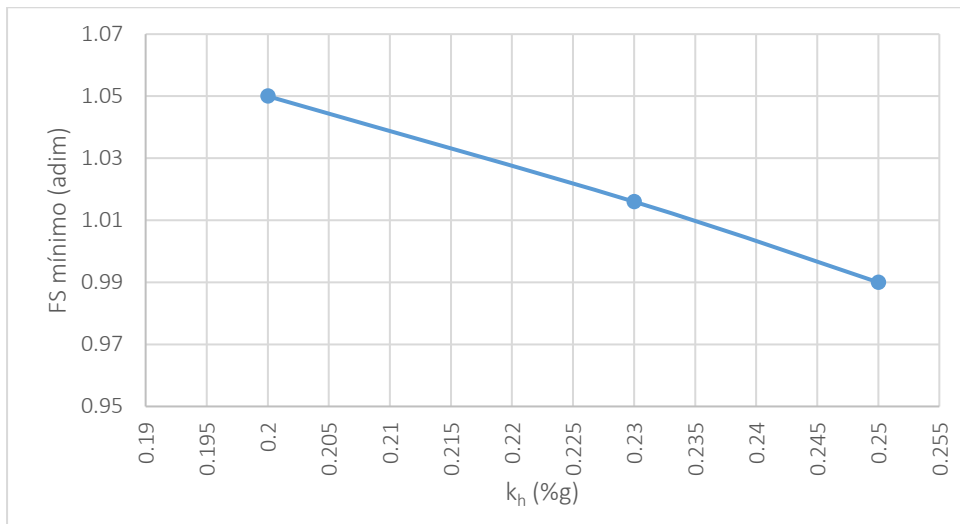


Figura 66: Pares de valores de  $k_h$  y FS mínimo obtenidos del análisis de estabilidad global.

Posteriormente, se procede a realizar el cálculo de la velocidad y desplazamiento que sufrirá el bloque ante el sismo de Piedras Negras del 22 de diciembre de 1990. En la Figura 67 se muestra el acelerograma de dicho sismo, así como el valor de  $a_y$  obtenido para el talud reforzado.

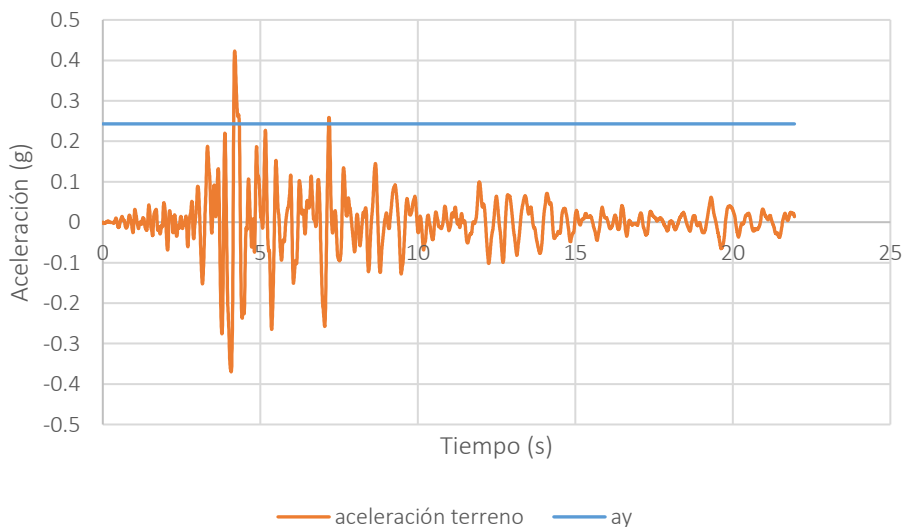
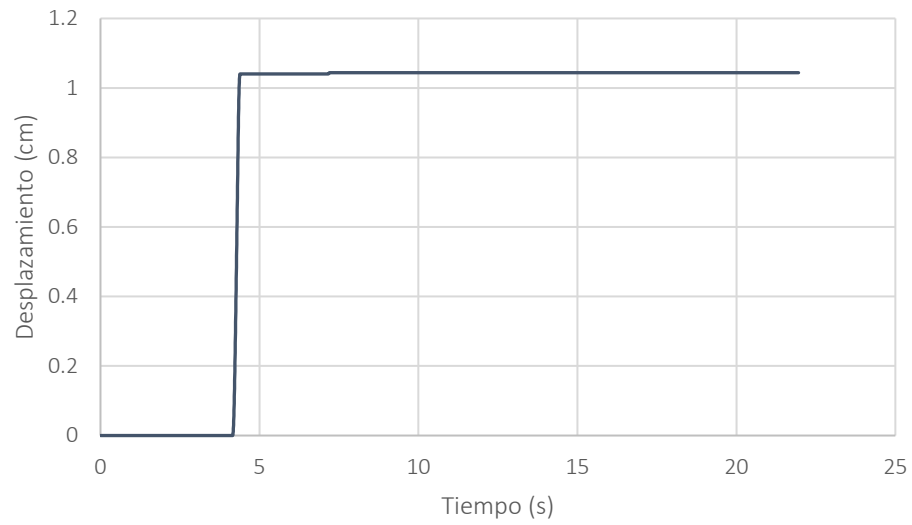


Figura 67: Acelerograma del sismo de Piedras Negras del 22 de diciembre de 1990 registrado en la estación CIPET, dirección E. Elaborado por el autor.

De la figura anterior se nota que solo hay dos pulsos que sobrepasan el valor de  $0.243g$  correspondiente a  $a_y$ . El desplazamiento total del bloque rígido se muestra en la Figura 68. En la Figura 69 se muestra el análisis realizado para el bloque rígido en el primer pulso que sobrepasa  $a_y$ .



*Figura 68: Desplazamiento de bloque rígido del talud estabilizado ante el sismo de Piedras Negras de 1990. Elaborado por el autor.*

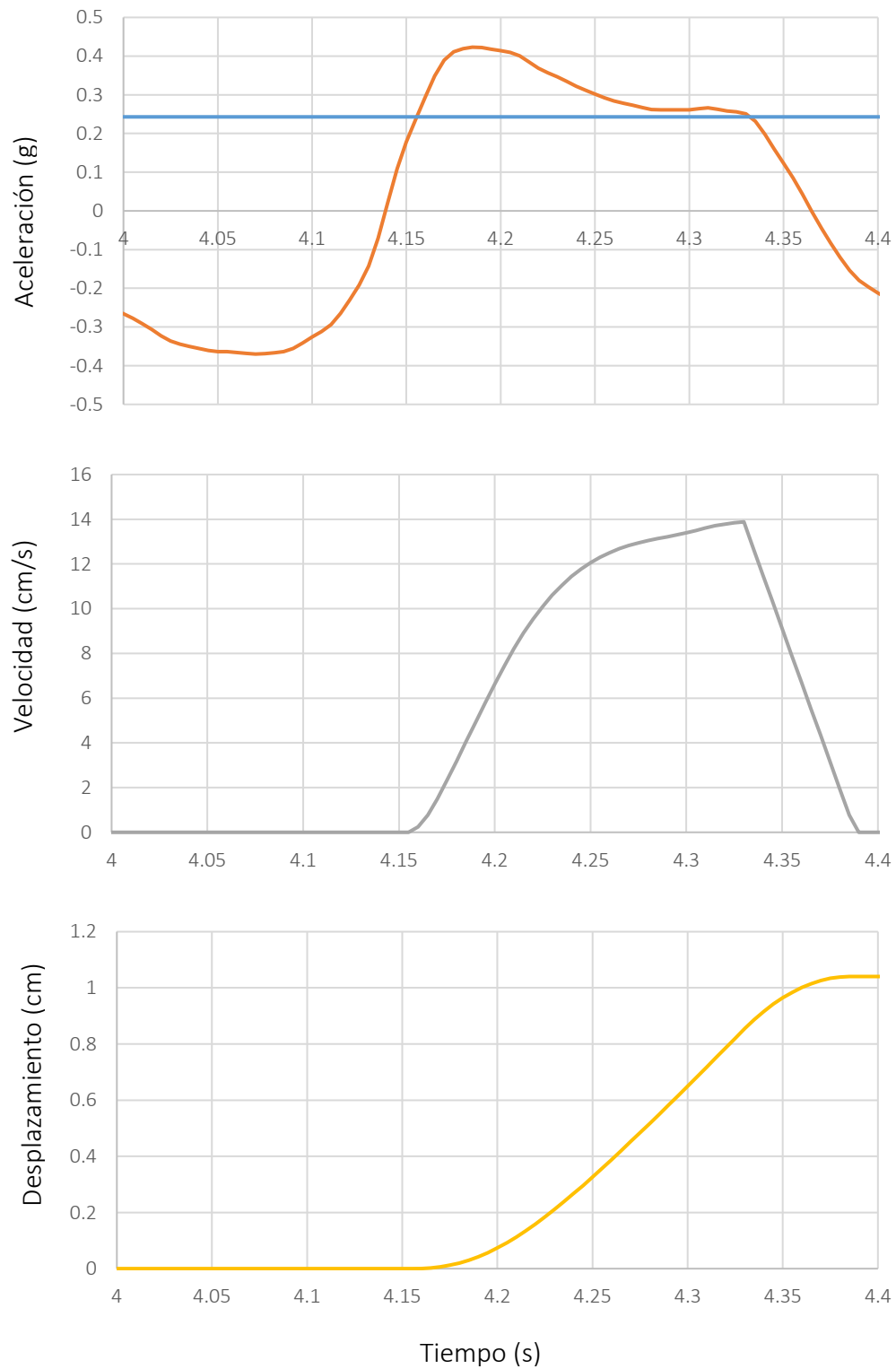


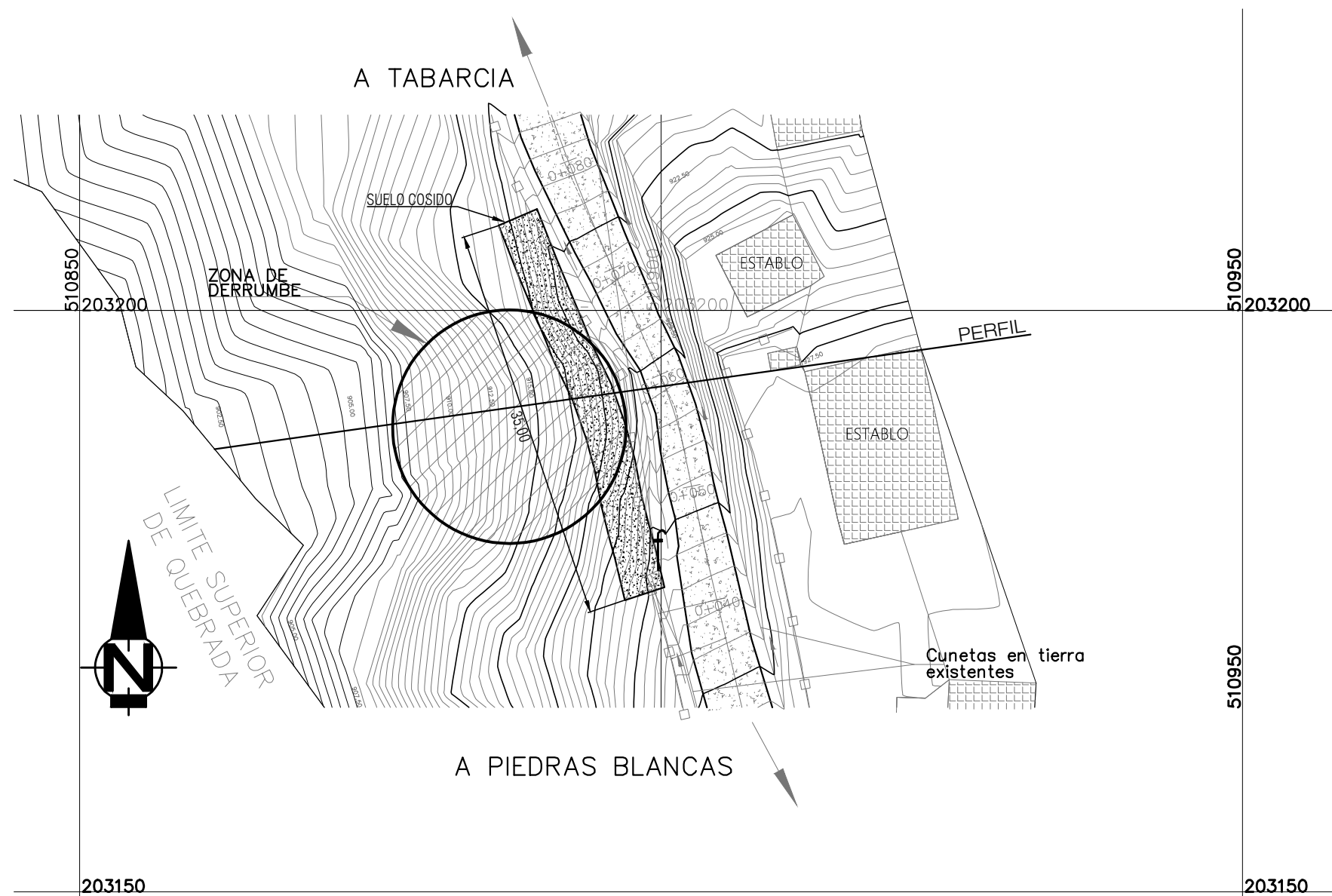
Figura 69: Aceleración del terreno acotada, velocidad y desplazamiento del bloque calculados según el método de Newmark para el primer pulso del sismo de Piedras Negras que sobrepasa el valor de  $a_y$ . Elaborado por el autor.

El valor del desplazamiento del bloque deslizante máximo obtenido es de 1.044 cm. Según lo indicado en la sección II.2.3.6, la probabilidad que presenta el talud ante la falla es baja, pues dicho desplazamiento del método de Newmark es menor a 5 cm. Por lo tanto, se concluye que el diseño del suelo cosido es seguro ante eventos sísmicos semejantes al que se presentó en la localidad de Piedras Negras el 22 de diciembre de 1990.

## *II.5 Planos constructivos de la solución*

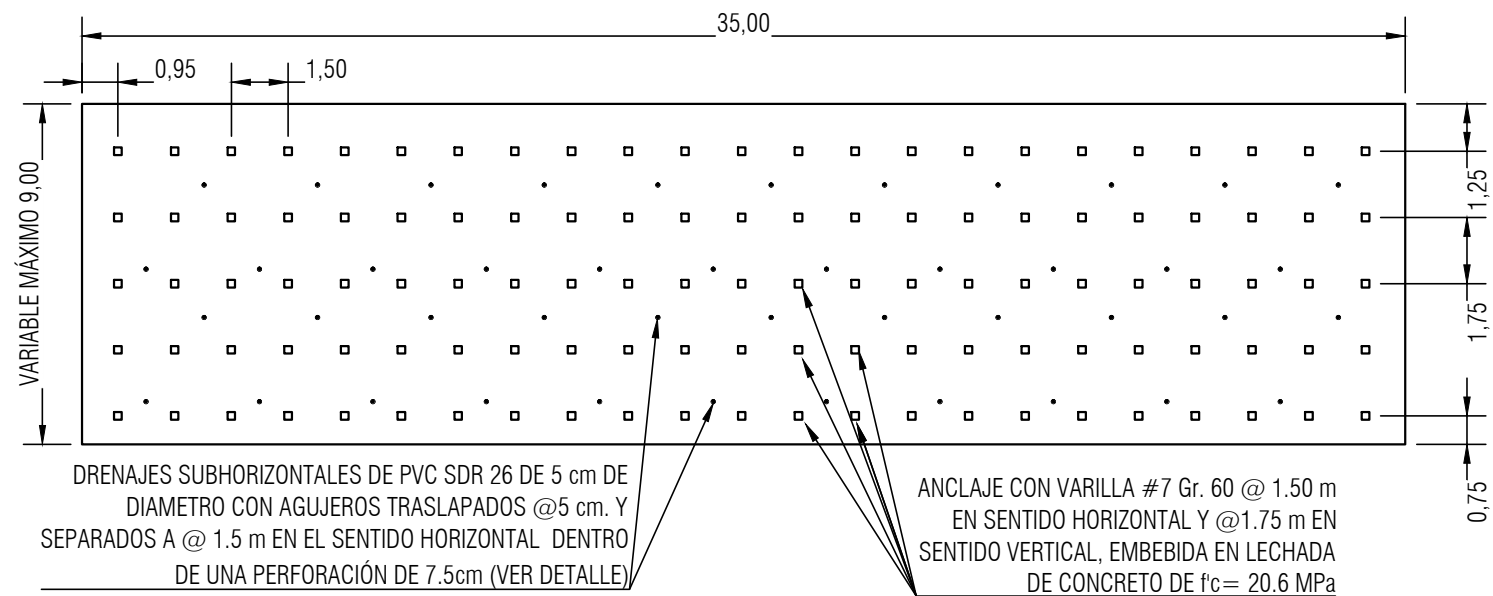
En las siguientes páginas se muestran los planos constructivos para llevar a cabo la construcción del reforzamiento de suelos mediante el uso de suelo cosido para reconformar la zona donde la carretera sufrió deslizamiento.

PROYECTO:  
**REFORZAMIENTO DE TERRENO MEDIANTE SUELO COSIDO**  
**TABARCIA DE MORA**



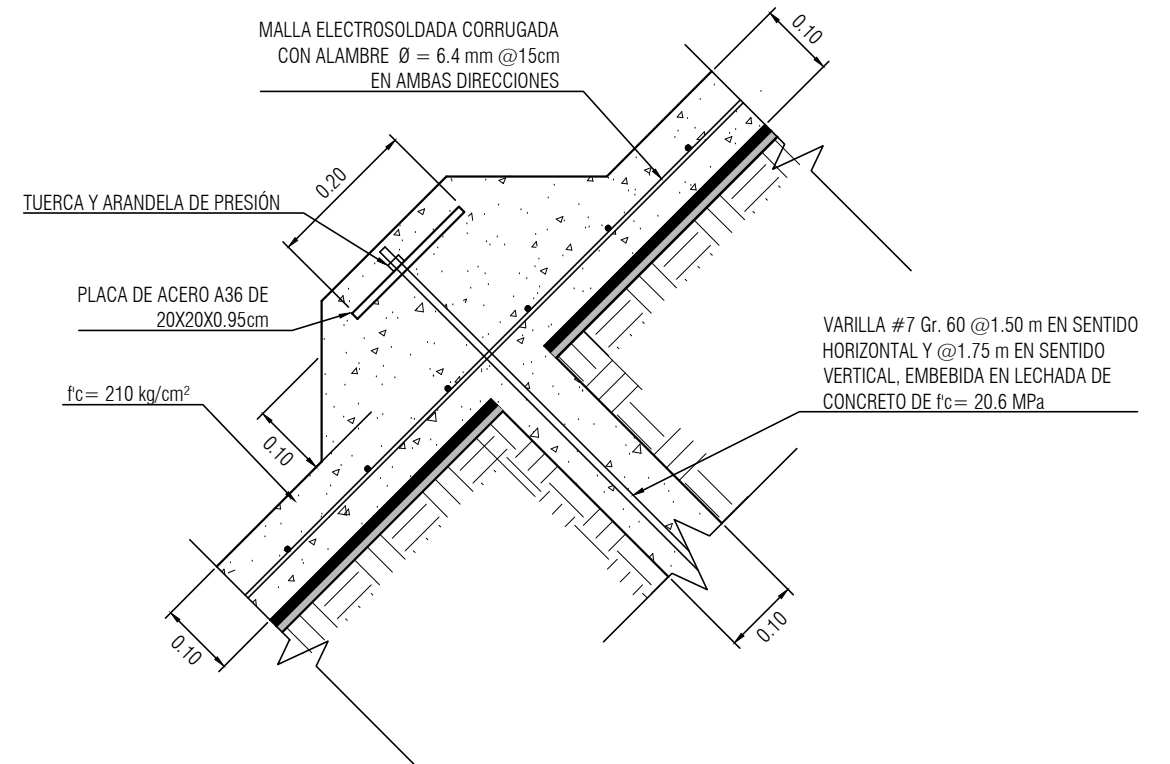
UBICACIÓN SUELO COSIDO  
 ESCALA 1:500

CONTENIDO: -UBICACIÓN SISTEMA SUELO COSDO	
FECHA	LÁMINA
NOVIEMBRE 2018	01



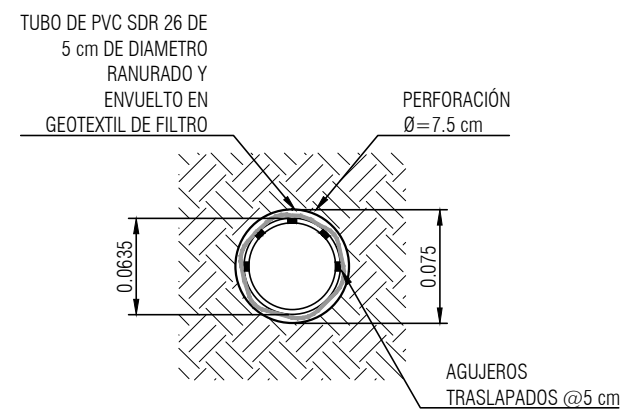
## VISTA FRONTAL SISTEMA SUELO COSIDO

ESCALA 1:200

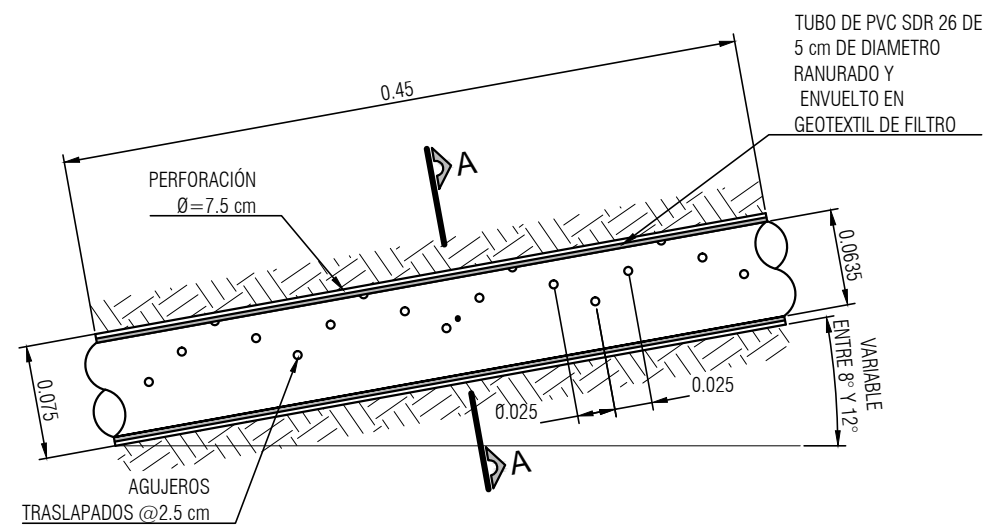


## DETALLE DE ANCLAJE

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:10



## SECCIÓN A-A



## DETALLE TIPICO DRENAJE

## SECCIONES DE DRENAJE

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:5

CONTENIDO:

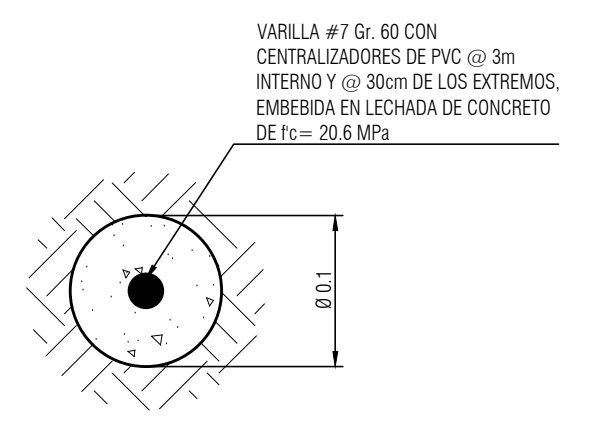
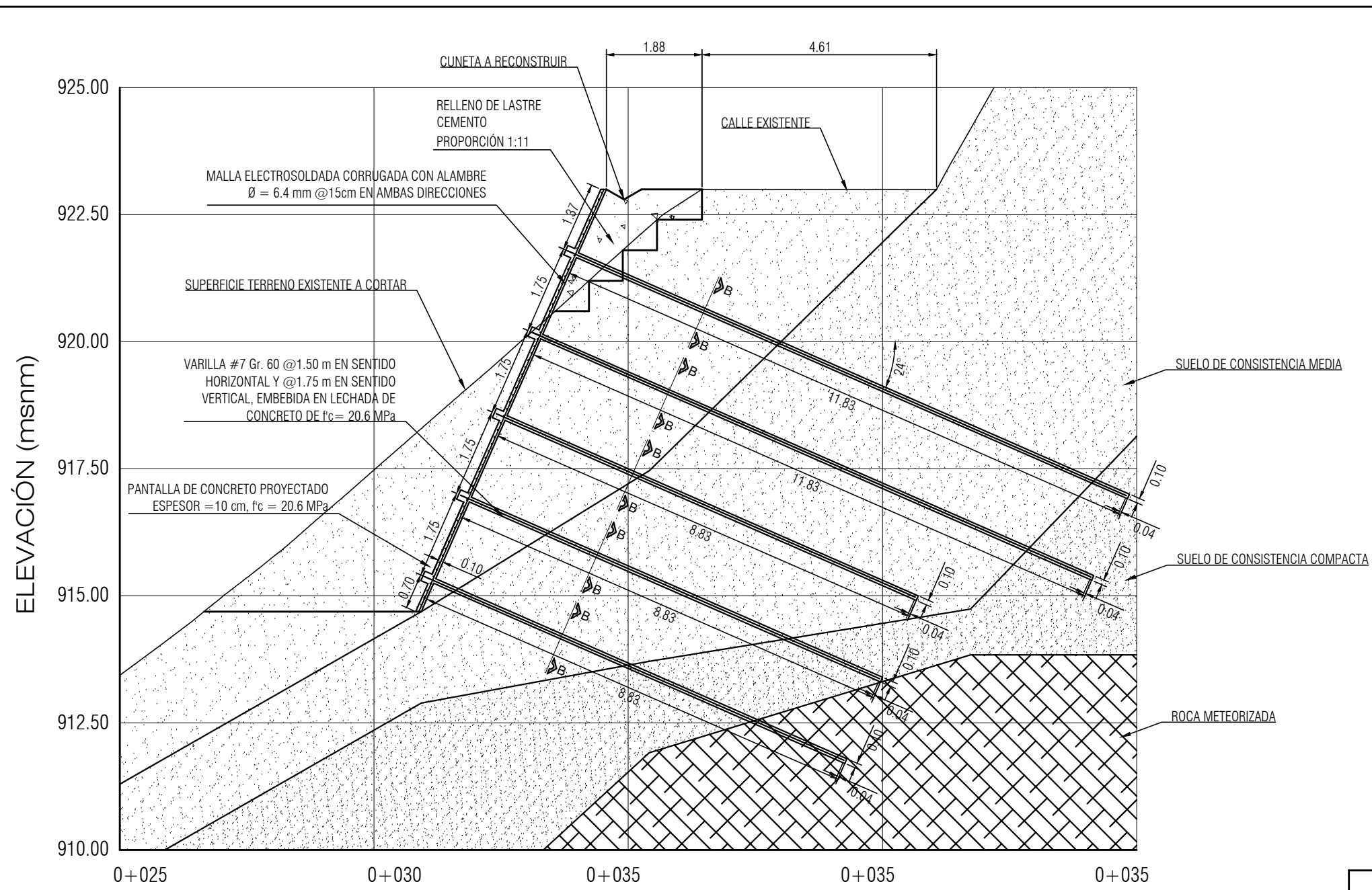
- VISTA FRONTAL SISTEMA SUELO COSDO
- DETALLE DE ANCLAJE
- DETALLE DE DRENAJE

FECHA

LÁMINA

NOVIEMBRE 2018

02



SECCIÓN B-B  
**DETALLE DE ANCLAJE**  
 ESCALA 1:5

DIAMETRO	LONGITUD DE TRASLAPE DE MALLAS (cm)
0.53	20

**PERFIL SUELO COSIDO**  
 ESCALA 1:100

CONTENIDO:  
 -PERFIL SUELO COSIDO  
 -DETALLE DE ANCLAJE

FECHA	LÁMINA
NOVIEMBRE 2018	03

# NOTAS ESTRUCTURALES

## 1 CALIDAD DE LOS MATERIALES

### 1.1 CONCRETO

LA RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN SIMPLE POR CLASE MEDIDA EN CILINDROS A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ ) DEBE SER:

CLASE	$f'c$ (MPa)	ELEMENTO
I	20.6	LECHADA
II	20.6	PANTALLA

PANTALLA DE CONCRETO LANZADO:

DEBE SER CURADA DURANTE 7 DÍAS, LUEGO DE INICIADA LA FRAGUA, O SE APLICARÁ UN CURADOR DE CONCRETO.

LAS PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESPECIFICADA SE REALIZARÁN EN CILINDROS CIRCULARES DE 15 cm DE DIÁMETRO Y DE 30 cm DE LONGITUD A LOS 28 DÍAS DE EDAD, DE ACUERDO CON LA ESPECIFICACIÓN ASTM C-39. LA FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS SE BASA EN LOS SIGUIENTES CRITERIOS:

- A. UNA VEZ CADA DÍA QUE SE COLOQUE DETERMINADA CLASE, PERO NO MENOS QUE
- B. UNA VEZ POR CADA 110 m<sup>3</sup> DE CADA CLASE DADA CADA DÍA\*, NI MENOR QUE
- C. UNA VEZ POR CADA 460 m<sup>2</sup> DE SUPERFICIE DE LOSA O MURO CONSTRUIDO CADA DÍA

CUANDO LOS ANTERIORES CRITERIOS RESULTEN EN MENOS DE CINCO ENSAYOS DE RESISTENCIA PARA CADA CLASE DE CONCRETO, LOS ENSAYOS DEBEN REALIZARSE POR LO MENOS CINCO TANDAS DE MEZCLADO SELECCIONADAS AL AZAR O EN CADA TANDA CUANDO SE REALICEN MENOS DE CINCO TANDAS.

CUANDO LA CANTIDAD TOTAL DE CADA CLASE SEA INFERIOR A 38 m<sup>3</sup> NO ES NECESARIO REALIZAR PRUEBAS DE LABORATORIO SIEMPRE Y CUANDO SE EVIDENCIE QUE LA RESISTENCIA ES SATISFACTORIA.

LAS MUESTRAS PARA LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA DEBEN TOMARSE DE ACUERDO CON "STANDARD PRACTICE FOR SAMPLING FRESHLY MIXED CONCRETE" ASTM C172.

LOS CILINDROS FABRICADOS Y CURADOS EN LABORATORIO DEBEN SATISFACER LA NORMA "STANDARD PRACTICE FOR MAKING AND CURING CONCRETE TEST SPECIMENS IN THE FIELD" ASTM C31M Y DEBEN ENSAYARSE CON LA NORMA "STANDARD TEST METHOD FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF CYLINDRICAL CONCRETE SPECIMENS" ASTM C39M.

EL CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE LA RESISTENCIA DE UNA CLASE DETERMINADA SE BASA EN LOS SIGUIENTES DOS PUNTOS.

- A. CADA PROMEDIO ARITMÉTICO DE 3 ENSAYOS DE RESISTENCIA CONSECUTIVOS DEBE SER IGUAL O SUPERIOR AL VALOR  $f'c$  ESPECIFICADO.
- B. NINGÚN RESULTADO INDIVIDUAL DEL ENSAYO DE RESISTENCIA ES MENOR AL VALOR DE  $f'c$  ESPECIFICADO EN 35 kg/cm<sup>2</sup> SI  $f'c$  ES IGUAL O MENOR A 350 kg/cm<sup>2</sup> O POR MÁS DE 0.10  $f'c$  CUANDO  $f'c$  ES MAYOR A 350 kg/cm<sup>2</sup>.

EN CASO DE QUE SE INCUMPLA CON LO ANTERIOR SE PERMITE REALIZAR NÚCLEOS EXTRAÍDOS DE LA ZONA EN CUESTIÓN SEGÚN LA NORMA "STANDARD TEST METHOD FOR OBTAIN AND TESTING DRILLED CORES AND SAVED BEAMS OF CONCRETE" ASTM C42M Y SE DEBEN OBTENER 3 NÚCLEOS POR CADA RESULTADO QUE INCUMPLA CON LO ANTERIOR.

SE ACEPTARÁ EL CONCRETO DE LA ZONA REPRESENTADA POR LOS NÚCLEOS SI EL PROMEDIO ARITMÉTICO DE 3 NÚCLEOS ES POR LO MENOS 85% DE LA RESISTENCIA  $f'c$  ESPECIFICADA Y NINGÚN NÚCLEO POSEE UNA RESISTENCIA MENOR AL 75% DEL  $f'c$ . TODO CONCRETO TENDRÁ UN TIEMPO MÍNIMO DE CURADO DE SIETE DÍAS, EXCEPTO QUE SE UTILICEN PRODUCTOS DIFERENTES AL AGUA, PARA LO CUAL EL TIEMPO DE CURADO SERÁ DEFINIDO POR SUS ESPECIFICACIONES.

SE PODRÁN UTILIZAR ADITIVOS PLASTIFICANTES, RETARDANTES DE FRAGUA Y OTROS, LOS CUALES FACILITEN LAS LABORES CONSTRUCTIVAS, SIEMPRE Y CUANDO SE ASEGURE LA RESISTENCIA MÍNIMA ESPECIFICADA DE DISEÑO.

### 1.2 ACERO DE REFUERZO

TODAS LAS BARRAS A UTILIZARSE COMO ANCLAJES Y REFUERZO DE CONCRETO DEBERÁN SER CORRUGADAS. LAS VARILLAS # 7 DEBEN CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE LA NORMA ASTM A706 Y POSEER UN ESFUERZO DE FLUENCIA  $f_y = 420$  MPa.

TODAS LAS VARILLAS DEBERÁN COLOCARSE LIBRES DE HERRUMBRE, COSTRAS, GRASA, ACEITE, PINTURA U OTRO MATERIAL QUE PUEDA REDUCIR SU ADHESIÓN AL HORMIGÓN.

EL CONTRATISTA DEBE ENTREGAR AL INSPECTOR LOS CERTIFICADOS DE CALIDAD DEL ACERO DE REFUERZO.

EL INSPECTOR SELECCIONARÁ CUATRO MUESTRAS DEL LOTE, DE 1 m DE LARGO CON EL PROPÓSITO DE SOMETERLAS A PRUEBAS MECÁNICAS Y COMPROBAR LOS REQUISITOS DE CORRUGACIÓN. EN EL CONTROL DE CALIDAD SE VERIFICARÁN LOS REQUISITOS DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN Y DEFORMACIONES MENCIONADOS EN LA NORMA ASTM A706.

### 1.3 MALLAS ELECTROSOLDADAS

EL REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO DEBE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM A497. EL ESFUERZO MÍNIMO DE FLUENCIA,  $f_y$ , DEBE SER MAYOR A 490 MPa. ESTE SE DETERMINARÁ UNA DEFORMACIÓN UNITARIA DE 0.35%. EN CASO QUE NO SE INDIQUE LA SEPARACIÓN ENTRE LOS ALAMBRES DEBE CONSIDERARSE QUE EL VALOR ES DE 15 cm EN AMBAS DIRECCIONES. EL INSPECTOR PUEDE SOLICITAR UNA MUESTRA DE UNA MALLA DE CADA DIÁMETRO DE LOTE INCORPORADA A LA OBRA CON EL PROPÓSITO DE SOMETERLA A PRUEBAS MECÁNICAS Y COMPROBAR LOS REQUISITOS DE CORRUGACIÓN.

EL CONTRATISTA DEBE ENTREGAR AL INSPECTOR LOS CERTIFICADOS DE CALIDAD DEL ACERO DE REFUERZO.

### 1.4 CENTRALIZADORES

DEBEN SER FABRICADOS DE PVC CÉDULA 40 (ASTM D1785). DEBEN FIJARSE DE FORMA SEGURA EN EL ANCLAJE Y PERMITIR QUE EL MISMO QUEDE DESVIADO DEL CENTRO DE LA PERFORACIÓN 2.5 CM A LO SUMO. DEBE PERMITIR LA INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA "TREMIE" Y EL FLUJO LIBRE DE LA LECHADA A TRAVÉS DE TODA LA PERFORACIÓN. EL PRIMER Y ÚLTIMO CENTRALIZADOR DEBE COLOCARSE COMO MÁXIMO A 45 CM DEL EXTREMO DEL ANCLAJE. LA SEPARACIÓN ENTRE CENTRALIZADORES INTERNOS DEBE SER COMO MÁXIMO 3 M.

### 1.5 LECHADA

DEBE CONSISTIR DE CEMENTO TIPO PORTLAND (ASTM C150) O UNA MEZCLA DE CEMENTO Y ARENA (ASTM C33) CON UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE A LOS 3 DÍAS DE 10.3 MPA Y A LOS 28 DÍAS DE 20.6 MPA. LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LA MEZCLA FRESCA DEBE MEDIRSE DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM D4380 Y DEBE ESTAR EN EL RANGO DE 1.8 A 1.9. SE REALIZARÁN PRUEBAS DE GRAVEDAD ESPECÍFICA A CADA TANDA DE LECHADA FABRICADA. SE REALIZARÁN PRUEBAS DE RESISTENCIA A CUBOS DE LECHADA CADA DÍA EN QUE SE REALICE LLENADO DE LAS PERFORACIONES, SEGÚN ASTM C109.

### 1.6 PLACAS DE ACERO

EL ACERO UTILIZADO EN LA FABRICACIÓN DE LAS PLACAS DE FIJACIÓN DEL ANCLAJE A LA PANTALLA DE CONCRETO DEBE CUMPLIR CON ASTM A36 ( $F_y = 250$  MPA). SE DEBE PROVEER EL CERTIFICADO DE MOLINO DEL MATERIAL.

### 1.7 MALLA ELECTROSOLDADA

LA MALLA DEBE ESTAR ELABORADA SEGÚN ASTM A497 Y CONFORMADA POR ALAMBRES DEFORMADOS SEGÚN ASTM A496. SE DEBE PROVEER EL CERTIFICADO DE MOLINO DEL MATERIAL. LA MISMA SE DEBE COLOCAR CON TRASLAPES DE 30 CM A CADA LADO, Y SEPARADA DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO MEDIANTE ESPACIADORES DE PVC.

### 1.8 GEOTEXTIL DE DRENAJE

EL GEOTEXTIL DE DRENAJE DEBE ESTAR CONFORMADO POR UN NÚCLEO DRENANTE Y UNA BARRERA FILTRANTE QUE ENVUELVE Y PROTEGE AL NÚCLEO. EL 85% DEL NÚCLEO DEBE ESTAR CONFORMADO POR POLÍMEROS DE CADENAS LARGAS COMO POLIÉSTER. SU RESISTENCIA MÍNIMA DEBE SER 275 KPA SEGÚN ASTM D1621 (MÉTODO A). DEBE TENER UNA CAPACIDAD DRENANTE DE 0.0012 M<sup>3</sup>/S POR METRO DE ANCHO CON UN GRADIENTE DE 1 SEGÚN ASTM D4716.

### 1.9 TUBERÍA DRENANTE

LA TUBERÍA PERFORADA DE PVC CÉDULA 40 DEBE CUMPLIR CON ASTM D1785, CON SDR 26.

CONTENIDO:

-NOTAS ESTRUCTURALES

FECHA

LÁMINA

NOVIEMBRE 2018

04

## ***II.6 Especificaciones técnicas***

### **II.6.1 Descripción del trabajo**

El trabajo consiste en reforzar el terreno mediante el uso de suelo cosido en la zona indicada en los planos constructivos mostrados anteriormente. Para ello, se deben utilizar las técnicas y materiales indicados en el procedimiento constructivo mostrado a continuación:

1. Reconformar la corona del talud, realizando los cortes y relleno de lastre compactado al 95% del Proctor Modificado mostrados en la sección A-A de planos constructivos.
2. Colocar sistema de andamiaje y realizar las perforaciones de la fila superior de los anclajes utilizando maquinaria especializada. Dejar constancia de la profundidad de perforación mediante medición directa.
3. Insertar los anclajes con los centralizadores indicados en los planos constructivos, dejando la separación indicada por el manual del fabricante, pero no mayor a 30 cm respecto a los extremos de la barra y 3 m entre los centralizadores internos.
4. Colocar la lechada por gravedad siguiendo el método "tremie", a través de una manguera de inyección "tremie" insertada en el fondo de la perforación hasta que el lechada rellene la misma. Finalizar el relleno de la zona superior de la perforación utilizando formaleta para evitar el derrame de la lechada. Se debe dejar registro del volumen de lechada colocado en la perforación mediante la calibración del tanque de llenado y un medidor de flujo. Cuando el volumen inyectado sea menor al 100% del volumen teórico y mayor al 130% del mismo, se debe indicar al inspector y propietario, para definir las medidas correctivas necesarias. La calidad de cada una de las tandas de lechada será evaluada antes de introducirse en la perforación mediante la medición de su gravedad específica, llenando un recipiente de volumen y peso conocido, enrasándolo y pesándolo según ASTM D4380. Este peso específico debe haberse correlacionado con la resistencia de la mezcla antes de iniciar el proceso constructivo, mediante la elaboración de cubos de lechada según ASTM

C109. El peso específico de referencia es de 1.8 a 1.9 con el fin de que la mezcla sea fluida y trabajable. Adicionalmente, se deben preparar cubos de lechada según ASTM C109 cada día de inyección.

5. Colocar las bandas de drenaje del ancho y separación indicados en planos constructivos, dejar suficiente longitud para generar el traslape mínimo indicado por el fabricante en la siguiente línea de anclajes. La cara permeable del drenaje debe estar en contacto con el terreno. No se debe colocar un área mayor a la indicada en planos con el fin de permitir al concreto proyectado entrar en contacto con el suelo. Colocar los drenajes perpendiculares al muro según la separación y profundidad indicada en planos, protegidos mediante el geotextil indicado en planos.
6. Posteriormente, se debe colocar la malla electrosoldada y las placas de fijación en los extremos expuestos de los anclajes para luego proceder a colocar el concreto proyectado. El mismo debe realizarse teniendo los siguientes cuidados:
  - a. La manguera debe mantenerse perpendicular a la superficie, excepto en las zonas aledañas a los anclajes.
  - b. Proyectar el concreto desde una distancia no menor a 60 cm y no mayor a 1.5 m para mezcla húmeda.
  - c. Iniciar la colocación del concreto desde la parte inferior.
  - d. No se debe permitir la formación de vacíos detrás de la malla, ni de las placas de acero colocados en los extremos de los anclajes.
7. Se deben realizar dos pruebas de resistencia a la extracción de los anclajes para los anclajes de la primera fila y de la última fila. El diseño de la prueba debe ser aprobado por el inspector y la profundidad vinculada al terreno definida según los valores de adherencia indicados en los planos constructivos. Se debe realizar 1 prueba de verificación en cada fila de anclajes colocados. Ambas pruebas deben contener el componente de flujo plástico.

## II.6.2 Alcance del trabajo de reforzamiento de suelos mediante el sistema de suelo cosido

El trabajo debe considerar el suministro de todo el equipo, materiales, mano de obra, y supervisión para perforar e instalar los anclajes, así como la construcción del sistema de drenaje y pantalla de concreto.

## II.6.3 Componentes y materiales

### *II.6.3.1 Anclajes*

Los anclajes de varilla corrugada deben cumplir con la norma ASTM A760 y poseer una resistencia a la fluencia  $f_y = 420$  MPa. Esto se debe verificar mediante pruebas a 4 muestras tomadas aleatoriamente del lote de varillas.

### *II.6.3.2 Centralizadores*

Deben ser fabricados de PVC cédula 40 (ASTM D1785). Deben fijarse de forma segura en el anclaje y permitir que el mismo quede desviado del centro de la perforación 2.5 cm a lo sumo. Debe permitir la instalación de la tubería "tremie" y el flujo libre de la lechada a través de toda la perforación. El primer y último centralizador debe colocarse como máximo a 45 cm del extremo del anclaje. La separación entre centralizadores internos debe ser como máximo 3 m.

### *II.6.3.3 Lechada*

Debe consistir de cemento tipo portland (ASTM C150) o una mezcla de cemento y arena (ASTM C33) con una resistencia a la compresión simple a los 3 días de 10.3 MPa y a los 28 días de 20.6 MPa. La gravedad específica de la mezcla fresca debe medirse de acuerdo con

la norma ASTM D4380 y debe estar en el rango de 1.8 a 1.9. Se realizarán pruebas de gravedad específica a cada tanda de lechada fabricada. Se realizaran pruebas de resistencia a cubos de lechada cada día en que se realice llenado de las perforaciones, según ASTM C109.

#### *II.6.3.4 Placas de acero*

El acero utilizado en la fabricación de las placas de fijación del anclaje a la pantalla de concreto debe cumplir con ASTM A36 ( $f_y = 250$  MPa). Se debe proveer el certificado de molino del material.

#### *II.6.3.5 Malla electrosoldada*

La malla debe estar elaborada según ASTM A497 y conformada por alambrones deformados según ASTM A496. Se debe proveer el certificado de molino del material. La misma se debe colocar con traslape de 30 cm a cada lado, y separada de la superficie del terreno mediante espaciadores de PVC.

#### *II.6.3.6 Geotextil de drenaje*

El geotextil de drenaje debe estar conformado por un núcleo drenante y una barrera filtrante que envuelve y protege al núcleo. El 85% del núcleo debe estar conformado por polímeros de cadenas largas como poliéster. Su resistencia mínima debe ser 275 kPa según ASTM D1621 (Método A). Debe tener una capacidad drenante de  $0.0012 \text{ m}^3/\text{s}$  por metro de ancho con un gradiente de 1 según ASTM D4716.

#### *II.6.3.7 Tubería drenante*

La tubería perforada de PVC cédula 40 debe cumplir con ASTM D1785, con SDR 26.

## II.6.4 Pruebas de los anclajes

Se deberán realizar dos pruebas de resistencia a la extracción de los anclajes (una en la línea superior de los anclajes y otra en la línea inferior), y cinco pruebas de verificación (una en cada línea de anclajes). Dichas pruebas deben realizarse luego de 3 días de colocada la lechada en la perforación. No se deben aplicar cargas mayores al 90% de la resistencia a la fluencia de las varillas utilizadas en el anclaje.

### II.6.4.1 Equipo

Estará conformado por dos deformímetros, marco de soporte, gato de tensión, celda de carga y estructura de reacción.

### II.6.4.2 Pruebas de extracción

Se realizan antes de iniciar con la construcción, para garantizar la idoneidad de los métodos constructivos del contratista, así como para validar los parámetros de diseño. Los anclajes deben tener una longitud adherida y otra desadherida, de forma que se genere una falla por extracción del anclaje y no por tracción de la varilla. La longitud adherida se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$L_{A\ PE_{\max}} = \frac{0.9A_s F_y}{r_{\text{ext}}} \quad (30)$$

Donde:

$L_{A\ PE_{\max}}$  = Longitud máxima adherida, en m.

$r_{\text{ext}}$  = Resistencia a la extracción por unidad de longitud =  $\pi \cdot \text{adh} \cdot \text{diámetro de perforación}$ .

Dicha longitud no debe ser menor a 3 m. Se deben hacer los ajustes necesarios en la prueba para que el valor de  $L_{A\ PE_{\max}}$  sea de al menos dicho valor.

La carga máxima de la prueba se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$F_{PE} = L_{A PE \max} * r_{ext}$$

El patrón de carga se muestra en la Tabla 39.

Tabla 39: Patrón de carga para la prueba de extracción.

Porcentaje de $F_{PE}$	Tiempo de sostenimiento de carga en minutos.
Alineamiento	1
13	10
25	10
38	10
50	10
63	10
75	60
88	10
100	10
Alineamiento	1

La carga de alineamiento permite alinear el gato con el anclaje. En este instante se deben colocar en cero los deformímetros. En los tiempos de sostenimiento de 10 minutos se deben tomar medidas a 1, 2, 5 y 10 minutos. Para el tiempo de sostenimiento de la carga de 60 minutos, se deben tomar medidas a 1, 2, 5, 10, 20, 30, 50, y 60 minutos.

Los resultados de la prueba de extracción deben cumplir los siguientes criterios para darse por válido el anclaje:

- El desplazamiento total por flujo plástico entre las medidas tomadas en los minutos 6 y 60 es menor que 2 mm.
- El desplazamiento total máximo medido es mayor al 80% de la elongación elástica teórica de la varilla, contemplando su longitud no adherida.
- No hay extracción del anclaje para la carga de  $F_{PE}$ .

### II.6.4.3 Pruebas de verificación

Se realizan antes de iniciar con la construcción de la siguiente línea de anclajes, para garantizar que los métodos constructivos del contratista sigan el estándar de calidad mostrado en las pruebas de extracción. Los anclajes deben tener una longitud adherida y otra desadherida, de forma que se genere una falla por extracción del anclaje y no por tracción de la varilla. La longitud adherida se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$L_{A\ PV\max} = \frac{0.9A_s F_y}{0.75r_{\text{ext}}} \quad (32)$$

Donde:

$L_{A\ PV\max}$  = Longitud máxima adherida, en m.

$r_{\text{ext}}$  = Resistencia a la extracción por unidad de longitud =  $\pi \cdot \text{adh} \cdot \text{diámetro de perforación}$ .

La carga máxima de la prueba se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$F_{PV} = L_{A\ PV\max} \cdot r_{\text{ext}} \cdot 0.75 \quad (33)$$

El patrón de carga se muestra en la Tabla 40.

Tabla 40: Patrón de carga para la prueba de verificación.

Porcentaje de $F_{PV}$	Tiempo de sostenimiento de carga en minutos.
Alineamiento	1
17	hasta estabilización
33	hasta estabilización
50	hasta estabilización
67	hasta estabilización
83	hasta estabilización
100	10
Alineamiento	1

La carga de alineamiento permite alinear el gato con el anclaje. En este instante se deben colocar en cero los deformímetros. En el tiempo de sostenimiento de 10 minutos se deben tomar medidas a 1, 2, 5, 6 y 10 minutos. Para los demás tiempos de sostenimiento se debe esperar hasta que el desplazamiento se estabilice.

Los resultados de la prueba de verificación deben cumplir los siguientes criterios para que sea aceptado el anclaje:

- a) El desplazamiento total por flujo plástico entre las medidas tomadas en los minutos 1 y 10 es menor que 1 mm.
- b) El desplazamiento total máximo medido es mayor al 80% de la elongación elástica teórica de la varilla, contemplando su longitud no adherida.
- c) No hay extracción del anclaje para la carga de  $F_{PV}$ .

El anclaje de prueba puede ser utilizado como parte de los anclajes permanentes siempre que se garantice su apropiada adherencia total.

## II.7 Presupuesto

En la siguiente tabla se muestra el presupuesto realizado para la solución de suelo cosido mostrada en los planos constructivos.

Tabla 41: Presupuesto de la solución de suelo cosido.

Item	Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo
1	Perforación, lechada y anclajes con varilla #7 Grado 60	1241.00	ml	¢85 050	¢105 547 050
2	Placas acero 20x20x0.95 cm	122.00	un	¢15 000	¢1 830 000
3	Drenajes 0.45 m de longitud 2" de diametro	13.20	m	¢45 000	¢594 000
4	Pantalla reforzada de concreto lanzado con malla electrosoldada 6.4 mm diámetro @15 cm AD.	35.30	m <sup>3</sup>	¢350 000	¢12 355 000
5	Relleno de lastre compactado para conformación de calle	173.10	m <sup>3</sup>	¢25 000	¢4 327 500
6	Corte, carga y botado del material*	595.09	m <sup>3</sup>	¢8 500	¢5 058 249
<b>Total (Colones)</b>					<b>¢129 711 799</b>
<b>Total (Dólares)</b>					<b>\$213 517</b>
(*) Costo variable según la distancia donde se botará el material					

De la Tabla 41 se concluye que el costo de la solución de suelo cosido es de ciento veintinueve millones setecientos once mil setecientos noventa y nueve colones (¢129 711 799).

## II.8 Conclusiones

1. A partir de la información de investigación de campo y pruebas de laboratorio se definió el perfil geotécnico conformado por tres capas de suelo residual tipo limo de alta plasticidad (MH), de consistencia blanda a compacta. Dichas capas de suelo sobreyacen la capa de roca meteorizada.
2. Para la primera capa, se define el ángulo de fricción efectiva suavizado de  $28^\circ$ . Para la segunda capa se define un valor de cohesión aparente efectiva pico de  $11 \text{ kN/m}^2$  y un ángulo de fricción efectiva pico de  $32^\circ$ . Para la tercera capa se define un valor de cohesión aparente efectiva pico de  $25 \text{ kN/m}^2$  y un ángulo de fricción efectiva pico de  $31^\circ$ . Los parámetros de resistencia no drenada son de  $10.8 \text{ kN/m}^2$ ,  $48.7 \text{ kN/m}^2$  y  $123.2 \text{ kN/m}^2$  respectivamente.
3. Con los parámetros mecánicos anteriormente mencionados, el talud en su estado actual presenta factores de seguridad al deslizamiento menores a 1 en la capa de suelo superficial y de consistencia blanda, tanto para cargas gravitacionales como para el caso que considera cargas sísmicas.
4. Al incorporarse cinco filas de anclajes de 9 m de profundidad, de varilla #6 y con perforaciones de 10 cm de diámetro, los factores de seguridad al deslizamiento son de 1.5 para el caso de cargas gravitacionales y de 1.11 para el caso que incorpora al sismo y presenta parámetros efectivos. Dichos factores de seguridad son mayores a los mínimos establecidos por el CGTLCR. Al realizar el análisis que incorpora al sismo con parámetros no drenados, el factor de seguridad es de 1.024, menor al establecido en el CGTLCR, por lo que se aumenta la profundidad de los anclajes de las dos filas superiores a 12 m. Con dicha modificación el factor de seguridad de dicha condición es de 1.057, mayor al mínimo establecido en el CGTLCR, por lo que se establece la profundidad, tipo, número y separación de los anclajes.
5. El análisis de empujes mediante el método de Coulomb sobre dichos anclajes presenta factores de seguridad ante la falla de los anclajes mayores a 2.7 para el caso de cargas gravitacionales y mayores a 1.5 para el caso que incorpora la carga por

sismo. Asimismo, dichos factores de seguridad ante la extracción del bulbo son de 3.4 y 2.0 respectivamente. Estos factores de seguridad son mayores a los mínimos establecidos en la literatura internacional, por lo que se valida la solución implementada.

6. Un análisis de desplazamiento mediante el método de bloque rígido de Newmark demuestra que para el sismo de 1990 conocido como de Piedras Negras, el talud reforzado presentará un desplazamiento relativo de 1.04 cm, lo que representa una probabilidad de falla baja según los valores indicados por algunos investigadores.
7. El diseño realizado se verificó mediante el programa SNAP V2, obteniéndose factores de seguridad para los anclajes mayores a los mínimos aceptables.
8. El diámetro adicional requerido en las varillas como espesor de sacrificio es de 0.36 cm para una solución con una vida útil de 50 años, por lo que se colocan varillas #7 en vez de varillas #6.
9. El costo de la solución de suelo cosido es de ciento veintinueve millones setecientos once mil setecientos noventa y nueve colones ( $\$129\,711\,799$ ).

## *II.9 Recomendaciones*

- a. Analizar la relación entre separación de anclajes y costo pantalla de concreto proyectado para definir la solución óptima.
- b. Realizar una comparación de costo respecto a otro tipo de soluciones, como el de muro con anclajes activos.
- c. Se deben realizar las pruebas de extracción de anclajes y de verificación según se indican en las especificaciones técnicas.
- d. Realizar pruebas de tipo CU para determinar el factor de seguridad ante estabilidad global del suelo estabilizado y con cargas de sismo tal cual lo recomiendan los manuales de diseño de suelo cosido.
- e. Definir las propiedades del terreno que caracterizan el potencial corrosivo del terreno, con el fin de evaluar la aplicación de diferentes tipos de protección ante la corrosión para las varillas.

### III. Diseño de pilotes apoyados en rocas blandas

#### III.1 *Introducción*

##### III.1.1 Planteamiento del problema

Se desea desarrollar una torre de 30 niveles de uso mixto (comercial, oficinas y habitacional) en los alrededores del Parque Metropolitano La Sabana, en la provincia de San José, cantón central, distrito de Mata Redonda.

Debido a las altas cargas que transmitirá la obra al terreno, y a la baja calidad de los limos que sobreyacen el lecho rocoso conformado por lahares, es necesario realizar una fundación a base de pilotes colados en sitio para transmitir las cargas al estrato rocoso.

En el presente trabajo se define la cantidad, diámetro y longitud de los pilotes, así como las propiedades del concreto y acero a utilizar en la construcción de los mismos, de forma que las cargas permanentes, transitorias y accidentales que trasmite la torre de 30 niveles al terreno sean adecuadamente resistidas por este último.

##### III.1.2 Objetivo general

- Dimensionar el sistema de pilotes que funcionará como fundación de una torre de 30 niveles para que transmita las cargas a los limos y al lahar subyacente de forma segura.

##### III.1.3 Objetivos específicos

- Definir las cargas externas que se presentarán durante la vida útil de la torre de 30 niveles.
- Determinar el modelo geotécnico del sitio a partir de la información recopilada.
- Analizar la posibilidad de cimentar la torre mediante una losa de fundación.
- Determinar la capacidad soportante por punta y a fricción de los pilotes construidos hasta el nivel del lahar.

- Definir la cantidad y diámetro de los pilotes a partir de las cargas verticales y laterales que deben transmitir al terreno.
- Elaborar planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto del sistema de cimentación profunda diseñado.

#### **III.1.4 Importancia**

El desarrollo urbanístico que ha vivido el centro de San José en los últimos años conlleva a la construcción de obras de gran envergadura, como lo son los viaductos del anillo de circunvalación norte, así como el crecimiento en altura de los edificios, ya sea para uso residencial, comercial o mixto. Por su magnitud, estas obras transmiten cargas que los suelos que se encuentran a nivel superficial del terreno no son capaces de soportar, por lo que se debe recurrir al uso de cimentaciones profundas, como pilotes o pilas, las cuales se encargan de trasladar las cargas gravitacionales hasta la roca competente que subyace a los suelos de la región. La roca en que se cimientan dichas obras se conoce como lahar y presenta características particulares que hace necesario que se requiera una mayor exploración para lograr una caracterización correcta de sus parámetros mecánicos.

Por lo tanto, la importancia de este trabajo reside en dar una solución de cimentación a los nuevos edificios de gran altura que se están desarrollando en el centro de la ciudad de San José mediante una adecuada caracterización del lahar de la zona.

#### **III.1.5 Alcances y limitaciones**

- El trabajo desarrollado define el sistema de fundación mediante pilotes apoyados en el lahar que se encuentra en los alrededores del Parque Metropolitano de la Sabana, para una torre de uso mixto de 30 niveles.
- Los 30 niveles de la torre se encuentran sobre el nivel de terreno actual, por lo que no se considera la construcción de sótanos.

- Los pilotes considerados son de concreto colado en sitio, pues la naturaleza del lahar (matriz limo-arcillosa con bloques de diferentes tamaños) complica la hinca de pilotes.
- Se consideran las cargas permanentes, transitorias y accidentales que transmite la torre a la fundación, por lo que en el diseño también se contempla la resistencia que presenta el suelo limoso a la extracción del pilote y a la presión lateral.
- El cabezal de los pilotes se considera como una losa, que en conjunto con el edificio funcionan como un sistema rígido al transmitir la carga a la cabeza de los pilotes.
- La exploración del sitio realizada para la determinación del modelo geotécnico consistió en 3 perforaciones donde se aplicó el método SPT en la zona de los limos y rotación con broca de diamante (explorándose hasta 30 m de profundidad máxima), cuatro ensayos con presiómetro Texam® (dos a nivel de suelo, uno en el lahar meteorizado y otro en el lahar compacto), así como de 2 perfiles de prospección geofísica elaborados a partir del método MASW.
- Los ensayos de laboratorio con que se cuenta para la determinación del modelo geotécnico en la zona de los limos consisten en ensayos de compresión simple, humedad, límites de Atterberg y granulometría.
- La densidad de los materiales se obtienen de correlaciones con los valores del número de golpes del ensayo SPT y de velocidad de onda Vs del ensayo MASW.
- Los parámetros mecánicos del lahar se obtienen del ensayo con el presiómetro Texam® y la correlación de valores de Vs respecto a otros sitios donde se han realizado pruebas de placa y corte directo en lahares.
- La aceleración del sitio para la definición de las accidentales se definen según el CSCR (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2011).
- La capacidad por punta de los pilotes se calcula mediante el cálculo estático (clásico) utilizando los parámetros definidos en el modelo geotécnico, mediante correlaciones empíricas a partir de la resistencia a compresión simple del lahar, mediante método

semi-empírico desarrollado a partir de los resultados del presiómetro y mediante resultados de métodos dinámicos aplicados a pilotes construidos en la zona.

- Se realiza un modelo de elemento finito de tipo axial-simétrico en el programa RS2® con el fin de validar el diseño realizado por los métodos teóricos.
- El diseño estructural de los elementos que conforman la fundación (la losa de amarre y los pilotes) queda fuera del alcance de este trabajo. Para los planos constructivos, especificaciones técnicas y cálculo del costo se utilizan detalles supuestos.
- No se construirá rellenos sobre el nivel de terreno actual por lo que no se generará fricción negativa en los pilotes.

### **III.1.6 Metodología**

El trabajo realizado se desarrolla según se muestra en la Figura 70.

El proceso se divide en cuatro etapas: a) determinación de las cargas que la cimentación transmite al terreno y determinación del modelo geotécnico, b) análisis de aplicabilidad de cimentación superficial, c) diseño del sistema de pilotes apoyados sobre roca, d) elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto del sistema de pilotes apoyados en roca. Estas etapas se explican a continuación.

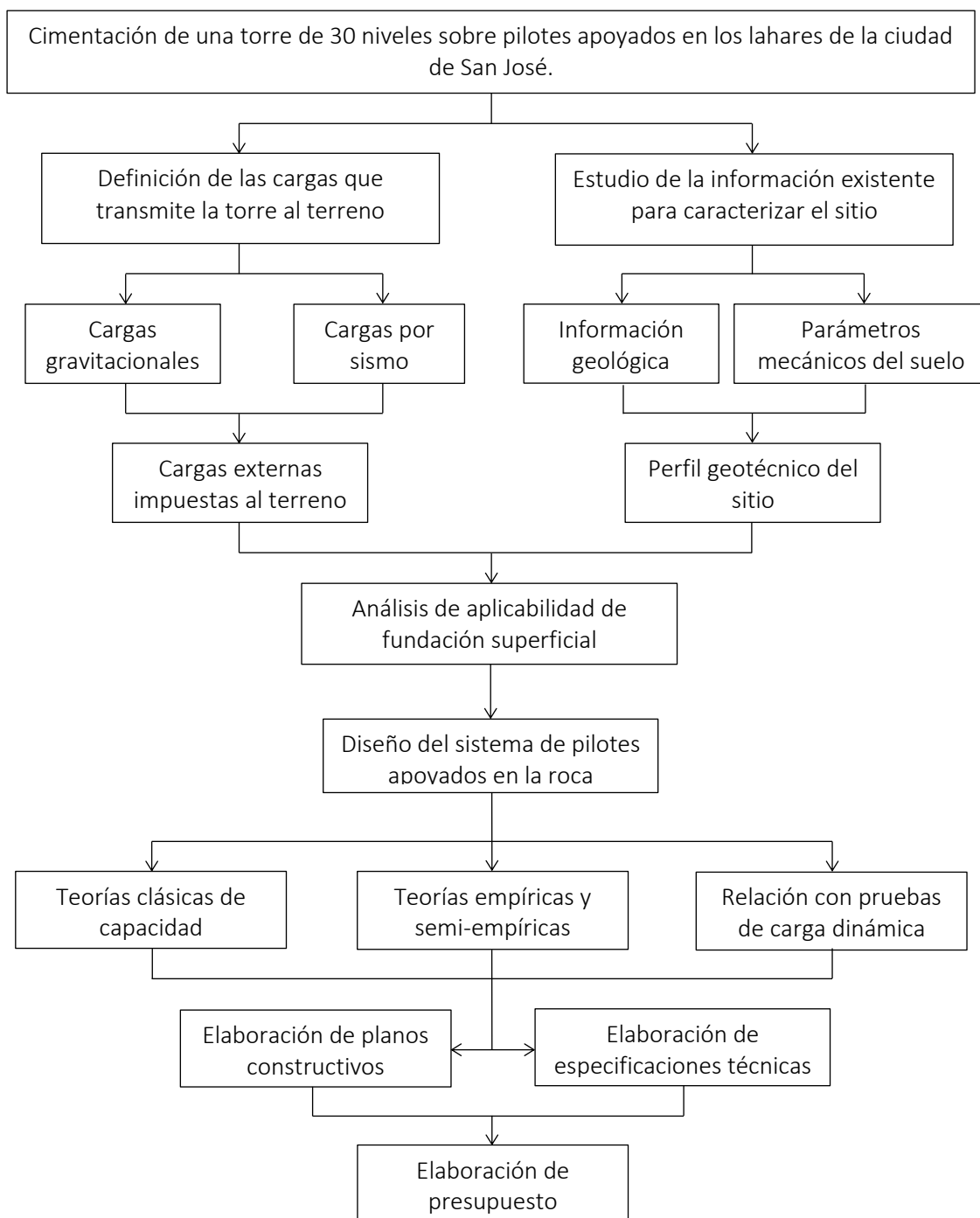


Figura 70: Diagrama de flujo de la metodología aplicada a la cimentación de un edificio de 30 niveles mediante pilotes apoyados en los lahares de la ciudad de San José.

### *III.1.6.1 Determinación de las cargas que la cimentación transmite al terreno y del modelo geotécnico*

La determinación de las cargas permanentes, transitorias y accidentales que la cimentación transmite al terreno se realiza siguiendo lo indicado en el CSCR (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2011), considerando el peso que presentan los materiales y dimensiones de elementos típicos para edificios, el uso dado al mismo (comercial y habitacional) y la amenaza sísmica de la zona.

Por otra parte, se analiza la información de la geología que se recopiló de la zona, obtenida de los mapas geológicos, mapas de tipo de suelo y mapas con espesor de la capa de suelos desarrollados para la GAM, así como literatura disponible. El modelo geotécnico se elabora a partir de los resultados de las pruebas de campo y laboratorio, así como de correlaciones entre dichas pruebas y las propiedades mecánicas del terreno, indicadas en la literatura técnica.

Con dicho modelo se procede a realizar el análisis indicado en la siguiente sección.

### *III.1.6.2 Análisis de aplicabilidad de cimentación superficial*

A partir del modelo geotécnico, y conociendo las cargas que la torre transmitirá al terreno, se debe analizar la posibilidad de utilizar una cimentación conformada por elementos que se ubiquen en o cerca de la superficie del terreno (placas corridas, placas aisladas o losas de fundación), pues este tipo de fundación es más económico que las cimentaciones a base de pilotes. Para ello es necesario determinar la capacidad soportante del terreno superficial conformado por un suelo limoso y comparar dicha capacidad admisible con las cargas que la torre transmitirá al terreno. El cálculo de la capacidad de soporte se realizará mediante los métodos clásicos (p. ej. Meyerhof, Brinch Hansen, etc) y se aplicarán los factores de seguridad indicados en el CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

### *III.1.6.3 Diseño del sistema de pilotes apoyados sobre roca*

Para el diseño de los pilotes se deben considerar los tres tipos de carga que actúan sobre los mismos:

1. Cargas de compresión.
2. Cargas de extracción.
3. Cargas laterales.

Cuando sobre el pilote actúan cargas de compresión o hundimiento, su resistencia se define como el mínimo entre: a) la resistencia por punta y por fricción que el suelo le confiere al pilote y b) la capacidad estructural (resistencia del concreto y acero) del pilote.

Cuando sobre el pilote actúan cargas que intentan extraerlo del terreno, su resistencia considera la resistencia por fricción que el suelo le confiere al pilote, así como el peso del pilote, que actúa en dirección contraria a la fuerza de extracción.

Las cargas laterales transmitidas por los pilotes al terreno son resistidas por este último mediante su capacidad de soporte de presión pasiva.

Para determinar la capacidad que el terreno le confiere al pilote para resistir las diferentes cargas mencionadas, se utilizan métodos clásicos de cálculo, métodos empíricos y semi-empíricos, así como correlación con pruebas de carga dinámica realizadas a dos pilotes en una zona cercana al de la obra estudiada en este trabajo.

La longitud, diámetro y cantidad de pilotes se obtiene cuando las fuerzas que actúan sobre el sistema pilote-terreno son menores a las resistidas por el mismo. Estas dimensiones serán validadas mediante un análisis de elemento finito de tipo axial-simétrico elaborado en el programa RS2®.

### *III.1.6.4 Elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto del sistema de pilotes.*

A partir del diseño obtenido se elaboraron los planos constructivos, los cuales constan de una planta con la ubicación y distribución de los pilotes en la losa de amarre, así como de

una elevación del sistema de pilotes y losa de amarre. Se incluye además detalles de armado (supuestos) para la losa y los pilotes.

Posteriormente se muestran las especificaciones técnicas que contienen las propiedades físicas de los materiales y las técnicas a utilizar en la construcción de los pilotes. Con esta información se elabora el presupuesto de la construcción de los pilotes y losa de amarre, considerando datos actualizados del costo de los materiales y un costo aproximado del proceso constructivo, el cual será estimado a partir de los costos que presentan en sus cotizaciones algunas empresas que realizan este tipo de obras.

## **III.2 Marco teórico**

### **III.2.1 Problema específico**

Se debe diseñar la cimentación para soportar un edificio de 30 niveles ubicado en los alrededores del Parque Metropolitano la Sabana. Debido a las condiciones del terreno (el cual presenta 22.5 m de suelo limoso y es subyacente por lahares) se estima que las cargas del edificio deben transmitirse mediante pilotes al lecho rocoso. Esto se confirma mediante un análisis de capacidad de soporte para una cimentación superficial tipo la losa de fundación.

Para definir el modelo geotécnico se utiliza la información de ensayos de campo y laboratorio disponible, la cual se compone de:

1. 3 perforaciones donde se aplicó el método SPT en la zona de los limos y rotación con broca de diamante (explorándose hasta 30 m de profundidad máxima).
2. 4 ensayos con presiómetro Texam® (dos a nivel de suelo, uno en el lahar meteorizado y otro en el lahar compacto)
3. 2 perfiles de prospección geofísica elaborados a partir del método MASW.
4. Ensayos de compresión simple, humedad, límites de Atterberg y granulometría en los limos.

### **III.2.2 Definición de parámetros de la roca sobre la que se apoyarán los pilotes**

Para estimar el comportamiento del terreno ante las cargas impuestas por la torre es necesaria la definición de los parámetros mecánicos del suelo y de la roca que lo subyace. La clasificación entre suelo y roca puede realizarse según la resistencia a la compresión simple que posea el material. Dicha clasificación se muestra en la Tabla 42.

Tabla 42: Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a compresión simple. Reproducción parcial de cuadro 3.10 de (González, 2002).

Resistencia a la compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Sociedad de Geología de Londres (1970)	Bieniawski (1973)
< 1	Suelos		
1 – 5	Muy blanda	Blanda > 1.25	Muy baja
5 – 12.5	Blanda	Moderadamente blanda	
12.5 – 25		Moderadamente dura	Baja
25 – 50			

### III.2.2.1 Determinación de parámetros de resistencia y deformabilidad para diseños preliminares

El lahar, al tratarse de una roca conformada por una matriz limo-arcillosa poco cementada en la cual se encuentran bloques inmersos, presenta mayores retos para su caracterización respecto a otro tipo de rocas por los siguientes aspectos (Laporte, 2012):

1. No presenta discontinuidades o son localizadas.
2. La matriz puede lavarse en el proceso de perforación, lo cual genera un RQD bajo.
3. El valor de compresión inconfined simple es representativo de la matriz solamente.

Por lo tanto, los sistemas de clasificación de macizos rocosos como Barton (Q), RMR, y CRIEPI no son aplicables para este tipo de roca (Laporte, 2012). Para definir valores preliminares para diseño se cuenta con valores reportados en la literatura, como los mostrados en la Figura 71 para rocas volcánicas y en la Tabla 43 donde se caracterizan lahares del Plio-Pleistoceno de las cuencas Pacífico y Limón Sur a partir de resultados de ensayos de corte directo.

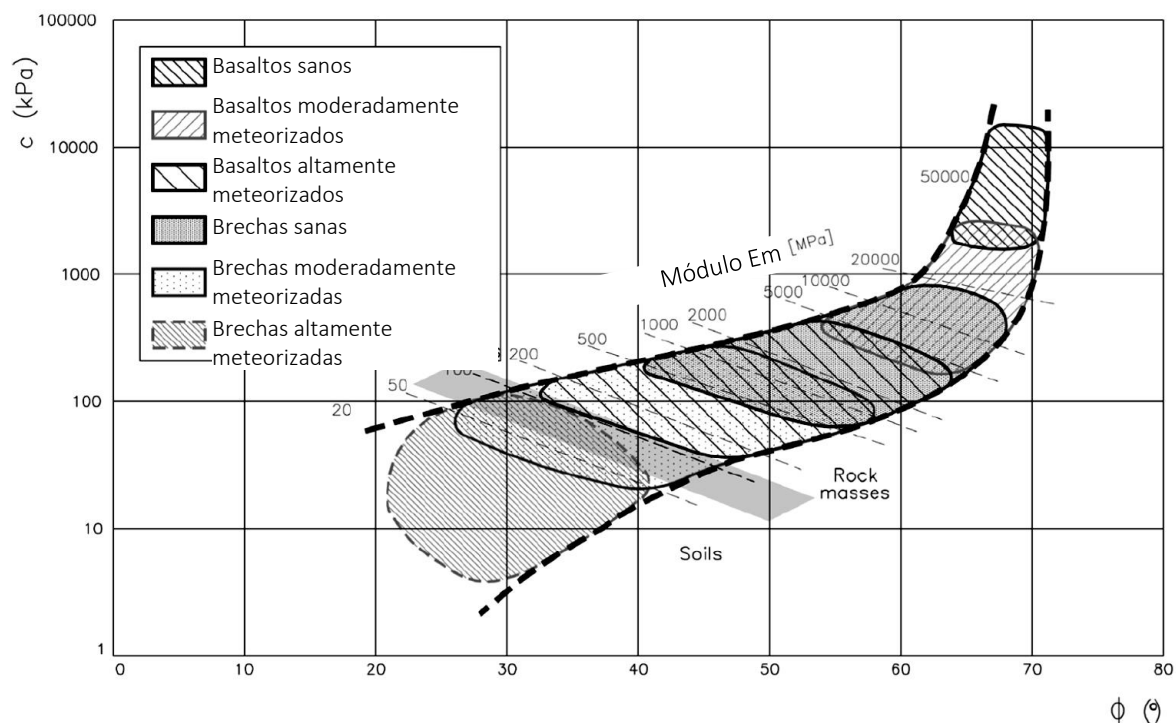


Figura 71: Parámetros de resistencia y deformabilidad para diseños preliminares en rocas volcánicas de la isla de Madeira. Adaptado de (Lourenço, 2010)

Tabla 43: Parámetros de resistencia y deformabilidad para diferentes formaciones geológicas volcanoclásticas y sedimentarias clásticas de las cuencas Pacífico y Limón Sur. Adaptado de (Cerdas, Jiménez, de los Ríos, & Loaiza, 2009) citado por (Laporte, 2012).

Cuenca	Sitio	Formación	Material	Resultados de ensayos in situ (macizo rocoso)			Vp (km/s)
				c <sub>cu</sub> (MPa)	φ <sub>cu</sub> (°)	E <sub>m</sub> (MPa)	
Pacífico	Quebrada Veraguas	General-Paso Real	Conglomerado	0.40	55	2000	-
		General-Paso Real	Conglomerado	0.10	55	1500	-
		Paso Real	Lahar	0.1	55	1300	-
		Paso Real	Brecha volcánica	0.30	60	2500	-
	Río Ceibo	General	Conglomerado	-	-	630	1.3
Limón	Quebrada Rubio	Suretka	Conglomerado	-	-	1400	-
		Suretka	Brecha	-	-	1940	-
	Cruzada	Suretka	Lahar	0.30	54	-	-

### *III.2.2.2 Parámetros de resistencia y deformabilidad obtenidos a partir de los resultados del ensayo de presiómetro Menard*

Un ensayo de campo que permite conocer los parámetros de resistencia y deformabilidad de un suelo firme o roca blanda es el presiómetro de Menard. A partir de este ensayo se determina de forma indirecta el valor de módulo de deformabilidad volumétrico o edométrico ( $E_m$ ) y la resistencia a la compresión simple ( $s_u$ ) (Cano, 2009).

El ensayo se realiza con la norma ASTM D-4719 y consiste en introducir una probeta cilíndrica de hule cubierta por láminas de metal en una perforación realizada previamente, a la cual se le aplica presión interna para que se expanda y presione las paredes de la cavidad. La presión interna de la probeta se aumenta mediante la reducción del volumen del contenedor de agua que está conectado a la probeta mediante una manguera. De esta forma, se conoce el cambio relativo del radio de la cavidad y la presión asociada a la misma. Los valores de  $E_m$  y de  $s_u$  se obtienen a partir de correlaciones empíricas con los valores de módulo de deformación del presiómetro ( $E_p$ ) y presión límite del ensayo ( $p_l$ ).

Adicionalmente, se ha desarrollado una metodología para el cálculo de capacidad soportante de pilotes ante cargas de compresión, de tensión y cargas laterales a partir de los resultados de dicho ensayo (Frank, 2009), la cual se explica en el siguiente apartado.

### **III.2.3 Cálculo de fuerzas transmitidas por el edificio sobre el sistema de pilotes**

La torre de 30 niveles le transmite a la fundación cargas permanentes (CP), transitorias o temporales (CT) y accidentales como el sismo (CS). Las cargas permanentes y temporales provocan sobre el pilote fuerzas de compresión (hundimiento), mientras que las cargas por sismo generan fuerzas de compresión, de tensión (extracción), cortantes y flexión (por empuje lateral).

Para determinar las fuerzas en los pilotes, primeramente las cargas se combinan según las ecuaciones siguientes (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2011):

$$CU1=1.4CP \quad (34)$$

$$CU2=1.2CP+1.6CT \quad (35)$$

$$CU3=1.05CP+0.5CT\pm CS \quad (36)$$

$$CU4=0.95CP\pm CS \quad (37)$$

Donde CU representa las cargas últimas que transmite el edificio al sistema de pilotes, las cuales consisten en fuerzas verticales, horizontales y momentos flectores.

### III.2.3.1 Cálculo de fuerzas verticales transmitidas a los pilotes

Para la determinación de las fuerzas verticales que debe soportar cada pilote, se utiliza el método indicado en el CCCR donde se considera la placa de amarre como un elemento rígido a flexión y a carga axial (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). La fuerza axial  $P_i$  que se transmite a cada pilote  $i$  se calcula con las siguientes expresiones:

$$P_i = \frac{P_0 k_i}{K_T} \pm \frac{P_0 e_x d_{xi} k_i}{k_{\theta y}} \pm \frac{P_0 e_y d_{yi} k_i}{k_{\theta x}} \quad (38)$$

$$e_x = \frac{M_{x0}}{P} \quad (39)$$

$$e_y = \frac{M_{y0}}{P} \quad (40)$$

$$k_i = \frac{A_i E_{ci}}{L_i} \quad (41)$$

$$K_T = \sum k_i \quad (42)$$

$$k_{\theta x} = \sum k_i d_{yi}^2 \quad (43)$$

$$k_{\theta y} = \sum k_i d_{xi}^2$$

Donde:

$d_{xi}$ : distancia desde el punto 0 hasta el pilote i medido en dirección x en [m].

$d_{yi}$ : distancia desde el punto 0 hasta el pilote i medido en dirección y en [m].

$P_0$ : fuerza última vertical aplicada en el punto 0 que transmite el edificio para cada combinación de carga en [N].

$M_{x0}$ : momento último medido en el eje x aplicado en el punto 0 que transmite el edificio para cada combinación de carga en [N\*m].

$M_{y0}$ : momento último medido en el eje y aplicado en el punto 0 que transmite el edificio para cada combinación de carga en [N\*m].

$E_c$ : módulo de elasticidad del concreto =  $4700 (f'c)^{0.5}$  en [MPa]

$f'c$ : resistencia a la compresión simple del concreto en [MPa]

El punto 0 donde se aplican las cargas P,  $M_{x0}$  y  $M_{y0}$  y desde donde se mide la ubicación de los pilotes  $d_{xi}$  y  $d_{yi}$  debe cumplir con las siguientes ecuaciones:

$$\sum k_i d_{xi} = 0 \quad (45)$$

$$\sum k_i d_{yi} = 0 \quad (46)$$

Y los ejes x, y son los ejes principales del sistema donde se cumple lo siguiente:

$$\sum k_i d_{xi} d_{yi} = 0 \quad (47)$$

### III.2.3.2 Cálculo de fuerzas horizontales transmitidas a los pilotes

La carga de sismo CS genera en la cabeza de cada pilote i una fuerza horizontal  $V_i$  calculada según las siguientes ecuaciones:

$$V_i = CS \frac{K_{Li}}{\sum K_{Li}} \quad (48)$$

$$K_{Li} = \frac{E_{ci} I_p}{L_i^3} \quad (49)$$

Donde  $I_p$  es el momento de inercia de la sección transversal del pilote en  $[m^4]$

### III.2.4 Diseño de pilotes colados en sitio apoyados en roca

El diseño de pilotes apoyados en roca debe cumplir con las relaciones mostradas a continuación:

$$P_c \leq \phi_c Q_{nc} \quad (50)$$

$$P_t \leq \phi_t Q_{nt} \quad (51)$$

$$V \leq \phi_l Q_{nl} \quad (52)$$

Donde:

$P_c$ : fuerza de compresión o hundimiento aplicada sobre el pilote en [kN].

$P_t$ : fuerza de tensión o extracción aplicada sobre el pilote en [kN].

$V$ : fuerza lateral aplicada sobre el pilote en [kN].

$\phi_c$ : factor de reducción de la capacidad de carga a compresión del pilote [adim].

$\phi_t$ : factor de reducción de la capacidad de carga a tensión del pilote [adim].

$\phi_l$ : factor de reducción de la capacidad de carga lateral del pilote [adim].

$Q_{nc}$ : capacidad nominal a compresión o hundimiento del pilote en [kN].

$Q_{nt}$ : capacidad nominal a tensión o extracción del pilote en [kN].

$Q_{nl}$ : capacidad nominal a carga lateral del pilote en [kN].

Los factores de reducción de capacidad de carga para carga de compresión y tensión se obtienen del cuadro 5. 12 de la sección 5.8 del CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia,

2009). El factor de reducción de capacidad de carga para carga lateral es de 0.80 según la sección 8.1 la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos (Federal Highway Administration, 2018).

La capacidad nominal de pilotes sometidos a compresión se calcula según la ecuación (53), donde el segundo término representa la resistencia que aporta la punta ( $Q_p$ ) y el último término la resistencia que aporta el fuste del pilote por fricción ( $Q_s$ ).

$$Q_{nc} = Q_p + Q_s \quad (53)$$

$$Q_p = q_p * A \quad (54)$$

$$Q_s = P * \sum q_{si} * h_i \quad (55)$$

Donde:

$q_p$ : presión de soporte en la punta del pilote en [kPa]

A: área de la punta del pilote en [m<sup>2</sup>].

P: perímetro del pilote en [m].

$q_{si}$ : resistencia por fricción en el fuste del pilote de la capa i en [kPa].

$h_i$ : espesor de la capa i en [m].

Por su parte, la capacidad nominal de pilotes sometidos a fuerzas de extracción se calcula según la ecuación (56), donde el segundo término representa la resistencia que el fuste del pilote por fricción ( $Q_s$ ), calculado según la ecuación (54), y el tercer término es el peso del pilote (W).

$$Q_{nc} = Q_s + W \quad (56)$$

$$W = A * L * \gamma_c \quad (57)$$

Donde:

L: Longitud del pilote en [m].

$\gamma_c$ : Peso específico del concreto reforzado (23.5 kN/m<sup>3</sup>)

Por último, la capacidad nominal de pilotes sometidos a fuerzas laterales se define de forma tal que las presiones aplicadas por el pilote sobre el terreno sean menores que la presión pasiva que puede soportar el mismo, esto según la sección 5.8.2 del CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

En las siguientes secciones se mencionan los métodos aplicables a pilotes apoyados en roca para el cálculo de la capacidad soportante por punta, por fricción y ante carga lateral.

### III.2.4.1 Capacidad soportante por punta de pilotes apoyados sobre roca

Para el cálculo de la capacidad de soporte por punta de un pilote apoyado en roca existen metodologías clásicas (también conocidas como estáticas), así como empíricas y semi-empíricas. A continuación se mencionan algunas de ellas.

#### III.2.4.1.1 Métodos clásicos para el cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca

La capacidad por punta de pilotes se puede determinar según la siguiente expresión desarrollada por Vesic en 1975 (Bowles, 1996):

$$q_p = cN'_c d_c s_c + n\bar{q}N'_q d_q s_q + \frac{1}{2} \gamma' DN'_\gamma s_\gamma \quad (58)$$

$$N'_q = \frac{3}{3 - \sin(\phi)} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan(\phi) \right] \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{\frac{1.33 \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}} \right\} \quad (59)$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot(\phi) \quad (60)$$

$$N'_c = \frac{4}{3} (\ln(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 ; \text{ para condición no drenada} \quad (61)$$

$$N'_\gamma = 2(N'_q + 1) \tan(\phi) \quad (62)$$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(L/D) \quad (63)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \tan^{-1}(L/D) \quad (64)$$

$$s_c = 1 + \frac{N'_q D}{N'_c L} \quad (65)$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan(\phi) \quad (66)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L} \geq 0.6 \quad (67)$$

$$\bar{q} = \gamma L \quad (68)$$

$$n = \frac{1 + 2K_o}{3} \quad (69)$$

$$K_o = 0.95 - \sin(\phi') \quad (70)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon_v I_r} \quad (71)$$

$$\epsilon_v = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)\bar{q}}{E(1 - \mu)} \quad (72)$$

Donde:

c: cohesión de la roca en [MPa].

$\phi$ : ángulo de fricción de la roca en [°].

$N'_c$ : factor de capacidad de carga asociado a la cohesión [adim].

$N'_q$ : factor de capacidad de carga asociado al nivel de desplante del pilote [adim].

$N'_\gamma$ : factor de capacidad de carga asociado a la dimensión de la base del pilote [adim].

D: diámetro del pilote en [m].

E: módulo de elasticidad de la roca en [MPa].

$\mu$ : módulo de Poisson de la roca [adim].

Para un material en condición no drenado ( $c = s_u$  y  $\phi = 0$ ) y en estado denso se tiene que  $\epsilon_v = 0$ , por lo que  $I_{rr} = I_r$ .  $I_r$  para limos ronda valores de 50 a 75, por lo que  $N'_q = 1.0$ ,  $N'_c \approx 9.0$ ,  $N'_\gamma = 0.0$ . Por lo tanto, la ecuación (58) se reduce a:

$$q_p = 9s_u = 4.5q_u \quad (73)$$

Donde  $q_u$  es la resistencia a la compresión no confinada de la roca. Los métodos empíricos toman la forma de la ecuación anterior, tal y como se menciona en la siguiente sección.

#### III.2.4.1.2 Métodos empíricos para el cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca

Existen formulaciones empíricas para la determinación de la capacidad por punta de un pilote apoyado en roca se basan en el valor de  $q_u$ , algunas de las cuales se muestran a continuación:

$$q_p = 3.0q_u ; \text{ Coates (1967, citando en (Zhang, 2004))} \quad (74)$$

$$q_p = 2.7q_u ; \text{ Rowe y Armitage (1987, citado en (Zhang, 2004))} \quad (75)$$

$$q_p = 4.5q_u \leq 10 \text{ MPa} ; \text{ ARGEMA (1992, citado en (Zhang, 2004))} \quad (76)$$

#### III.2.4.1.3 Método francés para el cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca a partir del ensayo del presiómetro

El método de diseño para fundaciones profundas fue desarrollado por Menard entre los años 1962 a 1969 y adoptado por Los Laboratorios de Puentes y Carreteras de Francia debido a que el presiómetro se ajusta adecuadamente a todo tipo de suelos, desde blandos hasta muy rígidos, así como a rocas blandas. En 1972 fue incorporado en las recomendaciones de diseño del Ministerio de Equipamiento de dicho país, el cual lo introduce dentro del código para edificios en el año 1993 (Frank, 2009). Las expresiones utilizadas para el diseño de pilotes corresponden con una actualización realizada por Bustamante y Frank en el año 1996 y contenidas en (Bustamante, 2009) y (Frank, 2009).

La determinación de la capacidad nominal en punta del pilote se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$q_p = k_p \rho_l$$

Donde  $k_p$  es un factor de carga por punta y se obtiene de la siguiente tabla, y depende del tipo de suelo o roca y el método de construcción del pilote.

Tabla 44: Valores del factor de resistencia por punta  $k_p$ . Adaptado de (Bustamante, 2009)

Código	Arcillas y limos	Arenas y gravas	Creta	Margas y calcáreas	Roca alterada
1	1.25	1.2	1.6	2.6	1.6
2	1.3	1.65	2.0	2.0	2.0
3	1.7	3.9	2.6	2.3	2.3
4	1.4	3.1	2.4	2.4	2.4
5	1.1	2.0	1.1	1.1	1.1
6	1.4	3.1	2.4	1.4	1.4
7	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
8	1.4	1.6	1.8	1.8	1.5

El código se selecciona según el método constructivo del pilote a partir de la siguiente tabla, en la cual se indican solo los asociados con pilotes perforados por ser estos los que se consideran en este estudio.

Tabla 45: Código asignado a la técnica constructiva de los pilotes. Adaptado de (Bustamante, 2009)

Código	N°	Técnica de construcción
1	1	Perforado simple
	2	Perforado con lodo
	3	Perforado entubado (tubo perdido)
	4	Perforado entubado (tubo recuperado)
	5	Perforado simple o con lodo, ranurado o pozo
2	6	Perforado mecha continua simple o doble rotación

#### III.2.4.2 Capacidad soportante de pilotes por fricción

La capacidad soportante por fricción se puede determinar por alguno de los métodos expuestos en las siguientes secciones.

#### III.2.4.2.1 Método de esfuerzos efectivos para el cálculo de capacidad por fricción de pilotes en suelos cohesivos

El CCCR establece la siguiente ecuación para calcular el esfuerzo de fricción máximo que puede resistir un pilote construido en suelo cohesivo (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009):

$$q_{si} = 0.3\sigma'_{oi} \quad (78)$$

Donde  $\sigma'_{oi}$  es el esfuerzo efectivo promedio de la capa  $i$  en [MPa].

#### III.2.4.2.2 Método francés para el cálculo de capacidad por fricción de pilotes en suelo cohesivo a partir del ensayo del presiómetro

La capacidad a fricción  $q_{si}$  para un pilote obtenida a partir de los resultados del ensayo del presiómetro se obtiene de la Figura 72, en donde los valores de Q1, Q2, etc. se obtienen de la Tabla 46 y están relacionados con el tipo de construcción indicada en la Tabla 45 y el tipo de suelo o roca en que se encuentra construido el pilote.

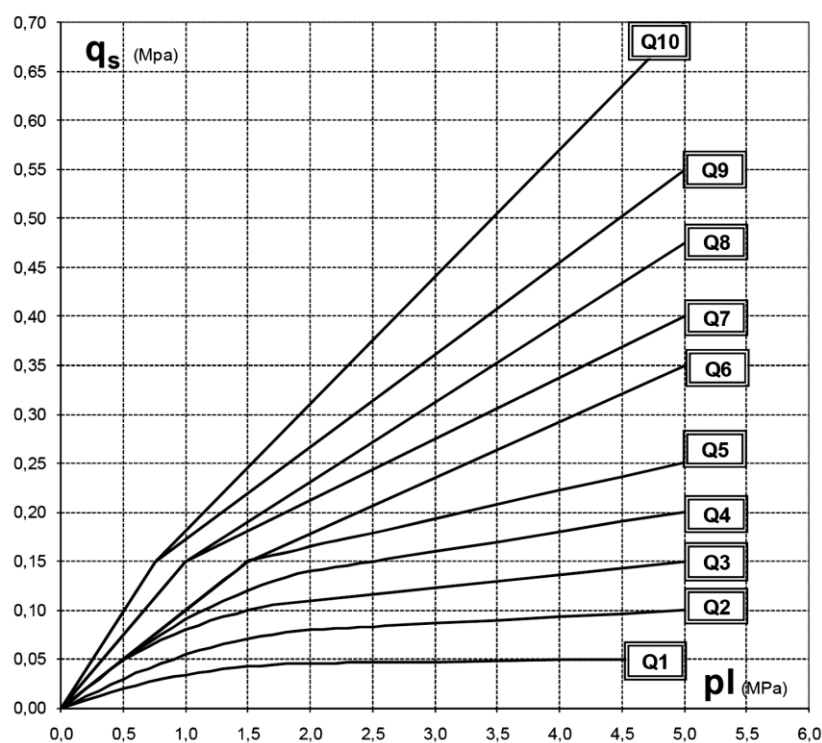


Figura 72: Valores de  $q_{si}$  a partir de técnica de construcción y tipo de suelo o roca. Tomado de (Bustamante, 2009)

Tabla 46: Definición de valores de rozamiento unitario límite por técnica constructiva del pilote y tipo de suelo y roca. Adaptado de (Bustamante, 2009).

Técnica de construcción	Arcilla y limos
Perforado simple	Q2
Perforado con lodo	Q2
Perforado entubado (tubo perdido)	Q1
Perforado entubado (tubo recuperado)	Q1
Perforado simple o con lodo, ranurado o pozo	Q3
Perforado mecha continua simple o doble rotación	Q2

### III.2.4.3 Capacidad soportante de pilotes ante cargas laterales

Se exponen a continuación los métodos que se utilizan en el diseño de los pilotes ante cargas laterales recomendados por el CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009) para el caso de cargas últimas.

### III.2.4.4 Teorías para definir la capacidad de carga lateral última en pilotes: Método de Broms

El método de Broms (1965, citado en (Das, 2012)), considera la falla por corte del terreno para el caso de que el pilote se comporte como corto (Figura 73) y la fluencia del pilote para el caso en que el mismo se comporte como largo (Figura 74). Al utilizar el método se deben realizar ambas revisiones.

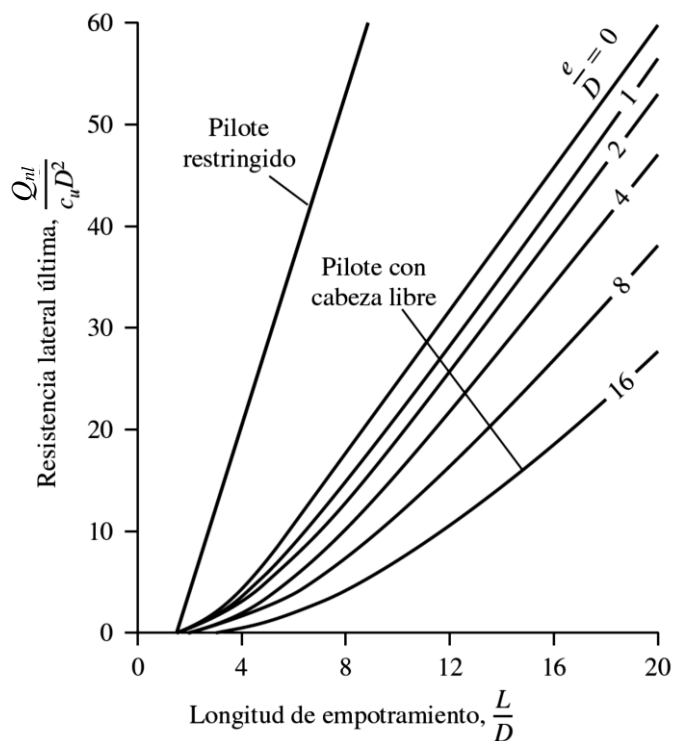


Figura 73: Solución de Broms para el cálculo de resistencia lateral nominal de pilotes cortos en arcilla. Adaptado de (Das, 2012).

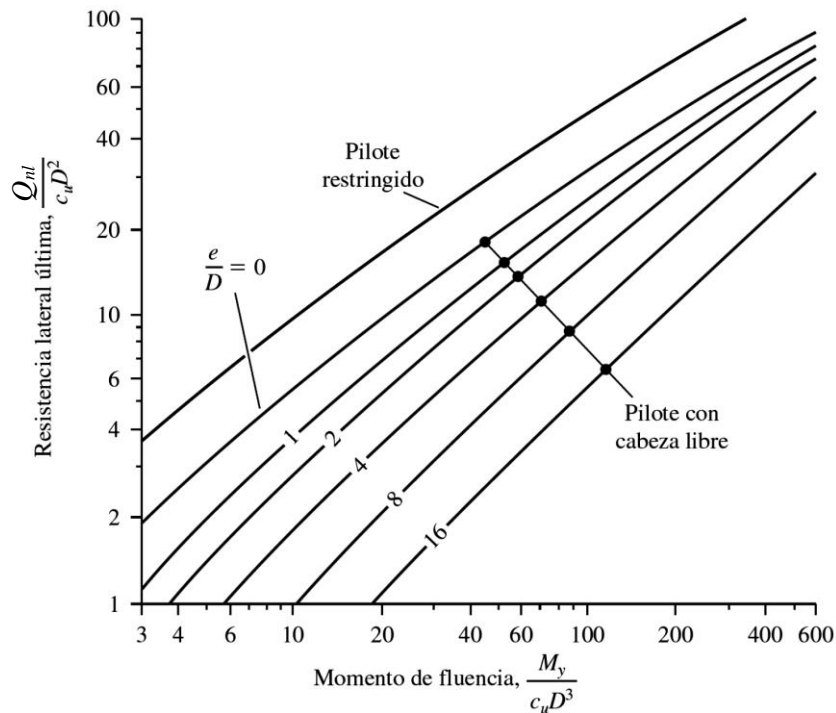


Figura 74: Solución de Broms para el cálculo de resistencia lateral nominal de pilotes largos en arcilla. Adaptado de (Das, 2012).

Donde  $M_y$  es el momento flector del pilote en  $[\text{kN}\cdot\text{m}]$ , y para pilotes de concreto reforzado se obtiene de un diagrama de interacción con la fuerza  $P_i$  que actúa sobre cada pilote  $i$  (Nilson, 1999).

Las condiciones de apoyo en la cabeza del pilote se muestran en la Figura 75 y corresponden con cabeza empotrada y cabeza libre.

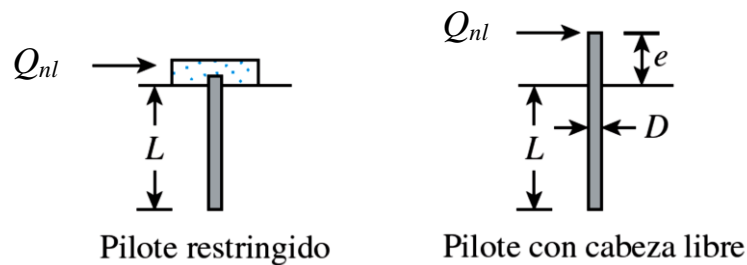


Figura 75: Tipos de restricciones en la cabeza del pilote. Tomado de (Das, 2012).

### III.2.4.5 Teorías para definir la capacidad de carga lateral última en pilotes: Método de Meyerhof

El método de desarrollado por Meyerhof (1995, citado en (Das, 2012)) aplica para pilotes cortos y largos. Un pilote largo se define a partir de la siguiente ecuación:

$$K_r = \frac{E_c I_p}{EL^4} < 0.01 \quad (79)$$

La capacidad de soporte ante cargas laterales se define para pilotes cortos en arcilla a partir de la ecuación (80) y para pilotes largos en arcilla a partir de la ecuación (81) mostradas a continuación:

$$Q_{nl} = 0.4s_u K_{cr} DL \leq 0.4p_i DL \quad (80)$$

$$Q_{nl} = 0.4s_u K_{cr} DL_e \leq 0.4p_i DL_e \quad (81)$$

$$\frac{L_e}{L} = 1.5K_r^{0.12} \leq 1 \quad (82)$$

$K_{cr}$  se obtiene de la Figura 76.

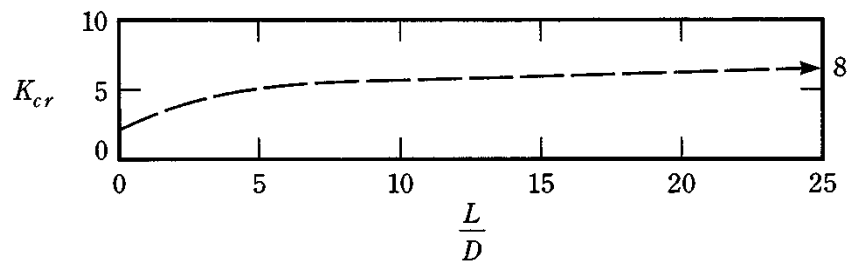


Figura 76: Variación de  $K_{cr}$  respecto a  $L/D$  para pilotes en arcilla cargados lateralmente.

### III.2.5 Modelado de pilotes mediante elemento finito

Se realizará la verificación de la capacidad a hundimiento de un pilote utilizando la metodología de elementos finitos axial-simétricos, mediante el software RS2® de la empresa Rocscience.

### III.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico

A continuación se determinan las acciones externas y parámetros geotécnicos asociados a la obra y al sitio en la que se desea realizar la misma, con el fin de determinar las condiciones de diseño para la cimentación profunda.

#### III.3.1 Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en determinar la fundación para una torre de 30 niveles en un suelo limoso que sobreyace rocas blandas (lahares) ubicado en los alrededores del Parque Metropolitano La Sabana, en la provincia de San José, cantón central, distrito de Mata Redonda, según se muestra en la Figura 77.

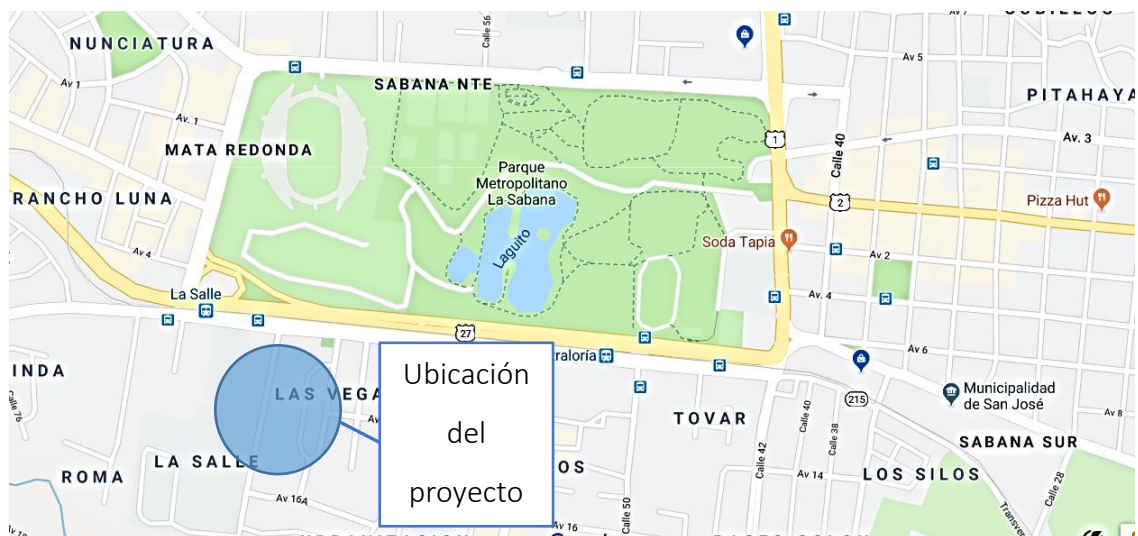


Figura 77: Ubicación del edificio. Imagen tomada de Google Maps (Google, 2019).

La topografía del lote es plana. La forma del edificio en el lote se muestra en la Figura 78.

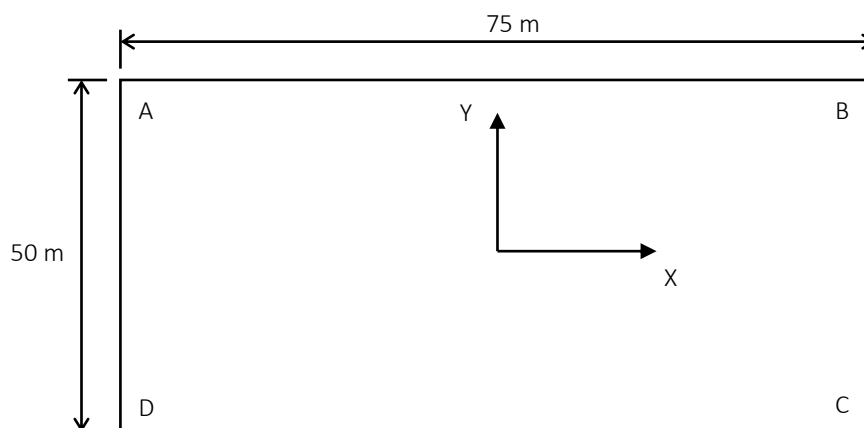


Figura 78: Huella del edificio y sistema coordinado para análisis de acciones externas.

La exploración geotécnica realizada en el sitio consiste en 2 perfiles MASW, 4 perforaciones mediante el método SPT, 4 pruebas de presiómetro, y 3 perforaciones con DMT.

### III.3.2 Cargas transmitidas por la torre a la fundación

Respecto al sistema estructural, las paredes y los entrepisos están elaborados a partir de concreto reforzado. Dicha estructura se soporta sobre una losa de fundación de 2.0 m de espesor. Para este tipo de estructuras se tienen las cargas gravitacionales indicadas en la Tabla 47.

Tabla 47: Cargas consideradas en la torre de apartamentos de concreto mejorado.

Tipo de carga	Valor	Comentario
Peso de paredes y entrepiso	8.83 kPa	Valor por cada nivel
Peso losa de fundación	23.5 kPa	Losa de 1,0 m de espesor
Carga temporal	1.96 kPa	Tabla 6.1 CSCR-10

La amenaza sísmica se define a partir de lo indicado en la sección 2 del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (2011). En la Tabla 48 se muestran los parámetros utilizados para definir la amenaza sísmica de diseño. El tipo de sitio se define en la sección III.3.4 de este documento. La carga sísmica rige sobre la carga de viento para el diseño de esta estructura.

Tabla 48: Parámetros considerados para el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura.

Parámetro	Valor	Comentario
Clasificación	1.0	Ocupación normal, tabla 4.1 CSCR-10.
Zona sísmica	III	Tabla 2.1 CSCR-10
Tipo de sitio	S3	Ver sección III.3.4
Aceleración pico efectiva	0.36	Tabla 2.3 CSCR-10
Ductilidad global asignada diseño fundaciones	1.0	Según análisis por Método de Capacidad Espectral
Sobrerresistencia fundaciones	1.2	Capítulo 5 CSCR-10
Periodo de la estructura	1.5 s	#Nivelesx0.5s
Factor espectral dinámico	1.2	Tabla E.7 CSCR-10
Coefficiente sísmico	0.227g	Ecuación 5-1 CSCR-10

Las cargas que gobiernan el diseño de la fundación se muestran en la Tabla 49Tabla 6.

Tabla 49: Cargas que gobiernan el diseño de la fundación del edificio.

Tipo de carga	Carga Axial	Momento respecto al centroide	Cortante respecto al centroide
Permanente	1203.0 MN	0.0 MN	0.0 MN
Temporal	228.1 MN	0.0 MN	0.0 MN
Sismo	0.0 kN	12349.7 MN*m	202.4 MN

A partir de dichas cargas y las ecuaciones (34) a (37) se procede a definir las cargas últimas que debe soportar el conjunto de pilotes, las cuales se muestran en la Tabla 50.

Tabla 50: Cargas últimas a considerar en el diseño de la fundación del edificio.

Combinación	Carga Axial	Momento respecto al centroide	Cortante respecto al centroide
CU1	1684.1 MN	0.0 MN	0.0 MN
CU2	1808.5 MN	0.0 MN	0.0 MN
CU3	1377.1 MN	12349.7 MN*m	202.4 MN
CU4	1142.8 MN	12349.7 MN*m	202.4 MN

A partir de estas cargas, la capacidad de los pilotes a carga axial y lateral y las ecuaciones mostradas en la sección III.2.3 se define la distribución de los pilotes que cumple con los

requisitos de resistencia para el proyecto, definidos en el CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

### III.3.3 Descripción geológica del sitio

La estratigrafía general del Valle Central se muestra en la Figura 79, la cual varía respecto a la del sitio estudiado en que este presenta los lahares y cenizas directamente sobre la formación Avalancha Ardiente, como se menciona a continuación.

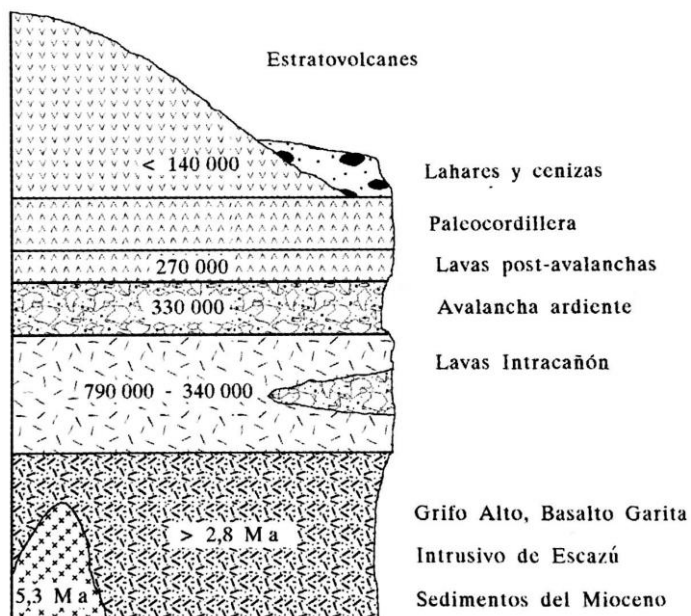


Figura 79: Estratigrafía general del Valle Central (Denyer & Kussmaul, Geología de Costa Rica, 2000).

Según el mapa geológico elaborado por Denyer y Arias (1990) (Figura 80), la geología de la zona corresponde con la zona de lahares y cenizas del cuaternario (Qv1). Estos lahares y cenizas cubren las zonas de pie de los volcanes y presentan espesores de hasta 60 m y se conforman de una matriz areno-arcillosa que contiene bloques de lava de hasta 1 m de diámetro (Denyer & Kussmaul, Geología de Costa Rica, 2000).

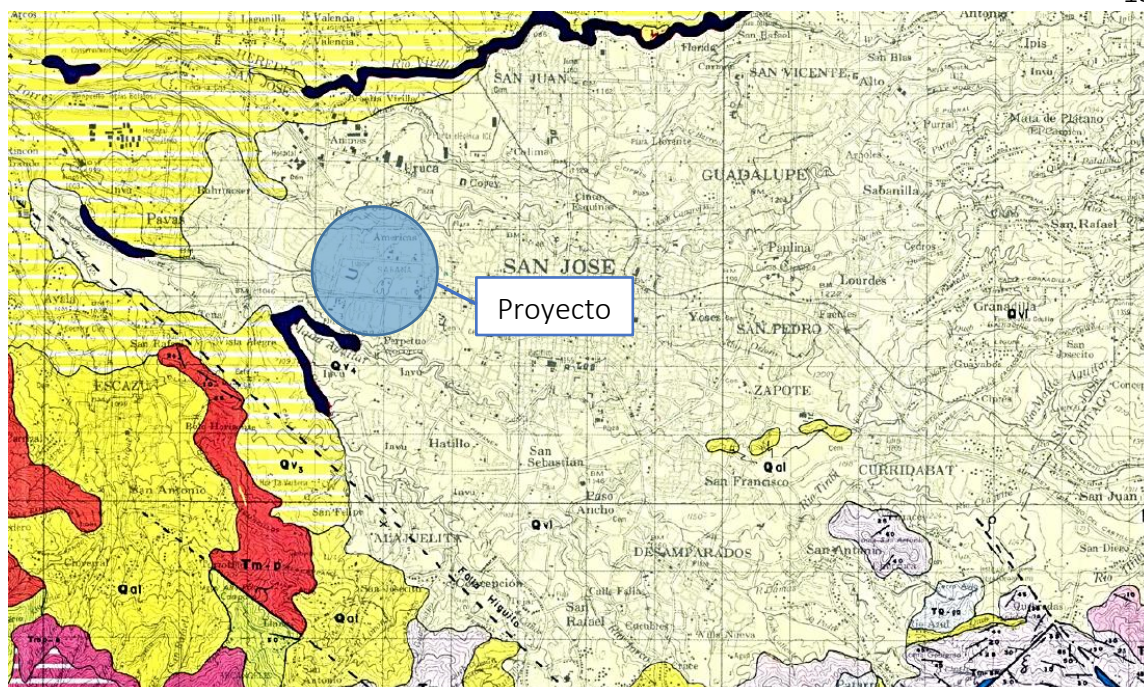


Figura 80: Hoja Abra del Mapa Geológico. (Denyer & Arias, Geología de la hoja Abra, 1990)

El mapa geológico elaborado simplificado del Valle central muestra que bajo dichas cenizas y lahares se encuentran las rocas de la Formación Avalancha Ardiente, la cual está conformada por pómez de 3 m de espesor seguido por flujos piroclásticos de hasta 45 m de espesor. Dichos flujos se presentan diferentes grados de cementación. La parte inferior, altamente soldada, está compuesta por grandes fiames de vidrio negro contenidas en una matriz cinerítica gris clara. En la parte superior se encuentra una capa muy soldada de ceniza color gris pardo (Denyer & Kussmaul, Geología de Costa Rica, 2000).

Por otra parte, la zonificación geotécnica de la GAM (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009) indica que el tipo de suelo presente en la zona corresponde a arcillas CH de alta expansividad, la cual presenta, además de problemas de expansión, baja capacidad soportante. Los espesores de suelo para esta zona rondan los 20 a 30 m de profundidad, según el Mapa de Espesores de Suelo de la GAM, elaborado por Climent y citado en (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

Respecto a las amenazas geológicas que se presentan en el cantón de Mata Redonda, las mismas están relacionadas con la actividad sísmica de la zona. Las fallas activas más cercanas

a la ubicación de la obra (Figura 81) son: Frailes (Higuito), Río Azul, Ochomogo y Cipreses. Aunque la falla de Frailes es considerada como falla neotectónica, pues no se conocen sismos destructivos asociada a la misma, se considera que tiene un potencial sísmico capaz de producir movimientos con magnitud  $M_w=7.0$  (Red Sismológica Nacional, 2019). Esta falla es la que presenta mayor potencial sísmico de las fallas mencionadas.

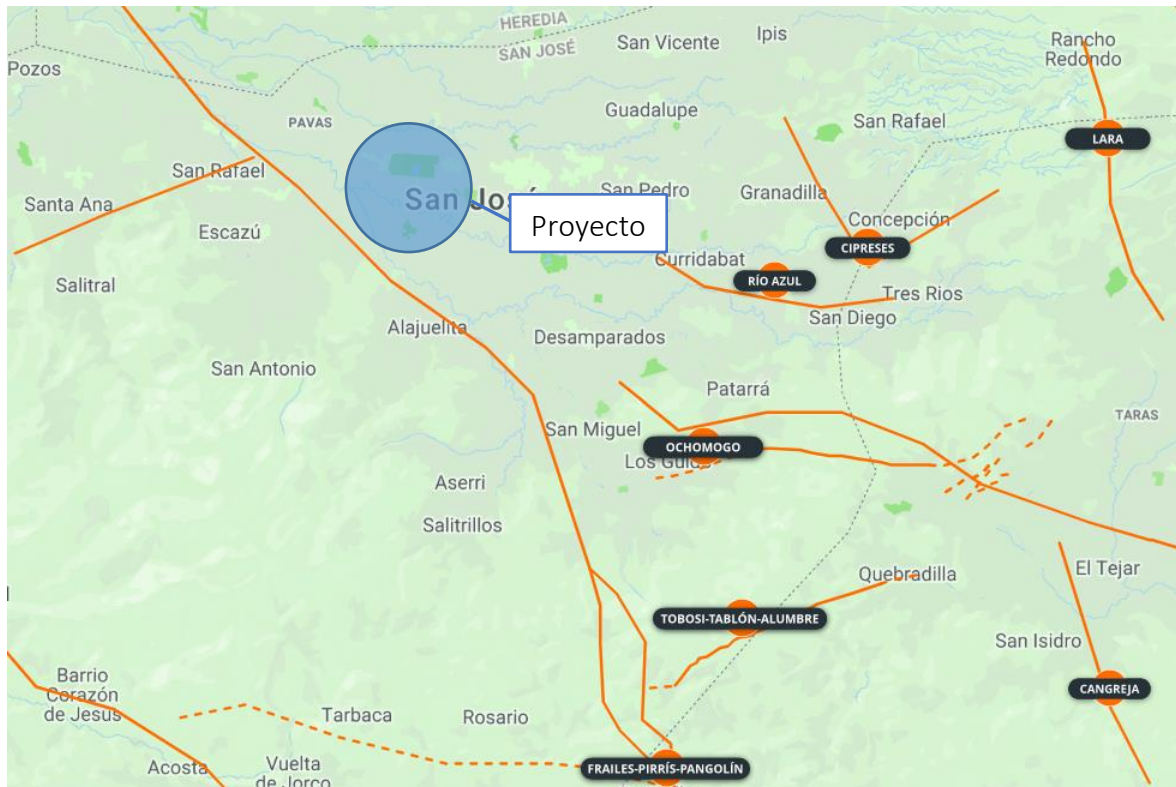


Figura 81: Fallas activas en la zona de estudio. Tomado de (Red Sismológica Nacional, 2019).

### III.3.4 Propiedades de los materiales presentes en el sitio de estudio

Como se mencionó anteriormente, la investigación de campo consta de 2 perfiles de geofísica mediante el método de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW por sus siglas en inglés y mostrados en la Figura 82) perpendiculares entre sí, 4 perforaciones mediante el método de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés), 4 pruebas con el presiómetro Menard (PMT por sus siglas en inglés) y 3 perforaciones con el dilatómetro de

Marchetti (DMT por sus siglas en inglés). Por otra parte, se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio a las muestras extraídas mediante en SPT: Límites de Atterberg, contenido de humedad natural y granulometría.

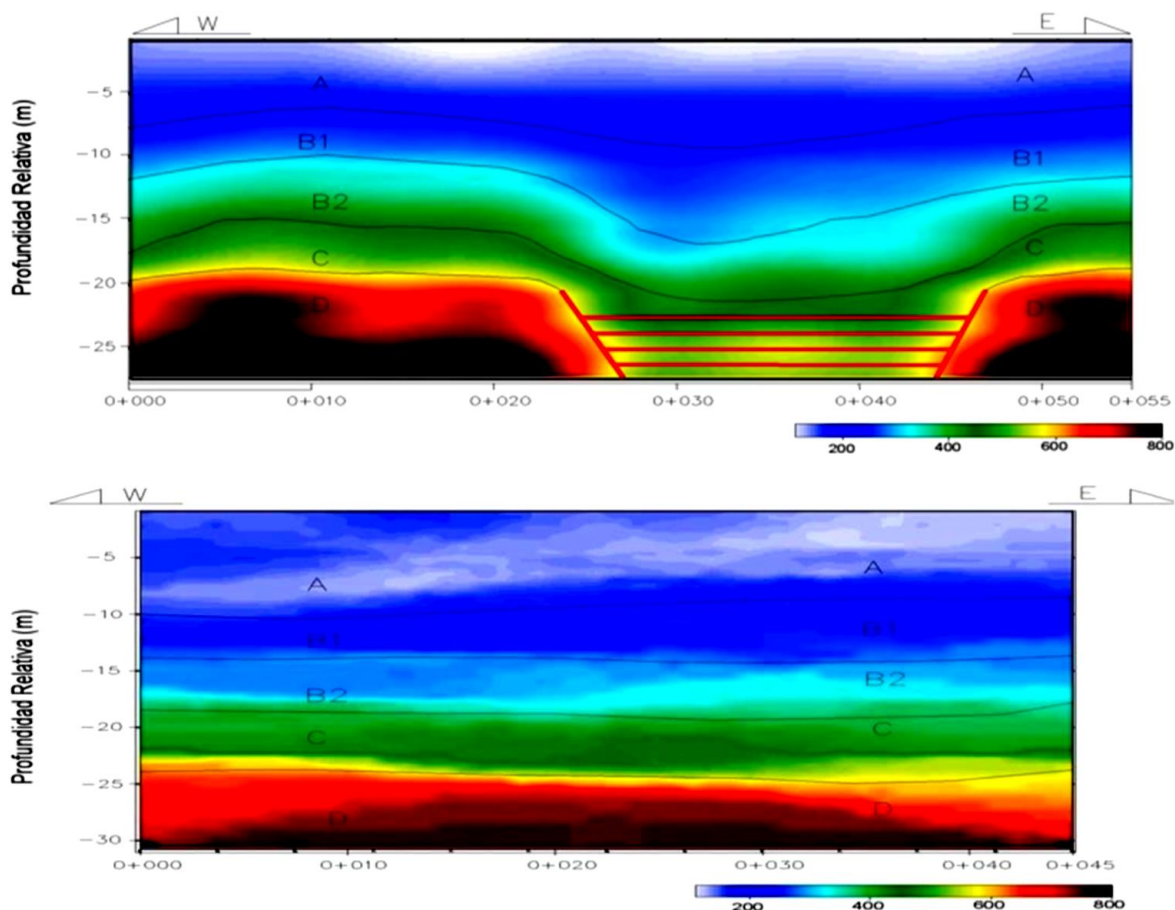


Figura 82: Perfiles de geofísica realizados mediante el ensayo MASW obtenidos en el sitio.

El espesor de las capas y el tipo de material que las conforman se muestra en la Tabla 51. En la Tabla 52 se muestran los parámetros dinámicos, de deformabilidad y de resistencia para los diferentes materiales que conforman el terreno. Esta información es obtenida y procesada de los ensayos de campo y de laboratorio y corresponden a los considerados en el modelo geotécnico.

Tabla 51: Características de las capas y los materiales que las conforman a partir de los ensayos de campo y laboratorio realizados.

Capa	Clasificación	SUCS	Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	Peso unitario $\gamma$ (MN/m <sup>3</sup> )
1	Limo arenoso	ML	9	9	0.0175
2	Limo arenoso-arcilloso	MH-ML	17.1	8.1	0.018
3	Limo arcilloso	MH	22	4.9	0.019
4	Lahares meteorizados	-	26.8	4.8	0.0215
5	Lahares compactos	-	29.85	3.05	0.022

Tabla 52: Parámetros geotécnicos obtenidos a partir de los ensayos de campo realizados.

Capa	MASW	PMT		PMT/DMT	DMT		
	$V_s$ (m/s)	$c_u$ (MPa)	$p_i$ (MPa)	$E_o$ (MPa)	$\mu$ (adim)	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)
1	200-250	0.065	0.580	31.7	0.28	0.004	25
2	250-280	0.070	0.672	34.8	0.28	0.013	30
3	280-325	0.355	3.009	41.545	0.28	0.013	33
4	325-400	0.685	5.545	124.5	0.24	0.066	37
5	400-500	-	-	132.75	0.22	0.084	39

En las perforaciones realizadas se encontró el nivel freático a una profundidad de entre 7.5 y 11.6 m respecto al nivel de terreno actual.

Según los comentarios al CSCR-10 (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2013), el tipo de sitio se define a partir del valor de  $V_s(30)$  definido como:

$$V_s(30) = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}} \quad (83)$$

Donde:

$h$ : Espesor de la capa  $i$  en (m).

$V_{si}$ : Velocidad de onda cortante de la capa  $i$  en (m/s).

Al aplicar la ecuación (83) a los valores indicados en la Tabla 52 se obtiene un valor de  $V_s(30) = 302$  m/s, lo que corresponde con un sitio S3 según la tabla 2.2 del CSCR.

### III.3.5 Modelo geotécnico

A partir de la información mencionada en los apartados anteriores se presenta en la Figura 83 el modelo geotécnico del sitio.

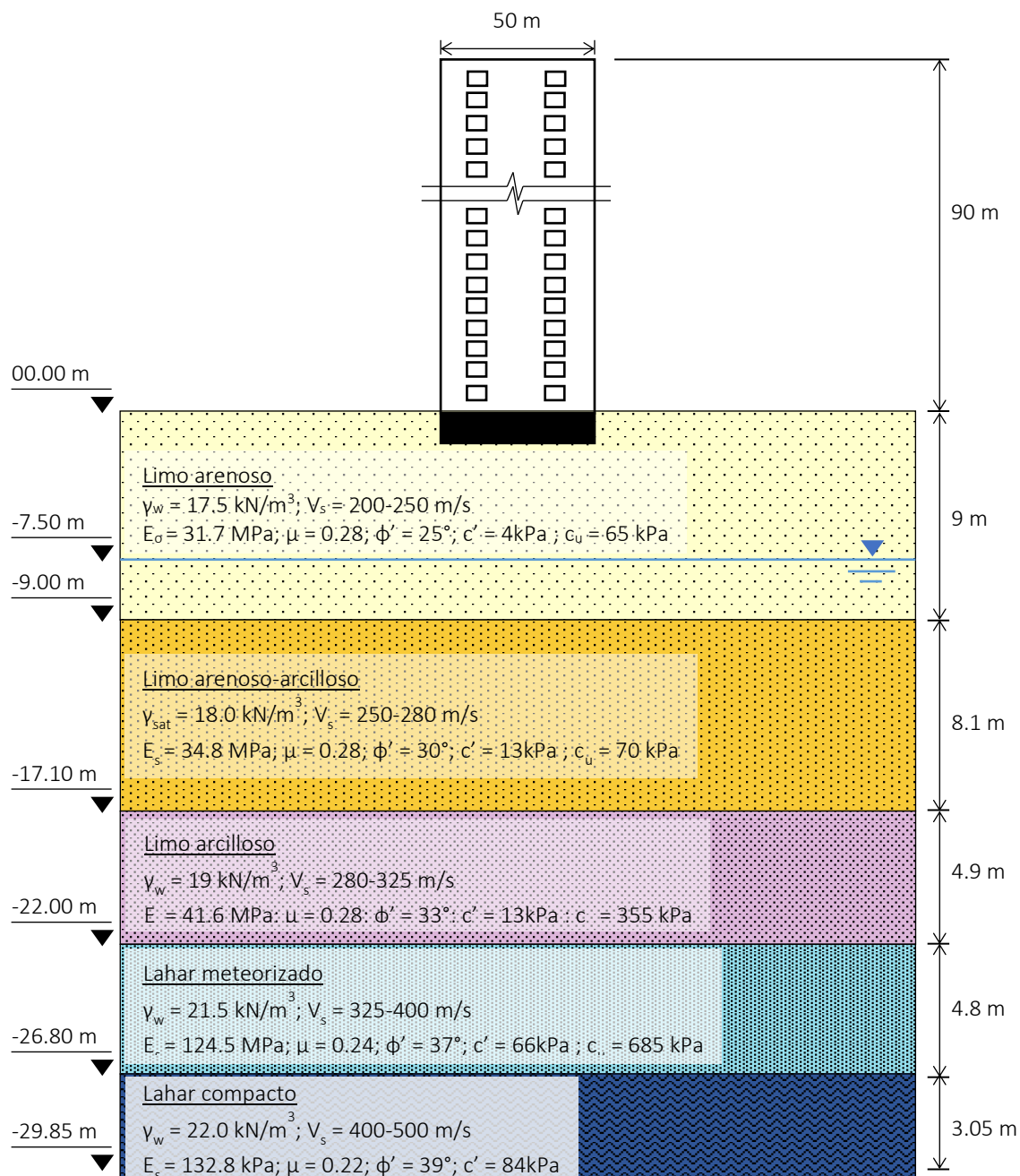


Figura 83: Modelo geotécnico del sitio. Sin escala

### III.3.6 Modelación numérica del sitio

A continuación se muestra el modelo utilizado para el cálculo de la capacidad soportante a carga axial de hundimiento de un pilote, elaborado en el software RS2® de la empresa Rockscience, en el cual se consideran las condiciones de las capas y los parámetros del modelo geotécnico mostrados en la sección anterior.

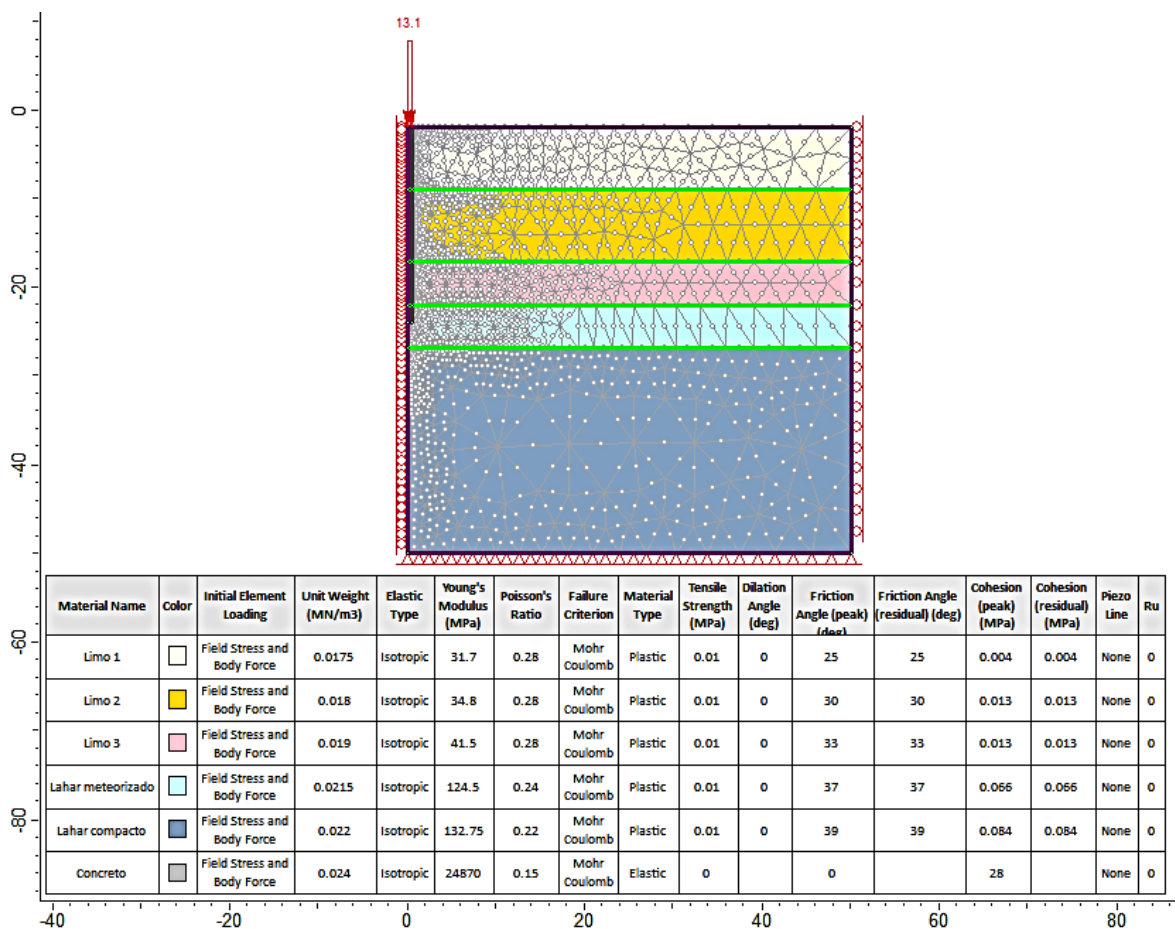


Figura 84: Modelo de elemento finito para determinar la capacidad de soporte ante carga axial de hundimiento de los pilotes, elaborado en el programa RS2® de Rockscience.

Para la elaboración del modelo se realizaron las siguientes consideraciones:

1. No hay presencia de la tabla de agua, pues la misma se abate conforme se perforan los pilotes. Este elemento genera inestabilidad en la excavación y evita que el programa converja.
2. Se considera la excavación del terreno y el colado del pilote en 4 etapas cada uno.

3. Se considera la carga aplicada sobre el pilote en 10 etapas.
4. La carga aplicada al pilote corresponde con la capacidad máxima obtenida del diseño y se aplica por unidad de área del pilote.
5. Se consideran elementos finitos triangulares de 6 nodos.

Los resultados de este modelo se discuten en la siguiente sección.

### ***III.4 Factibilidad de uso de cimientos superficiales y diseño de pilotes apoyados en roca.***

En esta sección se muestra el análisis de la fundación para la torre de 30 niveles. Primeramente se revisa si la capacidad soportante del terreno a un nivel de desplante de 2 m es suficiente para soportar las presiones últimas ejercidas por la losa de fundación sobre el terreno. Luego se determina la capacidad del pilote ante cargas axiales de hundimiento, extracción y carga lateral, para con ello definir el número y disposición de los pilotes en la losa de fundación. Por último, se presenta una verificación de la capacidad axial ante cargas de hundimiento del pilote mediante un análisis de elemento finito de tipo axialsimétrico.

#### **III.4.1 Capacidad soportante de los estratos superiores del terreno y comparación con presiones ejercidas por la losa de fundación**

La capacidad total soportante  $q_n$  para suelos cohesivos se define como (método de Brinch Hansen descrito en (Tomlinson, 1996):

$$q_n = c_u N_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + \gamma D_f N_q \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) \quad (84)$$

En la siguiente tabla se muestra los valores de cada una de las variables de la ecuación anterior, asociadas a las capas 1 y 2, así como la capacidad soportante neta del terreno.

Tabla 53: Capacidad de soporte para losa de fundación según el método de Brinch Hansen

Variable	Valor
$c_u$	70 kPa (capas 1 y 2 según Tabla 52)
$N_c$	5.1 para suelo sin fricción.
$N_q$	1.0 para suelo sin fricción.
B	50 m
L	75 m
$q_n$	429 kPa

La ecuación (84) aplica para suelos homogéneos. Para el caso de terreno estratificado se realiza un modelo en el programa Slide® de la empresa Rocscience. Luego de un refinamiento en la búsqueda de la superficie de deslizamiento con el menor factor de seguridad, se obtiene un FS aproximadamente de 1 para el caso de carga uniformemente distribuida de 430 kPa, tal cual se muestra en la Figura 85. Este resultado verifica valor de capacidad soportante indicado en la Tabla 53.

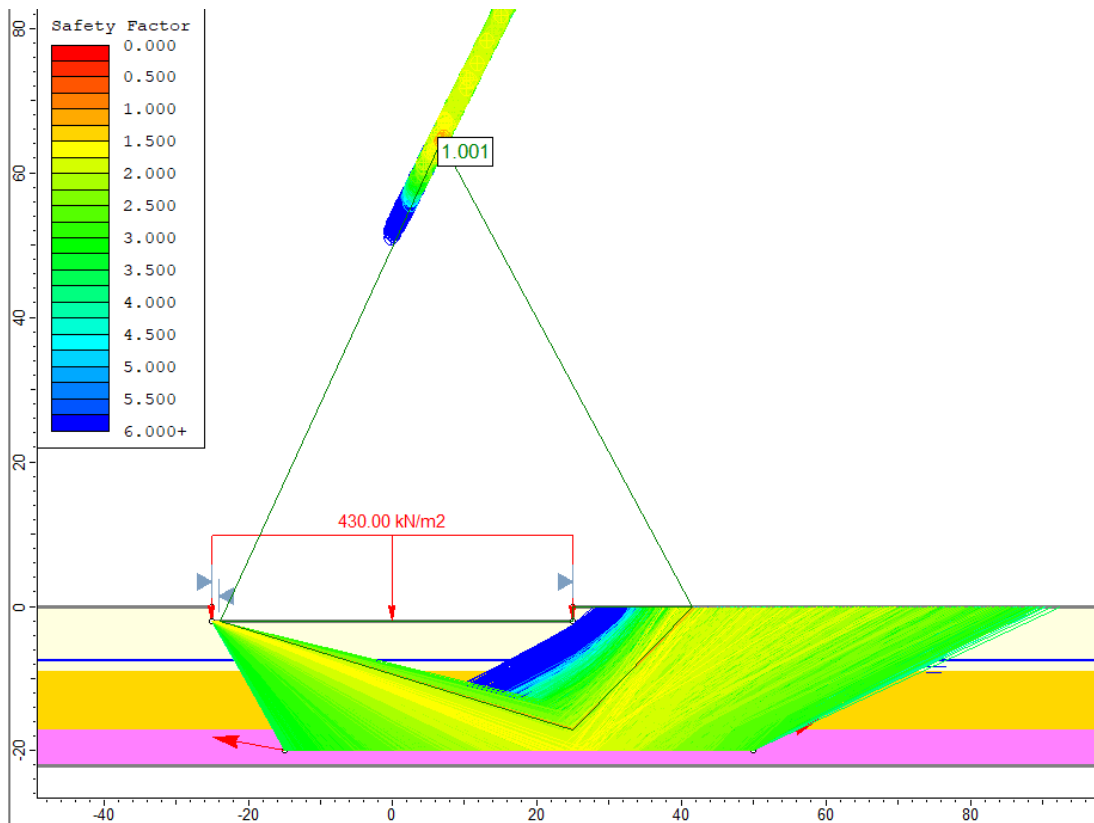


Figura 85: Resultados del análisis del FS de las superficies de deslizamiento mediante métodos de equilibrio límite al aplicar una carga de 430 kPa al terreno, elaborado en el programa Slide®.

En la siguiente tabla se muestran las presiones máximas  $q_{max}$  que presentaría la placa de fundación mostrada en la Figura 78 al aplicarle las cargas indicadas en la Tabla 50. De la comparación entre  $q_{max}$  y  $\phi q_n$  se concluye que cimentar el edificio sobre una losa de fundación llevaría a la falla del terreno. Por lo tanto, se debe diseñar un sistema de cimentación profunda a base de pilotes.

*Tabla 54: Presiones últimas y capacidad soportante factorizada para la losa de fundación del edificio.*

Combinación	$q_{max}$ (kPa)	$q_{min}$ (kPa)	$\phi$ (CCCR)	$\phi q_n$ (kPa)
CU1	449	449	0.45	193
CU2	482	482	0.45	193
CU3	762	$\approx 0$	0.85	364
CU4	700	$\approx 0$	0.85	364

### III.4.2 Capacidad soportante de los pilotes

En las siguientes secciones se muestran los resultados del cálculo de la capacidad en punta, en fricción y ante cargas laterales que presentan pilotes con las características indicadas en la Tabla 55.

*Tabla 55: Características de los pilotes utilizados para la definición de capacidad de carga.*

Característica	Valor
D (m)	1.0
L (m) (*)	22
A (m <sup>2</sup> )	0.79
$I_p$ (m <sup>4</sup> )	0.0491
$\gamma_{conc}$ (kN/m <sup>3</sup> )	24.0
W (MN)	0.41
$E_c$ (MPa)	24870
$\mu$	0.15

(\*): Considera desplante de 2 m y empotramiento de 2 m (2 diámetros)

### III.4.2.1 Capacidad soportante por punta

En la Tabla 56 se muestran los resultados de aplicar el método de Vesic expuesto en la sección III.2.4.1.1 al lahar meteorizado considerando parámetros de resistencia no drenada.

*Tabla 56: Resultados del método de Vesic para cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca.*

Variable	Valor
$K_o$	0.95
n	0.97
q (MPa)	0.347
$\varepsilon_v$	0.002368
$l_r$	73
$l_{rr}$	62
$N'_q$	1
$N'_c$	9
$N'_\gamma$	0
$d_c$	1.61
$d_q$	1.00
$s_c$	1.00
$s_q$	1.00
$s_\gamma$	1.0
$q_p$ (MPa)	11
$Q_p$ (MN)	8.46

En la Tabla 57 se muestran los resultados de aplicar los métodos empíricos expuestos en la sección III.2.4.1.2 al lahar meteorizado considerando parámetros de resistencia no drenada.

*Tabla 57: Resultados de los métodos empíricos para el cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca.*

Variable	Valor	Referencia
$q_p = 3.0q_u$ (MPa)	4.11	Ec. (74)
$q_p = 2.7q_u$ (MPa)	3.70	Ec. (75)
$q_p = 4.5q_u$ (MPa)	6.17	Ec. (76)
$Q_p$ (MN)	4.84	

En la Tabla 58 se muestran los resultados de aplicar el método francés expuesto en la sección III.2.4.1.3 al lahar meteorizado considerando parámetros medidos en los ensayos de PMT.

*Tabla 58: Resultados del método francés para el cálculo de capacidad por punta de pilotes apoyados en roca.*

Variable	Valor	Referencia
N° método constructivo	1	Tabla 45
Código método constructivo	1	Tabla 45
$k_p$	1.6	Tabla 44
$q_p$ (MPa)	8.32	Ec. (77)
$Q_p$ (MN)	6.53	

En la siguiente tabla se resumen las capacidades por punta obtenidas para pilotes apoyados en roca mediante los diferentes métodos. De la misma se nota como el resultado del método francés se asemeja al promedio de los valores calculados. Este es el valor que se selecciona para diseño de los pilotes.

*Tabla 59: Capacidades por punta para pilotes apoyados en roca obtenidos mediante los diferentes métodos aplicados.*

Método	$Q_p$ (MN)
Vesic	8.46
Empíricos	4.84
Francés	6.53
<i>Promedio</i>	<i>6.61</i>

#### *III.4.2.2 Capacidad soportante por fricción*

En la Tabla 60 se muestran los resultados de aplicar el método de esfuerzos efectivos expuesto en la sección III.2.4.2.1 al suelo limoso ubicado sobre el lahar meteorizado.

Tabla 60: Resultados del método de esfuerzos efectivos para cálculo de capacidad por fricción de pilotes en el terreno limoso.

Capa i	Espesor capa i (m)	$\sigma'_{o\text{ prom}}$ (MPa)	$q_{si}$ (MPa)	$Q_{si}$ (MN)
1	7.0	0.079	0.024	0.52
2	8.1	0.176	0.053	1.34
3	4.9	0.232	0.069	1.07
4	2.0	0.282	0.085	0.53
$Q_s$ (MN) =				3.46

En la Tabla 61 se muestran los resultados de aplicar el método francés expuesto en la sección III.2.4.2.2 al suelo limoso ubicado sobre el lahar meteorizado. Para los cálculos se considera una técnica de perforado simple en limos, por lo que, según la Tabla 46, se debe utilizar la curva Q2 de la Figura 72 para definir los valores de  $q_{si}$ .

Tabla 61: Resultados del método francés para cálculo de capacidad por fricción de pilotes en el terreno limoso.

Capa i	Espesor capa i (m)	$p_i$ (MPa)	$q_{si}$ (MPa)	$Q_{si}$ (MN)
1	7.0	0.58	0.035	0.770
2	8.1	0.672	0.040	1.018
3	4.9	3	0.090	1.385
4	2.0	5.545	0.100	0.628
$Q_s$ (MN) =				3.801

Comparando los resultados de la Tabla 60 y la Tabla 61 se concluye que la aplicación de ambos métodos conlleva a valores semejantes de capacidad a fricción. Para el diseño de los pilotes se utilizará el valor obtenido mediante el método francés.

#### III.4.2.3 Capacidad soportante ante cargas laterales

Para el cálculo de la capacidad soportante de pilotes ante carga lateral se utilizó la metodología de Broms expuesta en la sección III.2.4.4 y lo propuesto por Meyerhof, expuesto

en la sección III.2.4.5. En la Tabla 62 y en la Tabla 63 se muestran los resultados de aplicar dichas metodologías, respectivamente.

Tabla 62: Resultados de capacidad de carga lateral de pilotes mediante el método de Broms.

Variable	Valor	Comentario
Pilotes cortos		
L/D	22	
Cabeza	Restringida	
$Q_{nl}/c_u D^2$	No Aplica	La Figura 73 no presenta valores para L/D mayores a 8.
$Q_{nl}$	No Aplica	
Pilotes largos		
Cabeza =	Restringida	
$M_v$ (MN*m) =	6.87	Igual al valor calculado mediante el método de Meyerhof
$M_v/c_u D^3$ =	106	
$Q_{nl}/c_u D^2$ =	50	Obtenido de Figura 74
$Q_{nl}$ (MN) =	3.25	

Tabla 63: Resultados de capacidad de carga lateral de pilotes mediante el método de Meyerhof.

Variable	Valor	Comentario
Pilotes cortos		
$K_r$	0.0002	<0.01, aplica ecuaciones para pilotes largos
$L_e/L$	0.53	
$L_e$	11.6	
$K_{cr}$	6.9	Obtenido de Figura 76
$Q_{nl}$ (MN)	2.081	
$M_{max}$ (MN*m)	6.87	Valor utilizado en método de Broms

De los resultados mostrados se denota una menor capacidad de soporte de cargas laterales al aplica el método de Meyerhof ( $Q_{nl} = 2.081$  MN) en comparación con el obtenido del método de Broms ( $Q_{nl} = 3.25$  MN). Se utilizará el valor menor para definir la cantidad de los pilotes necesaria para soportar las cargas impuestas por la estructura.

En la siguiente tabla se resumen los valores de capacidad de soporte a utilizar para definir la cantidad y distribución de los pilotes.

Tabla 64: Capacidad de soporte en punta, fricción y ante carga lateral utilizados para la definición del número y ubicación del pilote.

Capacidad de soporte	Valor (MN)
$Q_p$	6.53
$Q_s$	3.801
$Q_{nl}$	2.081

A partir de los valores indicados en la Tabla 64 y las ecuaciones (53) a (57), en la Tabla 65 se muestran las capacidades nominales de los pilotes con diámetro de 1.0 m.

Tabla 65: Capacidades nominales del pilote de 1.0 m de diámetro y 22 m de profundidad

Capacidad nominal	Valor (MN)
$Q_{nc}$	10.33
$Q_{nt}$	4.21
$Q_{nl}$	2.08

Al realizar los cálculos mostrados anteriormente para pilotes con diámetros de 1.5 m y la misma longitud de 22 m, se obtienen las capacidades nominales mostradas en la Tabla 66.

Tabla 66: Capacidades nominales del pilote de 1.5 m de diámetro y 22 m de profundidad

Capacidad nominal	Valor (MN)
$Q_{nc}$	20.87
$Q_{nt}$	7.1
$Q_{nl}$	3.3

### III.4.3 Determinación de la cantidad y distribución de pilotes en placa de fundación

Con los valores de fuerzas en la fundación indicados en la Tabla 50 y las ecuaciones (38) a (49), se procede a definir la cantidad y distribución de los pilotes tal que las sollicitaciones de resistencia generadas sobre los mismos sean ligeramente menores a su capacidad nominal reducida. Luego de un proceso iterativo, para pilotes de 1.0 m de diámetro se define una

distribución de 20x14 pilotes, con un total de 280 pilotes. Para pilotes de 1.5 m de diámetro la distribución obtenida es de 15x9 pilotes, con un total de 135 pilotes.

Las solicitaciones máximas sobre los pilotes, así como las capacidades nominales reducidas (considerando la aplicación de pruebas de carga dinámica) para pilotes de 1.0 m y de 1.5 m de diámetro se muestran la Tabla 67 y en la

Tabla 68 respectivamente.

*Tabla 67: Solicitaciones máximas y capacidades reducidas en los pilotes de 1.0 m de diámetro para la distribución final*

Combinación de carga	Tipo de solicitación	$P_{max}$ (MN)	$\phi$	$\phi Q_n$ (MN)
1	Compresión	6.01	0.6	6.20
2	Compresión	6.46	0.85	8.78
3	Compresión	9.51	0.95	9.82
4	Compresión	8.67	0.95	9.82
4	Extracción	0.51	0.8	3.37
3 y 4	Lateral	0.72	0.8	1.66

*Tabla 68: Solicitaciones máximas y capacidades reducidas en los pilotes de 1.5 m de diámetro para la distribución final*

Combinación de carga	Tipo de solicitación	$P_{max}$ (MN)	$\phi$	$\phi Q_n$ (MN)
1	Compresión	12.48	0.6	12.52
2	Compresión	13.40	0.85	17.74
3	Compresión	18.98	0.95	19.83
4	Compresión	17.25	0.95	19.83
4	Extracción	0.32	0.8	5.69
3 y 4	Lateral	1.50	0.8	2.64

Al comparar los valores de la columna 3 con los de la columna 5 de la Tabla 67 y de la Tabla 68, se concluye que la resistencia de los pilotes para todos los casos es mayor a las solicitaciones. Por lo tanto, se concluye que la distribución definida para pilotes de 1.0 m y de 1.5 m es adecuada.

### III.4.4 Resultados de resistencia del pilote ante carga de hundimiento mediante modelado en elemento finito

Los resultados obtenidos del modelo de elemento finito axialsimétrico para pilotes de 1.0 m de diámetro se muestran de la Figura 86 a la Figura 88. En la Figura 86 se muestra el esfuerzo normal vertical que se presenta en la punta del pilote ante la carga de 10.33 MN. Asimismo, se muestra dentro de un recuadro el valor estimado a partir del método francés. Se concluye que el modelado en elemento finito subestima en más de 2 veces las presiones transmitidas por la punta del pilote al terreno respecto al método francés.

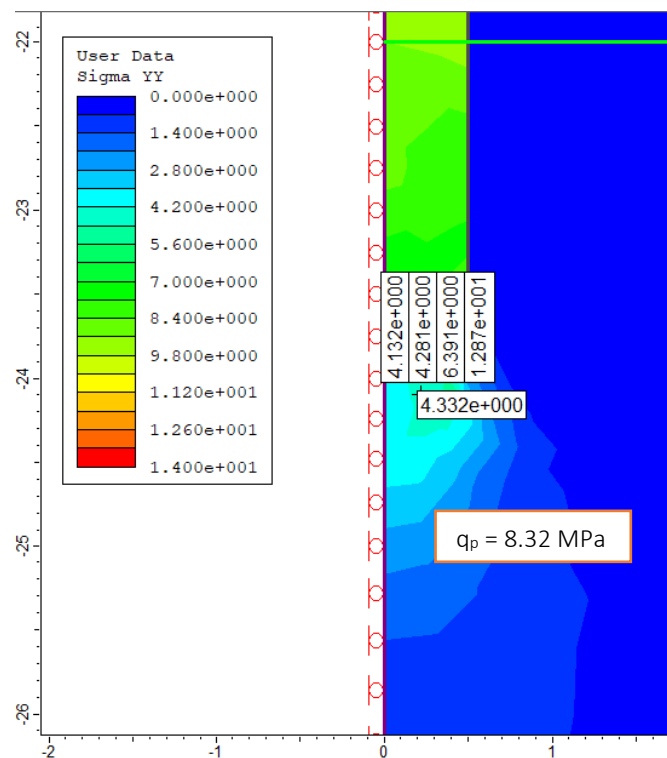


Figura 86: Esfuerzos verticales (en MPa) generados en la punta del pilote ante una carga de 10.33 MN y valor de  $q_p$  obtenido por el método francés.

En la Figura 87 se muestran los valores de los esfuerzos cortantes en el fuste del pilote obtenidos del modelo de elemento finito. Asimismo, se muestran los valores de resistencia a la fricción obtenidos mediante el método francés (en recuadros). Al comparar los valores

obtenidos mediante ambos métodos se aprecia que los mismos se encuentran en el mismo orden de magnitud, más solamente los valores de la capa 2 son semejantes entre sí.

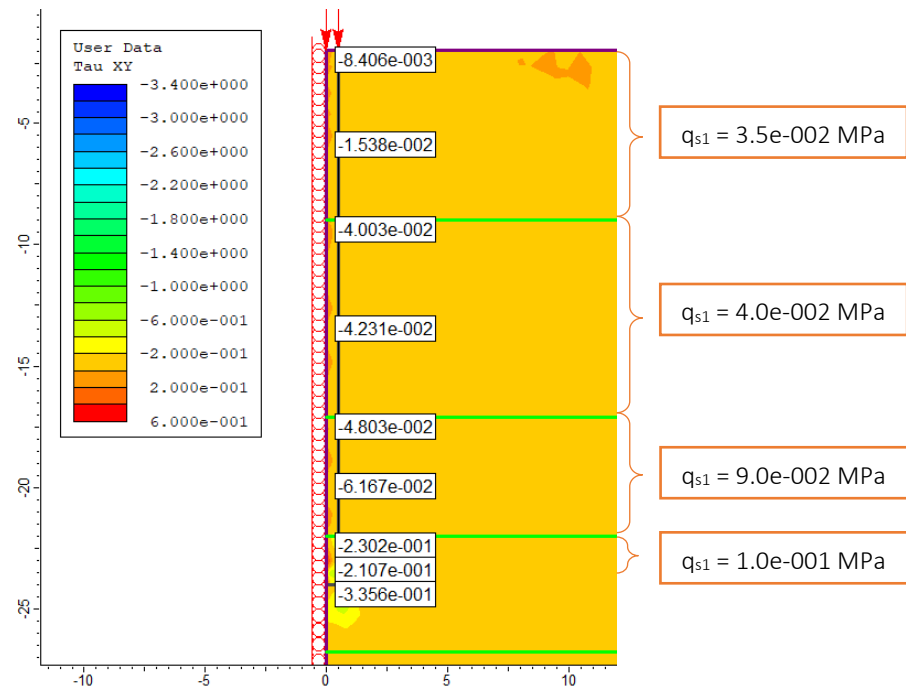


Figura 87: Esfuerzos cortantes en el plano vertical (en MPa) generados en el fuste del pilote ante una carga de 10.33 MN y valores de  $q_{s1}$  obtenidos para cada capa por el método francés.

Por último, se presenta en la Figura 88 la curva de carga-deformación del pilote. En la misma se grafica  $Q_c$ , asociado a la carga aplicada en la cabeza el pilote,  $Q_p$ , asociada a los esfuerzos normales verticales generados en la punta del pilote ante la aplicación de  $Q_c$ , y  $Q_s$  como la resta de  $Q_c$  y  $Q_p$ . La línea de límite de deformación se define según Davisson como la suma de la deformación en el rango elástico y  $1.2/D$ . El punto donde dicha línea se cruza con la línea  $Q_c$  es donde se encuentra en valor de capacidad de carga del pilote. Este método se le conoce como el método de la pendiente tangente. Kulhaway y Hirany (2009) indican que el valor así encontrado debe multiplicarse por un factor de 1.15 a 1.20 para obtener el valor de capacidad de carga real. De la gráfica se obtiene un valor entre la intersección del límite de deformación y la curva  $Q_c$  de 7.6 MN, por lo que se puede esperar un valor de  $Q_{nc}$  entre 8.8 y 9.1 MN. Este valor es cercano al valor de capacidad de 10.33 MN utilizado en el diseño y

obtenido mediante la metodología francesa, por lo que se concluye que el valor utilizado para el diseño de los pilotes es adecuado, según el modelado en elemento finito. Por otra parte, de dicha figura se obtiene un desplazamiento de 1.1 cm para una carga de servicio de 5.11 MN, la cual corresponde a la suma de cargas permanentes y temporales sin mayorar. Este desplazamiento es menor al valor de 2.5 cm establecido como límite inferior en el cuadro 3.5 del CCCR para estructuras con muros de mampostería (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

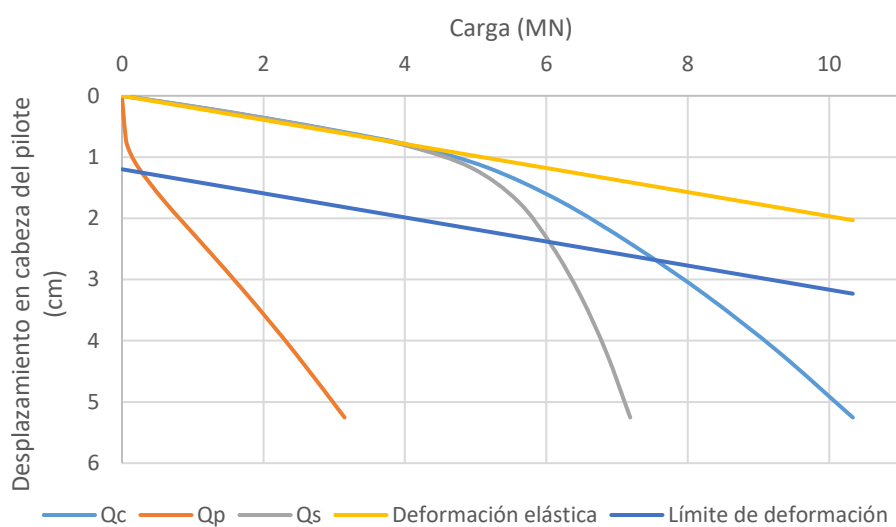
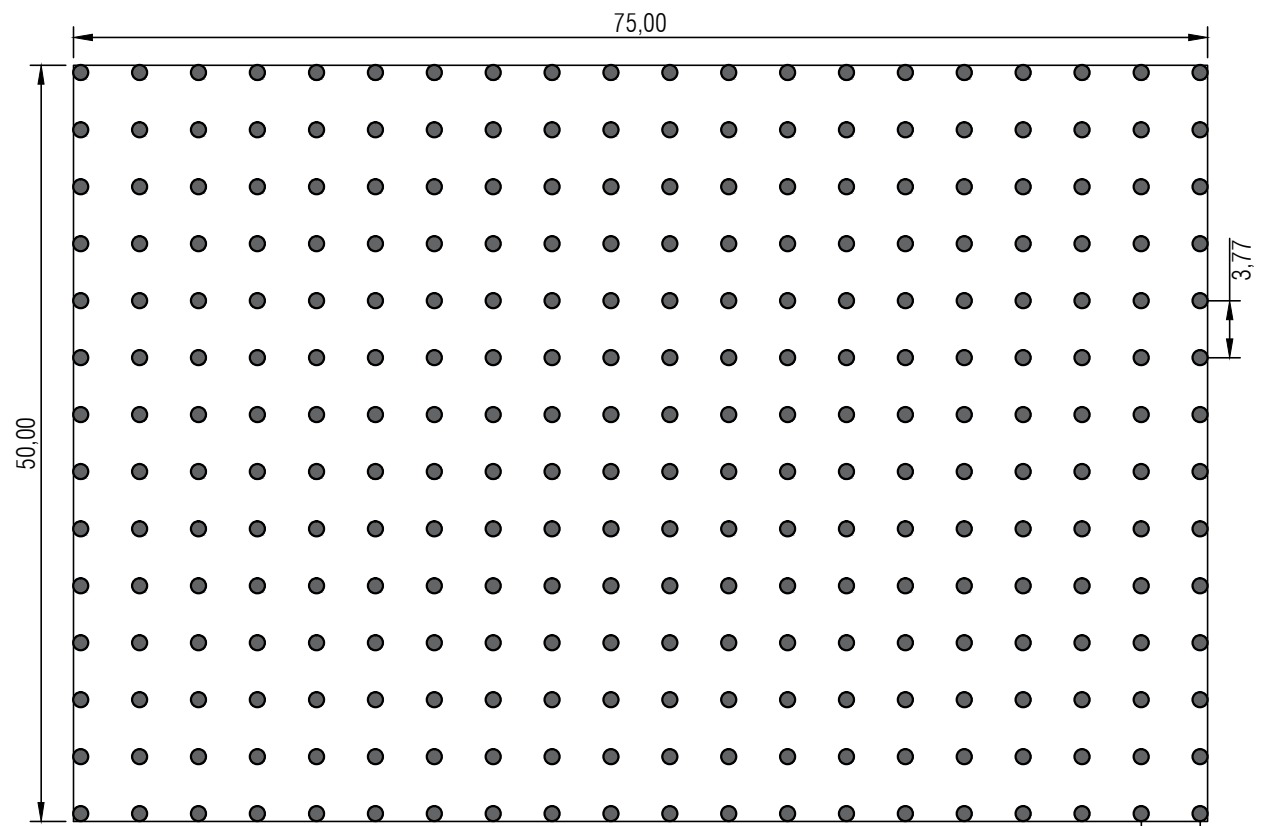


Figura 88: Curva carga-desplazamiento de la cabeza del pilote.

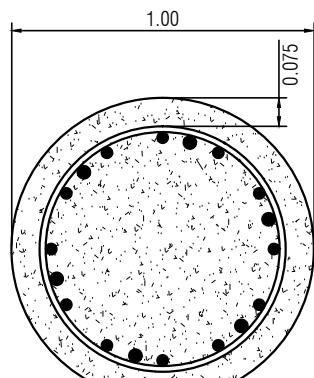
### *III.5 Planos constructivos de la solución*

En las siguientes páginas se muestran los planos constructivos para llevar a cabo la construcción de la cimentación profunda apoyada sobre roca para la torre de 30 niveles, asociada al diámetro de pilotes más económica (1.0 m de diámetro según la sección III.7).



PLANTA DE UBICACIÓN DE PILOTES

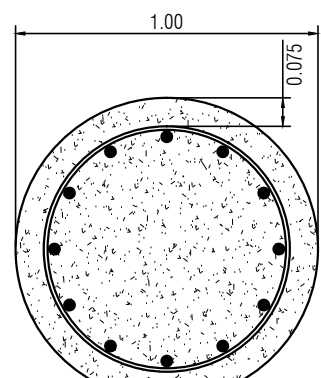
ESCALA 1:200



6 #10 Y 12 #9  
AROS EN ESPIRAL #5 @10cm  
EN ZONAS DE CONFINAMIENTO L<sub>0</sub>

SECCIÓN  
A-A

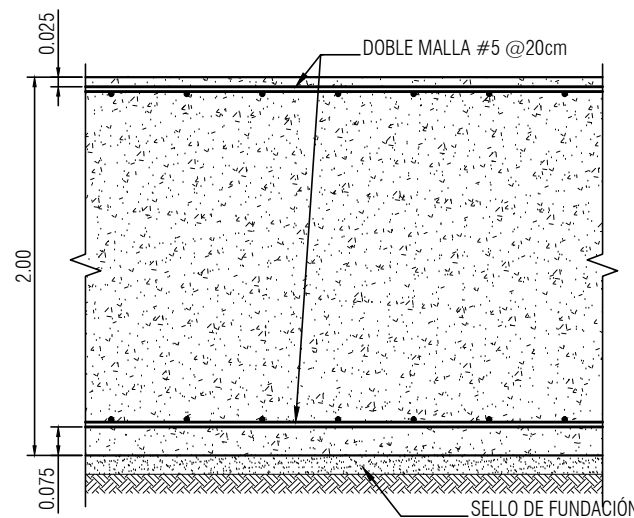
ESCALA



12 #9  
AROS EN ESPIRAL #3 @20cm  
FUERA DE ZONAS DE CONFINAMIENTO L<sub>0</sub>

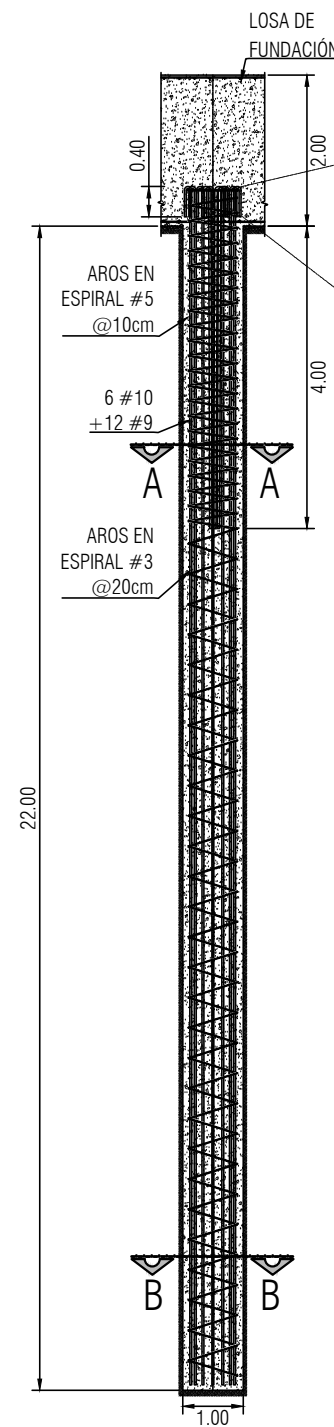
SECCIÓN  
B-B

ESCALA



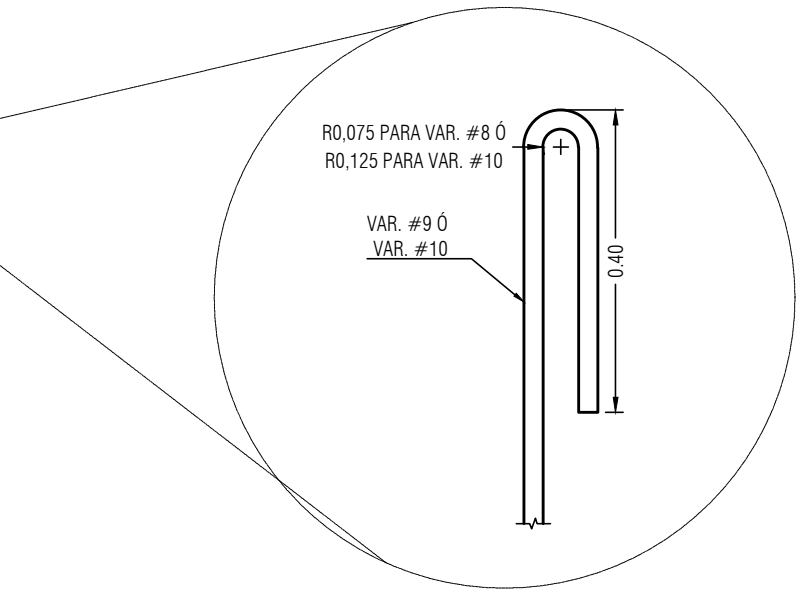
LOSA DE FUNDACIÓN

ESCALA

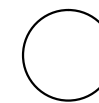


ELEVACION  
DE PILOTES

ESCALA



SIMBOLOGÍA



PILOTES COLADOS EN SITIO DE 100 cm DE DIÁMETRO  
Y 22.0 m DE PROFUNDIDAD (VER ELEVACIÓN DE PILOTES)

CONTENIDO:

- PLANTA CON UBICACIÓN DE PILOTES EN LOSA DE FUNDACIÓN
- DETALLES CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIÓN

FECHA	LÁMINA
JUNIO 2019	01

# NOTAS ESTRUCTURALES

## 1 CALIDAD DE LOS MATERIALES

### 1.1 CONCRETO

LA RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN SIMPLE POR CLASE MEDIDA EN CILINDROS A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ ) DEBE SER:

CLASE	$f'c$ (MPa)	ELEMENTO
I	28	PILOTES Y LOSA

LA LOSA DE FUNDACIÓN DEBE SER CURADA DURANTE 7 DÍAS, LUEGO DE INICIADA LA FRAGUA, O SE APLICARÁ UN CURADOR DE CONCRETO. LAS PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESPECIFICADA SE REALIZARÁN EN CILINDROS CIRCULARES DE 15 cm DE DIÁMETRO Y DE 30 cm DE LONGITUD A LOS 28 DÍAS DE EDAD, DE ACUERDO CON LA ESPECIFICACIÓN ASTM C-39. LA FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS SE BASA EN LOS SIGUIENTES CRITERIOS:

A. UNA VEZ CADA DÍA QUE SE COLOQUE DETERMINADA CLASE, PERO NO MENOS QUE

B. UNA VEZ POR CADA 110 m<sup>3</sup> DE CADA CLASE DADA CADA DÍA\*, NI MENOR QUE

C. UNA VEZ POR CADA 460 m<sup>2</sup> DE SUPERFICIE DE LOSA O MURO CONSTRUIDO CADA DÍA

CUANDO LOS ANTERIORES CRITERIOS RESULTEN EN MENOS DE CINCO ENSAYOS DE RESISTENCIA PARA CADA CLASE DE CONCRETO, LOS ENSAYOS DEBEN REALIZARSE POR LO MENOS CINCO TANDAS DE MEZCLADO SELECCIONADAS AL AZAR O EN CADA TANDA CUANDO SE REALICEN MENOS DE CINCO TANDAS.

CUANDO LA CANTIDAD TOTAL DE CADA CLASE SEA INFERIOR A 38 m<sup>3</sup> NO ES NECESARIO REALIZAR PRUEBAS DE LABORATORIO SIEMPRE Y CUANDO SE EVIDENCIE QUE LA RESISTENCIA ES SATISFACTORIA.

LAS MUESTRAS PARA LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA DEBEN TOMARSE DE ACUERDO CON "STANDARD PRACTICE FOR SAMPLING FRESHLY MIXED CONCRETE" ASTM C172.

LOS CILINDROS FABRICADOS Y CURADOS EN LABORATORIO DEBEN SATISFACER LA NORMA "STANDARD PRACTICE FOR MAKING AND CURING CONCRETE TEST SPECIMENS IN THE FIELD" ASTM C31M Y DEBEN ENSAYARSE CON LA NORMA "STANDARD TEST METHOD FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF CYLINDRICAL CONCRETE SPECIMENS" ASTM C39M.

EL CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE LA RESISTENCIA DE UNA CLASE DETERMINADA SE BASA EN LOS SIGUIENTES DOS PUNTOS.

A. CADA PROMEDIO ARITMÉTICO DE 3 ENSAYOS DE RESISTENCIA CONSECUTIVOS DEBE SER IGUAL O SUPERIOR AL VALOR  $f'c$  ESPECIFICADO.

B. NINGÚN RESULTADO INDIVIDUAL DEL ENSAYO DE RESISTENCIA ES MENOR AL VALOR DE  $f'c$  ESPECIFICADO EN 35 kg/cm<sup>2</sup> SI  $f'c$  ES IGUAL O MENOR A 350 kg/cm<sup>2</sup> O POR MÁS DE 0.10  $f'c$  CUANDO  $f'c$  ES MAYOR A 350 kg/cm<sup>2</sup>.

EN CASO DE QUE SE INCUMPLA CON LO ANTERIOR SE PERMITE REALIZAR NÚCLEOS EXTRAÍDOS DE LA ZONA EN CUESTIÓN SEGÚN LA NORMA "STANDARD TEST METHOD FOR OBTAIN AND TESTING DRILLED CORES AND SAVED BEAMS OF CONCRETE" ASTM C42M Y SE DEBEN OBTENER 3 NÚCLEOS POR CADA RESULTADO QUE INCUMPLA CON LO ANTERIOR.

SE ACEPTARÁ EL CONCRETO DE LA ZONA REPRESENTADA POR LOS NÚCLEOS SI EL PROMEDIO ARITMÉTICO DE 3 NÚCLEOS ES POR LO MENOS 85% DE LA RESISTENCIA  $f'c$  ESPECIFICADA Y NINGÚN NÚCLEO POSEE UNA RESISTENCIA MENOR AL 75% DEL  $f'c$ . TODO CONCRETO TENDRÁ UN TIEMPO MÍNIMO DE CURADO DE SIETE DÍAS, EXCEPTO QUE SE UTILICEN PRODUCTOS DIFERENTES AL AGUA, PARA LO CUAL EL TIEMPO DE CURADO SERÁ DEFINIDO POR SUS ESPECIFICACIONES.

SE PODRÁN UTILIZAR ADITIVOS PLASTIFICANTES, RETARDANTES DE FRAGUA Y OTROS, LOS CUALES FACILITEN LAS LABORES CONSTRUCTIVAS, SIEMPRE Y CUANDO SE ASEGURE LA RESISTENCIA MÍNIMA ESPECIFICADA DE DISEÑO.

### 1.2 ACERO DE REFUERZO

TODAS LAS BARRAS A UTILIZARSE DEBEN CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE LA NORMA ASTM A706 Y POSEER UN ESFUERZO DE FLUENCIA  $f_y = 420$  MPa.

TODAS LAS VARILLAS DEBERÁN COLOCARSE LIBRES DE HERRUMBRE, COSTRAS, GRASA, ACEITE, PINTURA U OTRO MATERIAL QUE PUEDA REDUCIR SU ADHESIÓN AL HORMIGÓN.

EL CONTRATISTA DEBE ENTREGAR AL INSPECTOR LOS CERTIFICADOS DE CALIDAD DEL ACERO DE REFUERZO.

EL INSPECTOR SELECCIONARÁ CUATRO MUESTRAS DEL LOTE, DE 1 m DE LARGO CON EL PROPÓSITO DE SOMETERLAS A PRUEBAS MECÁNICAS Y COMPROBAR LOS REQUISITOS DE CORRUGACIÓN. EN EL CONTROL DE CALIDAD SE VERIFICARÁN LOS REQUISITOS DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN Y DEFORMACIONES MENCIONADOS EN LA NORMA ASTM A706.

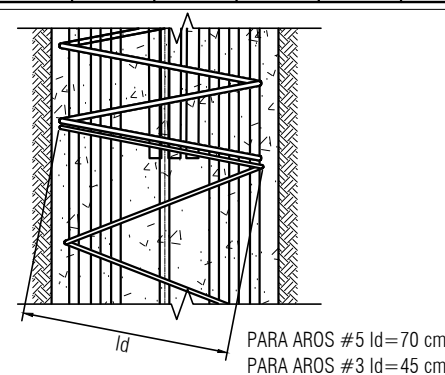
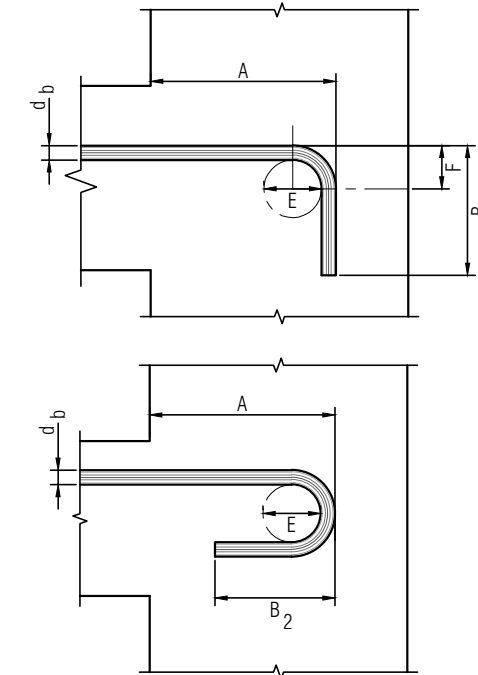
TABLA DE TRASLAPES Y LONGITUDES DE DESARROLLO (ANCLAJE RECTO) ( $f'c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>)

DESIGNACIÓN	ESFUERZO DE CEDENCIA	LONGITUD DE TRASLAPE		LONGITUD DE DESARROLLO	
		LECHO SUPERIOR	OTROS	LECHO SUPERIOR	OTROS
3	4200	65	50	50	40
5	4200	105	80	80	65
9	4200	230	180	180	140
10	4200	260	200	200	155

VALORES EN CENTÍMETROS

TABLA DE GANCHOS ESTÁNDAR ( $f'c = 280$ kg/cm <sup>2</sup> )								
DESIGNACIÓN	$d_b$	E min	F min	B min	$B_2$ min	ESFUERZO DE CEDENCIA	ANCLAJE (A)	GANCHO (B)
3	0.952	6.0	4.0	15.5	10.5	4200	20	16
5	1.588	10.0	6.5	25.5	13	4200	30	26
9	2.865	23.0	14.5	49	26	4200	55	49
10	3.226	26.0	16.5	55	29.5	4200	65	55

VALORES EN CENTÍMETROS



## TRASLAPE EN ESPIRALES

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:20

### CONTENIDO:

- NOTAS ESTRUCTURALES
- TABLAS Y DETALLES DE ANCLAJES Y TRASLAPES

FECHA	LÁMINA
JUNIO 2019	02

### III.6 Especificaciones técnicas

#### III.6.1 Descripción del trabajo

El trabajo consiste en la construcción de 280 pilotes colados en sitio, de 22 m de profundidad y 1.0 m de diámetro. Para ello, se deben utilizar las técnicas y materiales indicados en el procedimiento constructivo mostrado a continuación:

8. Perforar el terreno con barreno helicoidal para roca (ver Figura 89) hasta penetrar al menos 2 m el lahar meteorizado. Excavar el fondo con balde de limpieza para eliminar material suelto (ver Figura 90). Anotar la profundidad de excavación en bitácora de campo. Los dientes externos del barreno deben estar dirigidos hacia la cara de la excavación para eliminar el material embadurnado contra la misma. Los bloques que no permitan el paso del barreno se deben quebrar a partir del impacto de masas en caída libre como las mostradas en la Figura 91.



Figura 89: Barrenos de con dientes redondeados para perforación en roca. Tomado de (Federal Highway Administration, 2018).



Figura 90: Balde de limpieza. Tomado de (Federal Highway Administration, 2018)



Figura 91: Cinceles de caída libre y quebradores de roca. Tomado de (Federal Highway Administration, 2018).

9. Introducir la armadura utilizando separadores de 7.5 cm hacia las paredes de la excavación. Dichos separadores pueden ser elaborados de polímeros como los mostrados en la Figura 92 o a partir de una lechada de cemento y agua con resistencia  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y tener al menos 14 días de colados, y se vinculan a la armadura en la cara externa de los aros mediante alambre de acero calibre 15. Se deben colocar al menos 3 separadores en el mismo plano transversal de la armadura, separados

aproximadamente 120° entre sí. Dichos separadores deben colocarse @ 50 cm en la dirección longitudinal de la armadura. Los pilotes que serán ensayados con el método del cross-hole deben llevar adosados a la cara interna de los aros los tubos respectivos. La longitud por traslape de las varillas debe cumplir con lo indicado en las tablas incluidas en los planos constructivos. La posición de las varillas longitudinales en la armadura debe ser uniforme y simétrica.



*Figura 92: Separadores de plástico para armadura de pilotes. Tomado de (Federal Highway Administration, 2018)*

10. Colocar el concreto con resistencia  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  utilizando tubería "tremie". Registrar el volumen de concreto en la bitácora de campo. El concreto debe tener la suficiente fluidez para evitar la formación de hormigueros. La punta de la tubería "tremie" no debe sobrepasar el nivel superior del concreto en ningún momento del llenado del agujero.
11. Se debe remover el concreto que se encuentre contaminado por el terreno caído sobre el mismo en la etapa de llenado del agujero.
12. Aplicar los ensayos de cross-hole al 20% de los pilotes.
13. Aplicar el ensayo de carga dinámica a dos pilotes.

### III.6.2 Alcance del trabajo de pilotes apoyados en roca

El trabajo debe considerar el suministro de todo el equipo, materiales, mano de obra, y supervisión para perforar, instalar la armadura y colar el concreto, así como los ensayos de integridad y de capacidad de soporte.

### III.6.3 Materiales

La elaboración del concreto se debe realizar según ASTM C94-17. La calidad del concreto se debe realizar mediante la toma de muestras de 4 cilindros de concreto según la norma ASTM C172-17 a fallar a los 7, 14, 28 y 56 días. Dichos cilindros deben coronarse según ASTM C617-15 y fallarse según ASTM C39-18. La frecuencia de muestreo es una muestra de 4 cilindros por cada 115 m<sup>3</sup> de concreto colado cada día.

El acero de refuerzo debe cumplir con ASTM A706-16. Se deben fallar al menos 2 varillas de cada diámetro por cada 100 ton de acero colocado.

### III.6.4 Pruebas de los pilotes

#### III.6.4.1 Pruebas de carga

##### III.6.4.1.1 Cantidad y requisitos de las pruebas

Por la magnitud y consideraciones de diseño, el Contratista hacer pruebas de carga dinámica en dos pilotes según la norma ASTM D ASTM D 4945. Estas pruebas son dinámicas.

Los ensayos serán realizados por técnico titulado especialista en geotecnia con al menos un año de experiencia en ensayos de carga dinámica de pilotes. La interpretación de las gráficas y la redacción del informe requieren ser realizados por un ingeniero especialista en geotecnia, con al menos tres años de experiencia en ensayos de carga dinámica de pilotes.

Se debe contratar a un consultor especialista en ensayos carga dinámica para que efectúe las pruebas y las analice los resultados de acuerdo con el programa de análisis CAPWAP y la

ecuación de hinca, incluyendo el análisis especificado en la sección de aceptación del equipo de hincadura de pilotes.

#### III.6.4.1.2 Requisitos del informe

El reporte de la prueba debe cumplir con lo indicado en la norma ASTM D 4945.

El ingeniero especialista responsable del ensayo dispondrá de 48 horas después de finalizados los ensayos para facilitar los resultados finales y la evaluación de la capacidad de los pilotes, al menos en forma de avance de informe. El informe debe contar al menos con la siguiente información:

- a) Nombre de la obra y localización.
- b) Resumen de la estratificación geotécnica.
- c) Tipología de los pilotes ensayados (diámetro, longitud, sistema constructivo, edad del concreto, empalmes en su caso).
- d) Incidencias y toda información relativa a la construcción de los pilotes de prueba.
- e) Descripción del aparato utilizado en el ensayo.
- f) Fecha de realización de los ensayos.
- g) Localización de los pilotes ensayados, adjuntando croquis o plano en caso necesario.
- h) Resultados de forma gráfica y tabulada de todas las mediciones realizadas durante la prueba e interpretación de las mismas.
- i) Diseño estructural de los elementos del martillo de caída libre incluyendo la masa golpeadora.

#### III.6.4.1.3 Procedimiento de la prueba

Construir los pilotes a los que se les efectuará las pruebas de carga dinámica semanas antes para que hayan alcanzado la resistencia de concreto especificado.

Perforar agujeros para montar los instrumentos cerca de la corona del pilote. Montar los instrumentos y tomar medidas de la velocidad de onda. Colocar los pilotes designados en las

guías. Proveer una plataforma rígida de al menos 1.2 m por 1.2 m con una baranda de seguridad de 1.1 m, que se pueda llevar a la parte superior del pilote.

Se debe construir el pilote a la profundidad en la cual se alcanza la capacidad última requerida, indicada por la prueba dinámica. Se debe verificar las suposiciones usadas inicialmente en el análisis de la ecuación de onda propuesta usando CAPWAP. Efectuar análisis de ecuación de onda adicionales con ajustes, basados en los resultados CAPWAP. Proveer un gráfico que muestre el conteo de golpes contra la capacidad final. Para martinetes de diésel de final abierto, se efectuará un conteo de golpes contra un gráfico de golpes a su capacidad última. Se debe efectuar esfuerzos de hincadura, energía transferida y capacidad del pilote, como una función de profundidad para cada prueba de carga dinámica.

#### *III.6.4.1.3.1 Preparación de la cabeza*

Después de haber retirado el concreto contaminado de la cabeza del pilote, es necesario reponerlo, mediante un colado adicional de concreto de resistencia rápida, el cual deberá tener un acabado plano y liso para disponer de una superficie lo más uniforme posible tanto para la aplicación de la carga como para la instalación de la instrumentación.

Para lograr lo anterior y además reforzar la cabeza contra impactos, se recomienda que el colado se haga empleando un ademe metálico del mismo diámetro que el pilote, en una longitud de 1.8 m a 2.0 m, y con un espesor de pared de al menos 5 mm.

En el ademe hay que cortar dos ventanas de 200 mm x 200 mm, ubicadas a una distancia vertical de dos diámetros del borde superior, y con una separación radial de 180°, para montar los instrumentos de medición directamente sobre el concreto del pilote.

#### *III.6.4.1.3.2 Instrumentación*

Se requiere instalar en la cabeza del pilote un par de transductores de deformación y/o fuerza o bien un par de acelerómetros. Estos deben fijarse sobre el fuste del elemento y en puntos opuestos.

Los transductores de deformación deben tener capacidad de registrar el rango completo de las deformaciones esperadas durante la prueba. Cuando el pilote es golpeado por el martillo la frecuencia natural de vibración puede ser superior a 2000 Hz. La deformación medida puede convertirse en una fuerza, empleando el área de la sección transversal, así como el módulo dinámico de elasticidad del concreto armado que corresponda a la sección de medición.

Los transductores de fuerza deben tener una impedancia de entre 50 % y 200 % de la impedancia de la pila. La señal de salida debe ser linealmente proporcional a la fuerza axial esperada, aun considerando cargas excéntricas. La conexión entre estos transductores y el pilote debe tener una masa que sea lo más pequeña posible y la protección mínima necesaria para evitar que se dañe.

Con los acelerómetros es posible obtener la velocidad de deformación, al integrar la señal de aceleración en la consola de medición. Se requieren al menos dos acelerómetros con una frecuencia de resonancia de más de 2 500 Hz. Adicionalmente, es conveniente que ambos tengan una respuesta lineal hasta 1 000 Hz.

En todos los casos debe asegurarse que los instrumentos queden bien sujetos al pilote para que estos no se aflojen ni se suelten durante la prueba.

#### *III.6.4.1.3.3 Equipo para la aplicación de la prueba*

Se debe usar el equipo y realizar las pruebas de carga dinámica de acuerdo con la norma ASTM D 4945, bajo la supervisión del Contratista y del Inspector.

Deberá emplearse un martillo de caída libre, fabricado ex profeso para la prueba, con una masa de 14 ton de peso, que es la requerida para generar una penetración del pilote que podrá activar la resistencia del suelo correspondiente a una y media veces la carga de trabajo, como mínimo.

En el diseño de la masa golpeadora debe tenerse en cuenta que el área de contacto con el pilote debe ser al menos igual al 25 % de su sección.

Para asegurar que la carga es aplicada de forma totalmente axial se deberán emplear una guía fija, también fabricada ex profeso para la prueba, que permita mantener a la masa golpeadora en su posición correcta, y alineada con el eje del pilote.

En el diseño de la guía del martillo debe tenerse en cuenta la longitud de la masa golpeadora y sumar a esta la altura de caída de la que debe dejarse caer dicha masa, que, al presente, considerando la máxima carga de trabajo del pilote, se estima que podrá ser de 1.5 a 3m.

La cabeza de la pila deberá protegerse mediante un sistema de amortiguamiento (sufridera) que consiste en láminas de contrachapado (“plywood”) apiladas sobre la cabeza del pilote. El espesor de estas láminas puede ser de una pulgada.

#### *III.6.4.1.3.4 Calibración y ejecución de la prueba*

Es necesario que previamente a la ejecución de la prueba haya una etapa de calibración, la cual se efectúa aplicando impactos de pequeña magnitud con la masa del martillo, dejada caer desde una altura de 300 mm o menos, para valorar el nivel de esfuerzos transmitidos al pilote. A partir de esta calibración se revisará los siguientes aspectos, entre otros:

- La protección de la cabeza del pilote, para amortiguar los impactos.
- El valor máximo de la energía que se necesita aplicar, a partir del nivel de deformación que se produce en el pilote.
- El correcto funcionamiento de los transductores de deformación y/o los acelerómetros.

Concluida la etapa de calibración, se procederá a hacer las adecuaciones necesarias, para dar inicio a la prueba.

Las señales de fuerza y velocidad se procesarán en la consola de medición o computadora, aplicando la teoría de la ecuación de onda, para calcular la fuerza desarrollada, la velocidad, aceleración y magnitud del desplazamiento, así como la energía aplicada durante cada golpe. Para una clara definición de la fuerza debe haber una reflexión de la onda de tensión que genera el impacto a la profundidad que se encuentra la punta del pilote. Esta onda puede verse en el momento que se produce, en la pantalla de un microcomputador portátil.

El análisis de la información debe empezar a hacerse durante la prueba, debiendo compararse la fuerza aplicada contra el producto de energía, así como con la impedancia del pilote.

#### *III.6.4.1.3.5 Criterios de aceptación y rechazo*

Basándose en resultados de la prueba dinámica de carga, análisis CAPWAP y análisis de ecuación de onda, se debe aprobar o rechazar el diámetro y la elevación requerida; o especificar o solicitar pilotes de prueba y pruebas de carga adicionales. Esta información se entregará dentro de los 7 días después de recibida la orden respectiva, con toda la información requerida de pruebas para los pilotes de pruebas dinámicas.

#### *III.6.4.2 Pruebas de integridad*

##### *III.6.4.2.1 Cantidad y requisitos de las pruebas*

El Contratista debe llevar a cabo ensayos de integridad de al menos el 20% de los pilotes según la norma ASTM D 5882 o pruebas según la norma ASTM D 6760. Este trabajo debe ser realizado por una empresa que se encuentre certificada y posea este ensayo certificado ante el E.C.A. Los ensayos serán realizados por técnico titulado especialista en geotecnia con al menos un año de experiencia en ensayos de integridad de pilotes. Por otro lado, la interpretación de las gráficas y la redacción del informe requieren ser realizados por un ingeniero especialista en geotecnia, con al menos tres años de experiencia en ensayos de integridad de pilotes.

##### *III.6.4.2.2 Requisitos del informe*

El ingeniero especialista responsable del ensayo dispondrá de 48 horas después de finalizados los ensayos para facilitar los resultados finales y la evaluación de la integridad de los pilotes, al menos en forma de avance de informe. El informe debe contar al menos con la siguiente información:

- a) Nombre de la obra y localización.
- b) Resumen de la estratificación geotécnica.
- c) Tipología de los pilotes ensayados (diámetro, longitud, sistema constructivo, edad del concreto, empalmes en su caso).
- d) Incidencias durante la construcción.
- e) Descripción del aparato utilizado en el ensayo.
- f) Fecha de realización de los ensayos.
- g) Localización de los pilotes ensayados, adjuntando croquis o plano en caso necesario.

#### III.6.4.2.3 Procedimiento de la prueba

Para la realización del ensayo según la norma ASTM D 6760 se precisa que en los pilotes el contratista deje instalados tubos para poder introducir las sondas hasta la profundidad que se quiera ensayar. Los requisitos para estos tubos son los siguientes:

- Los tubos deben ser preferentemente de acero, con diámetro mínimo 40 mm y preferiblemente 50 mm. Se pueden emplear tubos de plástico en pilotes cortos, pero es muy fácil que se deterioren durante el hormigonado y queden inservibles, y que no ofrezcan buena adherencia al hormigón.
- No es recomendable utilizar tubos de mayor diámetro para aprovechar, por ejemplo, tubos destinados a perforaciones o inyecciones en la punta del pilote, ya que la señal ultrasónica debe atravesar mayor espesor de agua en el tubo y pierde energía, lo cual reduce el alcance de la misma y dificulta el ensayo en pilotes de gran diámetro.
- Se unirán firmemente a la armadura del pilote, con sujeciones adecuadas al menos cada metro.
- Los empalmes deben realizarse con manguitos roscados, ya que las uniones soldadas pueden producir rebabas que dificulten el paso de las sondas o deterioren los cables.
- Los dos extremos deben cerrarse herméticamente por medio de tapones metálicos roscados, para impedir la entrada de elementos extraños y para evitar la pérdida del agua que deben contener durante el ensayo. Los extremos superiores deben también

cerrarse para evitar la caída accidental de material hasta el momento de realización del ensayo. Sobresaldrán al menos 40 cm y no más de 150 cm del hormigón del pilote, o del terreno, si están enterrados en el momento del ensayo.

- Los tubos deben llenarse de agua dulce y limpia, previamente al hormigonado, o antes del inicio del fraguado como muy tarde, para asegurar una buena adherencia del hormigón al tubo cuando el hormigón se enfríe. Deberá comprobarse que no tienen obstrucciones, ni se producen pérdidas de agua.
- El número de tubos por pilote recomendados por la norma ASTM D 6760 es de un tubo cada 0.25 a 0.30 m de diámetro, con un mínimo de tres tubos.

Los pilotes a ensayar estarán accesibles y sin presencia de agua. El concreto no tendrá, en general, menos de una semana en el momento del ensayo. El Contratista debe disponer de un plano con la identificación de los pilotes, su longitud aproximada, e información sobre posibles incidencias durante su construcción.

Previamente al inicio del ensayo de cada pilote, se pasará una plomada por cada tubo, se medirá su longitud, y se comprobará la ausencia de obstrucciones. Se comprobará que están llenos de agua.

En pilotes con cuatro tubos se realizarán seis ensayos, cuatro en las parejas de tubos adyacentes y dos en las parejas de tubos diagonalmente opuestos.

El ensayo se realizará después de bajar las sondas hasta el fondo de los tubos, levantando ambas simultáneamente después de asegurarse de que están en el mismo plano horizontal.

En caso de realizarse pruebas con el método sónico con la norma ASTM D 5882 el criterio de aceptación es:

- Los pilotes que presenten reflexiones insignificantes de la onda sónica en puntos del fuste del pilote por encima de la punta, y una clara reflexión de la onda en la punta, pueden ser aceptados. Cuando no se aprecia una reflexión clara de la onda sónica en la punta, cosa que puede suceder en pilotes muy esbeltos, el ingeniero superior especialista establecerá hasta que profundidad el ensayo puede considerarse significativo.

- Si se aprecian reflexiones significativas o anomalías de la onda por encima de la punta del pilote, el ingeniero superior especialista tratará de dar una interpretación evaluando los posibles fallos en el pilote. Para ello se podrá auxiliar de las curvas en el dominio de frecuencia, de modelos matemáticos u otros métodos, así como de las informaciones facilitadas por el constructor, la dirección facultativa u otros agentes que intervengan en el proceso constructivo. Si la evaluación realizada concluye que el fallo reduce significativamente la capacidad estructural del pilote, este será calificado como defectuoso. En el caso de gráficas de ensayo complicadas, que no permitan llegar a una conclusión clara, el pilote será calificado como cuestionable.

#### III.6.4.2.4 Criterios de aceptación y rechazo

En caso de realizarse pruebas con el método sónico con la norma ASTM D 6760 el criterio de aceptación es:

- Los pilotes que presenten una gráfica uniforme de tiempo de llegada de la onda ultrasónica en toda su altura y en todos los perfiles ensayados pueden ser aceptados.
- En el caso de que uno o varios perfiles entre parejas de tubos presenten retrasos significativos o pérdidas de señal a una o varias profundidades, el ingeniero superior especialista tratará de dar una interpretación evaluando los posibles fallos en el pilote. El número y posición de perfiles que tienen una determinada anomalía a una misma profundidad puede dar una indicación de la zona afectada en planta. Se podrá auxiliar de informaciones facilitadas por el constructor, la dirección facultativa u otros agentes que intervengan en el proceso constructivo. La interpretación concluirá con una estimación de la gravedad del fallo en el pilote detectado.

Los pilotes calificados como defectuosos o cuestionables, pueden ser aceptados, reparados o sustituidos por otros, a criterio del Inspector y del Diseñador. Antes de adoptar una decisión, los pilotes pueden ser sometidos a pruebas y ensayos complementarios, tales como

pruebas de carga estáticas, Statnamic o dinámicas, sondeos con recuperación de testigo continuo, o excavación perimetral si los defectos no están a gran profundidad.

Las acciones correctoras pueden consistir en inyecciones a presión a través de perforaciones en el concreto del pilote, en micropilotes perforados dentro del pilote, u otras.

En el caso de defectos en la parte superior del pilote, se puede demoler dicha zona y volver a reconstruir. En todos los casos se puede volver a realizar el ensayo de los pilotes reparados.

### III.7 Presupuesto

En la Tabla 69 Tabla 19 y en la Tabla 70 se muestra el presupuesto realizado para la construcción del sistema de fundación con pilotes de 1.0 m y 1.5 m de diámetro respectivamente. Al comparar los costos de ambas tablas se concluye que la solución con pilotes de menor diámetro es más económica por ₡103,274,412.00 (ciento tres millones doscientos setenta y cuatro mil cuatrocientos doce colones), siendo el costo de la misma de ₡ 2,171,231,896.00 (dos mil ciento setenta y un millones doscientos treinta y un mil ochocientos noventa y seis colones).

Tabla 69: Presupuesto de la solución de pilotes de 1.0 m de diámetro.

Elemento	Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo	Consideraciones
Losa	Concreto	7875	m3	₡ 81 600	₡ 642 600 000	Concreto f'c=280 kg/cm2, 5% desp.
	Acero	247275	kg	₡ 654	₡ 161 717 850	Acero grado 60
	Botado material extraído	9450	m3	₡ 6 966	₡ 65 828 700	1.2 de hinchamiento
Pilotes	Excavación	6160	ml	₡ 185 245	₡ 507 160 500	Incluye traslado de maquinaria
	Concreto	5322	m3	₡ 81 600	₡ 434 263 609	Concreto f'c=280 kg/cm2, 10% desp.
	Acero	488102	kg	₡ 654	₡ 319 218 987	Formado en armadura
	Botado material extraído	5806	m3	₡ 6 966	₡ 40 442 250	1.2 de hinchamiento
<b>Total</b>					<b>₡ 2 171 231 896</b>	
					<b>\$ 3 618 720</b>	

Tabla 70: Presupuesto de la solución de pilotes de 1.5 m de diámetro.

Elemento	Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo	Consideraciones
Losa	Concreto	7875	m3	₪ 81 600	₪ 642 600 000	Concreto f'c=280 kg/cm2, 5% desp.
	Acero	247275	kg	₪ 654	₪ 161 717 850	Acero grado 60
	Botado material extraído	9450	m3	₪ 6 966	₪ 65 828 700	1.2 de hinchamiento
Pilotes	Excavación	2970	ml	₪ 185 245	₪ 550 178 578	Incluye traslado de maquinaria
	Concreto	5773	m3	₪ 81 600	₪ 471 098 469	Concreto f'c=280 kg/cm2, 10% desp.
	Acero	518670	kg	₪ 654	₪ 339 210 092	Formado en armadura
	Botado material extraído	6298	m3	₪ 6 966	₪ 43 872 619	1.2 de hinchamiento
<b>Total</b>					<b>₪ 2 274 506 309</b>	
					<b>\$ 3 790 844</b>	

### ***III.8 Conclusiones***

1. A partir de la información de investigación de campo y pruebas de laboratorio se definió el perfil geotécnico conformado por 20 m de suelo tipo limo arenoso – arcilloso separado en tres capas de consistencia blanda a compacta. Dichas capas de suelo sobreyacen la capa de roca meteorizada tipo lahar.
2. Para la primera capa, se define un valor de cohesión efectiva de 4 kPa y un ángulo de fricción efectiva de 25°. Para la segunda capa se define un valor de cohesión efectiva de 13 kPa y un ángulo de fricción efectiva de 30°. Para la tercera capa se define un valor de cohesión efectiva de 13 kPa y un ángulo de fricción efectiva de 33°. Los parámetros de resistencia no drenada son de 65 kPa, 70 kPa y 355 kPa respectivamente.
3. Para el estrato de lahar meteorizado se define un valor de cohesión efectiva de 66 kPa y un ángulo de fricción efectiva de 37°. El parámetro de resistencia al cortante no drenado es de 685 kPa.
4. La capacidad soportante del terreno calculada con el método de Hansen y mediante el programa Slide® es de 429 kPa, la cual al aplicársele los factores de reducción de capacidad presenta valores menores a las presiones que transmitiría la edificación al suelo bajo la placa de fundación. Por lo tanto es necesario la implementación de un sistema de cimentación profundo conformado por pilotes de 22 m de longitud por debajo de una losa de fundación de 2 m de espesor.
5. El valor de capacidad por punta para pilotes de 1.0 m de diámetro y apoyados en roca obtenido por los métodos de Vesic (8.46 MN), métodos empíricos (4.84 MN) y el método francés (6.53MN) presentan valores similares entre sí, siendo el valor promedio de 6.61 MN muy cercano al obtenido mediante el método francés.
6. El valor de capacidad a fricción de pilotes de 1.0 m de diámetro obtenidos por el método de esfuerzos efectivos (3.46MN) es muy similar al obtenido mediante el método francés (3.80 MN).

7. El valor de capacidad ante cargas laterales es de 2.08 MN según el método de Meyerhof y de 3.25 MN según el método de Broms.
8. El análisis de elemento finito indica que la capacidad de carga real de un pilote de 1.0 m de diámetro será de entre 8.8 y 9.1 MN, cercano al valor obtenido mediante el método francés de 10.33 MN. Asimismo, el desplazamiento de la cabeza del pilote ante cargas de servicio será de 1.1 cm, menor al valor límite de 2.5 cm indicado por el CCCR.
9. A partir de los resultados obtenidos, se concluye que para pilotes de 1.0 m de diámetro la capacidad ante cargas de hundimiento es de 10.33 MN, la capacidad ante cargas de extracción es de 4.21 MN y la capacidad ante cargas laterales es de 2.08 MN. Estos cálculos se realizan para pilotes de 1.5 m de diámetro obteniendo valores de 20.87 MN, 7.1 MN y 3.3 MN respectivamente.
10. Se determina el número de pilotes y la distribución en planta óptima para pilotes de 1.0 m y de 1.5 m de diámetro y 22 m de longitud, obteniéndose para pilotes de 1.0 m de diámetro 280 pilotes colocados en 20 columnas y 14 filas, mientras que para pilotes de 1.5 m de diámetro se obtienen 135 pilotes colocados en 15 columnas y 9 filas.
11. El costo de la solución con pilotes de 1.0 m de diámetro es menor que el de la solución con pilotes de 1.5 m de diámetro por ₡103,274,412.00 (ciento tres millones doscientos setenta y cuatro mil cuatrocientos doce colones), siendo el costo de la primera de ₡ 2,171,231,896.00 (dos mil ciento setenta y un millones doscientos treinta y un mil ochocientos noventa y seis colones).

### ***III.9 Recomendaciones***

- a. Explorar otro tipo de soluciones como mejoramiento de suelos mediante columnas de grava compactada.
- b. Corroborar comportamiento de losa rígida de la losa de fundación a partir de un análisis que considere la ubicación de las columnas y paredes del primer nivel.
- c. Realizar la limpieza de fondo de la excavación según lo indicado en las especificaciones técnicas.
- d. Realizar pruebas de integridad estructural al 20% de los pilotes según la metodología cross-hole expuesta en las especificaciones técnicas.
- e. Realizar al menos dos ensayos de capacidad soportante con carga dinámica según se expone en las especificaciones técnicas.
- f. Analizar la necesidad de uso de fluidos o encamisado en la excavación para la construcción de los pilotes.

## IV. Mejoramiento de terreno licuable mediante compactación dinámica

### *IV.1 Introducción*

#### **IV.1.1 Planteamiento del problema**

Se desea construir una edificación de 7 niveles en el cantón central de Cartago. El terreno está constituido por arenas limosas de consistencia blanda con presencia de nivel freático superficial, lo que las hace altamente susceptibles a licuarse ante movimientos tectónicos, además de que presentan baja capacidad soportante.

Ante esta situación se pueden considerar las siguientes soluciones:

1. Sustitución del terreno actual hasta la profundidad donde la licuación es poco probable que ocurra.
2. Construcción de cimentación profunda apoyada en estratos que no licuan.
3. Mejoramiento del terreno mediante técnicas como inclusión de columnas de grava compactada, vibrocompactación, compactación dinámica y otros.

En el país es común utilizar las primeras dos soluciones mencionadas anteriormente, por lo que se plantea en este trabajo realizar el mejoramiento del terreno utilizando el método de compactación dinámica con el fin de analizar su factibilidad técnica y económica en una zona urbana del país.

En el presente trabajo se definen los componentes del método de mejoramiento de terreno mediante compactación dinámica: grúa, compactador, espaciamiento entre puntos de caída de compactador, número de golpes, número de fases y requerimiento de barrera para mitigar las vibraciones que produce la aplicación del método en el terreno y que se transmiten hacia las estructuras vecinas, a partir de los cuales se asegura un buen comportamiento del terreno para la construcción de la edificación contemplada en el sitio.

### IV.1.2 Objetivo general

- Mejorar las condiciones de resistencia y potencial de licuación de un terreno utilizando el método de compactación dinámica para que sea seguro construir una edificación de 7 niveles sobre el mismo.

### IV.1.3 Objetivos específicos

- Definir las cargas externas que genera la edificación de 7 niveles sobre el terreno.
- Determinar el modelo geotécnico del sitio a partir de la información de ensayos de campo y laboratorio recopilada.
- Definir el potencial de licuación del suelo.
- Determinar la capacidad soportante del terreno a nivel superficial.
- Definir las características del compactador, altura de caída, espaciamiento de puntos de aplicación, cantidad de golpes y demás consideraciones del método de compactación dinámica para mejorar el terreno.
- Determinar la susceptibilidad ante licuación y capacidad de soporte superficial del terreno mejorado.
- Analizar el problema que genera las vibraciones inducidas sobre el terreno en las estructuras vecinas y diseñar una barrera de mitigación efectiva.
- Elaborar planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto del sistema de mejoramiento del terreno diseñado.

### IV.1.4 Importancia

Existen algunos cantones que son cabeceras de provincia, como Cartago y Puntarenas, donde es conocido que el terreno es altamente susceptible a sufrir licuación al presentarse sismos severos, con magnitud  $M_w$  igual o mayor a 6.5. Por su importancia, estos cantones concentran la mayor cantidad de habitantes, de instituciones públicas, de servicios y comercio de la provincia a la que pertenecen. Por otra parte, las soluciones tradicionales

aplicadas a los terrenos susceptibles a licuarse son la sustitución del terreno y la cimentación sobre pilotes. Ambas soluciones encarecen considerablemente las obras por construirse, lo que genera que algunas construcciones se realicen desestimando la amenaza de licuación y considerando que luego del sismo tendrán que reparar o reconstruir la edificación.

Como alternativa a los métodos tradicionales se encuentra el mejoramiento del terreno, del cual la inclusión de columnas de grava compactada ha tomado fuerza en los últimos años en el país, por la prestación del servicio que brindan algunas compañías licenciarias del método. Por otra parte, el método de compactación dinámica se muestra como un método eficiente, cuya aplicación no requiere de maquinaria especializada y además es el más económico para mitigar el problema de licuación y suelos blandos entre este tipo de métodos, según se muestra en la Tabla 71 (Arraiga, 2006). Por otra parte, se conocen pocos casos de aplicación en el país. Es por estas características que se considera necesario analizar su aplicación en un caso real para que sirva de precedente y se difunda su aplicación, de forma que se reduzca el costo de las soluciones aplicadas a este tipo de terrenos.

*Tabla 71: Índices de costo por metro cuadrado de superficie y metro cúbico de terreno mejorado según método empleado, para Estados Unidos y en el 2006. Modificado de (Arraiga, 2006).*

<b>Método de mejoramiento</b>	<b>Costo superficie tratada (\$/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Costo volumen tratado (\$/m<sup>3</sup>)</b>
Compactación dinámica	4.3 a 22	0.7 a 3
Vibro remplazo	No hay datos	4 a 12
Vibrocompactación	No hay datos	1 a 7
Excavación y remplazo	No hay datos	10 a 20
Lechada de lodos	No hay datos	40 a 80
Lechada química	No hay datos	160 a 525
Inyección de compactación	No hay datos	30 a 200
Inyección con chiflón	No hay datos	100 a 400
Congelación	110 a 160	275 a 6550

#### IV.1.5 Alcances

Los siguientes son los alcances que posee el trabajo:

- El trabajo desarrollado define las características, elementos y equipo a utilizarse en el mejoramiento de un terreno en Cartago susceptible a licuarse utilizando el método de compactación dinámica, con el fin de construir una edificación de 7 niveles.
- La amenaza sísmica se define según lo indicado en el CCCR.
- Se determinan las características de la barrera para reducir el efecto que pueda tener la vibración del terreno sobre las estructuras vecinas.
- La exploración del sitio realizada para la determinación del modelo geotécnico consistió en 6 perforaciones donde se aplicó el método SPT en la zona de las arenas limosas, así como un perfil de geofísica de un terreno aledaño realizado por el LIS, del cual se obtiene el valor de velocidad de onda cortante  $v_s$  y la profundidad de la roca y el espesor de la capa de aluvión que se encuentra en el sitio.
- Los ensayos de laboratorio con que se cuenta para la determinación del modelo geotécnico en la zona de las arenas limosas consisten en ensayos de compresión simple, humedad, límites de Atterberg y granulometría.
- La capacidad de carga superficial se calcula mediante métodos clásicos utilizando los parámetros definidos en el modelo geotécnico.
- La resistencia del terreno a licuarse se define con base en correlaciones con el valor de  $N$ . El diseño de la estabilidad de las paredes de la trinchera considera solamente cargas estáticas. El sismo no se considera al ser una obra temporal de corta duración. Tampoco se considera el efecto de las ondas generadas por la compactación dinámica.

#### IV.1.6 Limitaciones

El trabajo realizado presenta las siguientes limitaciones:

- El valor de N del ensayo SPT objetivo para el que se diseña el método debe ser verificado en sitio para validar el proceso establecido en este trabajo.
- El terreno considera que existe una franja externa a la huella del edificio donde se puede construir una barrera de mitigación de forma segura y sobre la cual no se construirán edificaciones de importancia.
- Se debe validar la eficiencia de la barrera diseñada para mitigar las vibraciones superficiales antes de la aplicación del método de compactación, pues el diseño se realizó mediante un modelo matemático de elemento finito sin validación de campo.

#### IV.1.7 Metodología

El trabajo realizado se desarrolla según se muestra en la Figura 93. El proceso se divide en cuatro etapas: a) determinación de las cargas que la cimentación transmite al terreno, así como del modelo geotécnico y análisis de susceptibilidad a licuación, b) análisis de aplicabilidad de una cimentación de tipo superficial, c) diseño del mejoramiento del terreno mediante compactación dinámica y pantalla de mitigación, d) elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto del sistema de mejoramiento. Estas etapas se explican a continuación.

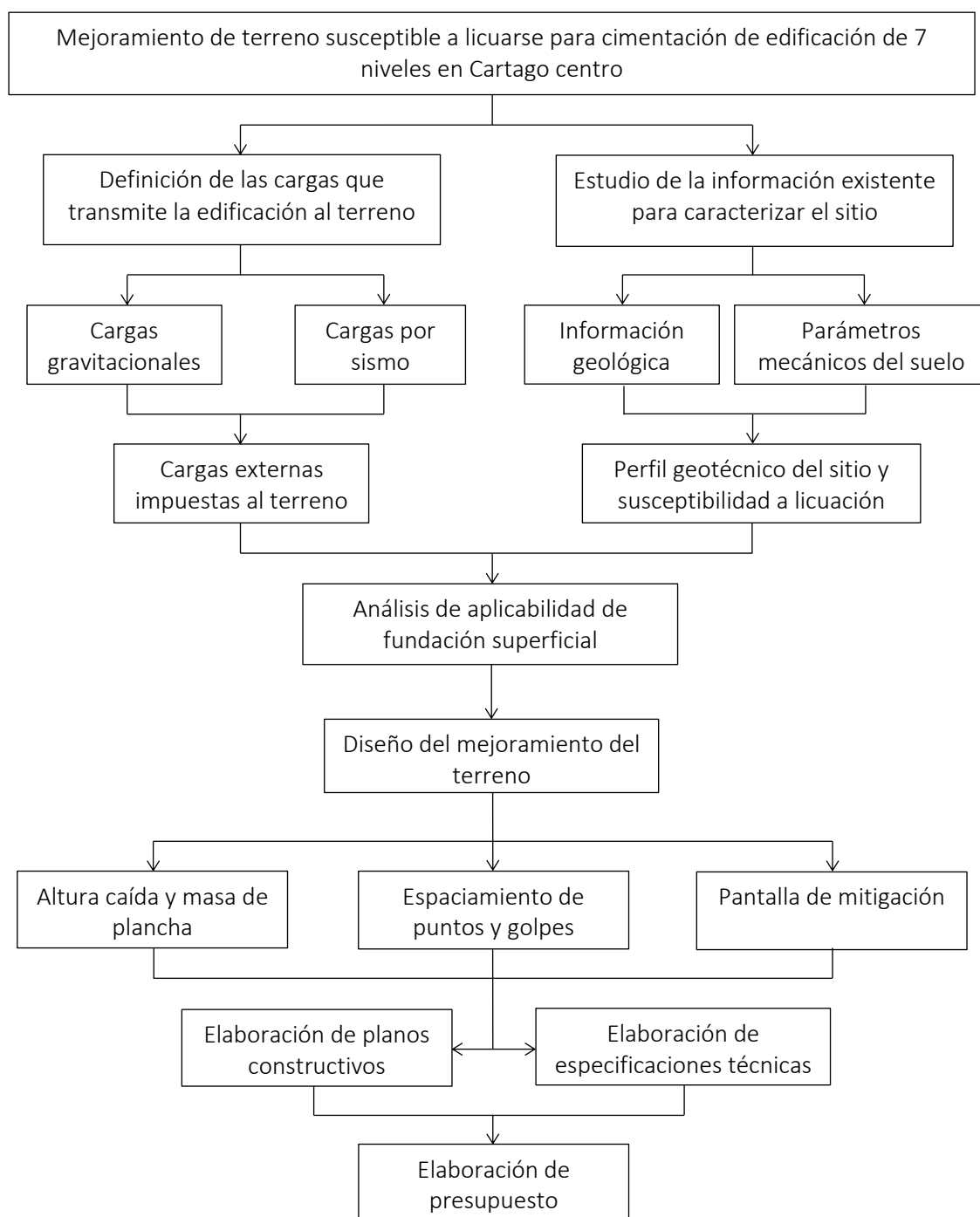


Figura 93: Diagrama de flujo de la metodología aplicada al mejoramiento de un terreno para la cimentación de un edificio de 7 niveles mediante el método de compactación dinámica en la ciudad de Cartago.

#### *IV.1.7.1 Determinación de las cargas que la cimentación transmite al terreno y del modelo geotécnico*

La determinación de las cargas permanentes, transitorias y accidentales que la cimentación transmite al terreno se realiza siguiendo lo indicado en el CSCR (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2011), considerando el peso que presentan los materiales y dimensiones de elementos típicos para edificios, el uso dado al mismo (comercial y habitacional) y la amenaza sísmica de la zona.

Por otra parte, se analiza la información de la geología que se recopiló de la zona, obtenida de los mapas geológicos, mapas de tipo de suelo y mapas con espesor de la capa de suelos desarrollados para la GAM, así como literatura disponible. El modelo geotécnico se elabora a partir de los resultados de las pruebas de campo y laboratorio, así como de correlaciones entre dichas pruebas y las propiedades mecánicas del terreno, indicadas en la literatura técnica. Con esta información se aplican métodos de grado 3 para la determinación de la susceptibilidad a licuación que presenta el terreno, como lo es el método de Seed e Idris indicado en el CCCR.

Con dicho modelo se procede a realizar el análisis indicado en la siguiente sección.

#### *IV.1.7.2 Análisis de aplicabilidad de cimentación superficial*

A partir del modelo geotécnico, y conociendo las cargas que la edificación transmitirá al terreno, se analiza la posibilidad de utilizar una cimentación conformada por elementos que se ubiquen en o cerca de la superficie del terreno (placas corridas, placas aisladas o losa de fundación). Para ello se determina la capacidad soportante del terreno superficial conformado por un suelo arenoso-limoso y se compara dicha capacidad admisible con las cargas que la edificación transmitirá al terreno. El cálculo de la capacidad de soporte se realiza mediante los métodos clásicos (p. ej. Meyerhof) y se aplican los factores de seguridad indicados en el CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

#### *IV.1.7.3 Diseño del mejoramiento del terreno mediante compactación dinámica*

El mejoramiento del terreno mediante compactación dinámica considera los siguientes aspectos:

1. Análisis preliminar de aplicación del método, según tipo de suelo, valor de permeabilidad, posición del nivel freático, etc.
2. Determinación de altura de caída y masa del compactador según valores típicos utilizados en la aplicación del método y energía de compactación requerida.
3. Diseño de la separación entre puntos de aplicación de la compactación, cantidad de golpes y fases.
4. Diseño de la barrera, para reducción de vibraciones en estructuras vecinas a partir de los códigos de diseño aplicables y mediante modelos de elemento finito utilizando propiedades dinámicas del terreno.

A partir del mejoramiento planteado se corroborara de manera analítica (realizando los análisis con propiedades del terreno mejorado obtenidas de fuentes bibliográficas) que el terreno mejorado presenta una baja susceptibilidad a la licuación y una mejor capacidad de soporte.

#### *IV.1.7.4 Elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto del mejoramiento del terreno.*

A partir del diseño obtenido se elaboraron los planos constructivos, los cuales constan de una planta con la ubicación y distribución de los puntos donde se dejará caer el compactador, la geometría y material que compone el compactador, los puntos de colocación de los sensores para la medición de la velocidad pico superficial del terreno, la ubicación de los puntos de exploración para verificación de cumplimiento de valores de compactación y ubicación y detalle constructivo de la trinchera de mitigación.

Posteriormente, se muestran las especificaciones técnicas que contienen las propiedades físicas de los materiales y las técnicas a utilizar en la ejecución del método de compactación

dinámica. Con esta información se elabora el presupuesto relacionado con el mejoramiento del terreno y se compara con dos métodos de mejoramiento de terreno.

## ***IV.2 Marco teórico***

### **IV.2.1 Problema específico**

Se debe cimentar un edificio de 7 niveles en un lote ubicado en el cantón central de la provincia de Cartago. El terreno presenta susceptibilidad de licuación y baja capacidad de soporte, por lo que se recurre a un mejoramiento del terreno mediante el método de compactación dinámica, el cual es un método que aumenta la resistencia del suelo hasta 20 m de profundidad, presenta un costo moderado, es rápido y simple, pero al aplicarse en zonas urbanas debe evaluarse el daño que las vibraciones puedan generar en las estructuras vecinas (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

Para definir el modelo geotécnico se utiliza la información de ensayos de campo y laboratorio disponible, la cual se compone de:

5. 6 perforaciones donde se aplicó el método SPT (explorándose hasta 5.4 m de profundidad máxima, donde se presentó el rebote).
6. Ensayos de compresión simple, humedad, límites de Atterberg y granulometría.
7. Un perfil de geofísica realizado por el LIS en un terreno adjunto del cual se obtuvo el valor de  $v_s$ , el espesor de la capa de aluvión y la profundidad a la que se encuentra la roca.

### **IV.2.2 Definición del potencial de licuación del terreno**

El terreno en cuestión cuenta con los tres aspectos necesarios para que se presente la licuación ante un evento sísmico, los cuales son:

- d. Consisten en arenas limpias y sueltas.
- e. Se presenta el nivel freático en la zona de menor densidad del terreno.

f. La sismicidad de la zona es alta.

En este tipo de terrenos, una excitación sísmica de la masa de suelo genera un aumento en la presión de poro debido a la baja permeabilidad del terreno, lo que genera una reducción de la presión efectiva. Si dicha presión efectiva se anula con la presión de poro, las partículas de suelo se suspenden en el agua, formándose un líquido viscoso y perdiéndose la resistencia y la rigidez del terreno de forma temporal. A este fenómeno se le conoce como licuación.

El factor de seguridad ante licuación se determina según la ecuación (85) y debe ser mayor a 1.0 para considerar que el terreno posee un bajo potencial de licuación:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} MSF \quad (85)$$

Donde:

CRR: Razón de resistencia cíclica (por sus siglas en inglés).

CSR: Razón de esfuerzo cíclico (por sus siglas en inglés).

MSF: Factor de corrección por magnitud del sismo (por sus siglas en inglés).

El cálculo de CSR y CRR se realiza por el método simplificado de Seed e Idriss a partir de lo indicado en la sección 8.1.4.3 del CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). Dicho método define el valor de CSR a partir de la ecuación (86).

$$CSR = \frac{\tau_m}{p'_o} = 0.65 \frac{a_{max} p_o}{g p'_o} r_d \quad (86)$$

Donde:

$a_{max}$ : aceleración máxima estimada, en [%g].

$g$ : aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>).

$p'_o$ : esfuerzo efectivo a la profundidad considerada, en [kPa].

$p_o$ : esfuerzo total a la profundidad considerada, en [kPa].

$r_d$ : factor de reducción de esfuerzos, [adim] (ver Figura 94).

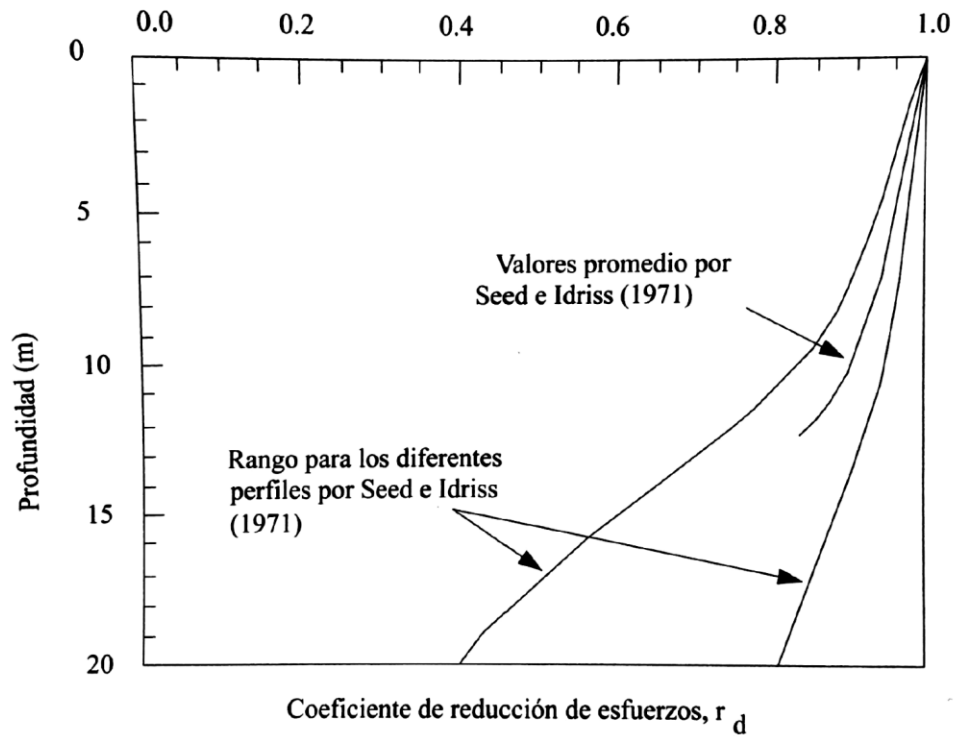


Figura 94: Valor del factor de reducción de esfuerzos según la profundidad, tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

Por otra parte, el valor de CRR se determina a partir de la Figura 95, para lo cual es necesario el cálculo del valor de  $(N_1)_{60}$ , según la ecuación (87).

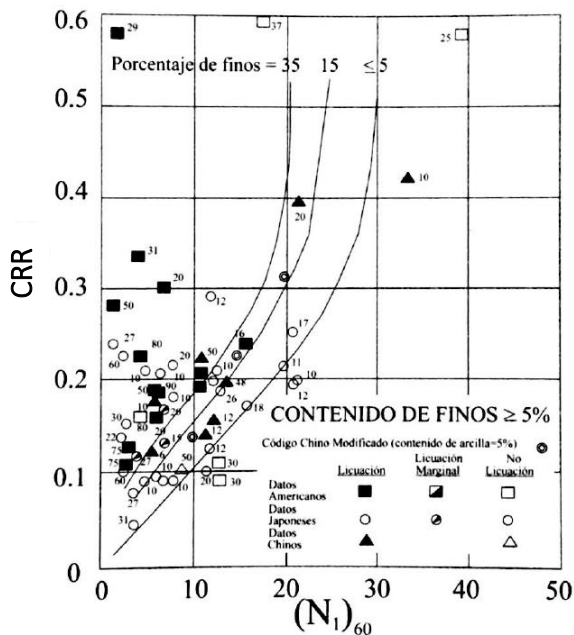


Figura 95: Valor de CRR en función de  $(N_1)_{60}$ , tomado de (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

$$(N_1)_{60} = \sqrt{\frac{100 ER_m}{p'_o}} \frac{ER_m}{60} N \tag{87}$$

Donde:

$ER_m$ : Eficiencia de la energía del equipo de penetración, [adim].

$N$ : Número de golpes sin corregir del ensayo SPT [adim].

Los valores de CRR de la Figura 95 corresponden a un sismo de magnitud  $M_w = 7.5$ . La corrección por magnitud se aplica directamente al FS mediante el siguiente factor (Andrus & Stokoe, 1997):

$$MSF = (M_w / 7.5)^{-2.56} \tag{88}$$

Por último, el índice de licuación potencial  $P_L$  de un terreno se define como (Iwasaki, 1978):

$$P_L = \int_0^{20} F^* W(z) dz \tag{89}$$

$$F=1.0-FS_L \text{ para } FS_L \leq 1.0 \quad (90)$$

$$F=0 \text{ para } FS_L > 1.0 \quad (91)$$

$$W(z) = 10 - 0.5z$$

Donde:

z: profundidad en m medida desde el nivel superficial y positiva hacia abajo.

El valor de  $P_L$  obtenido se compara con los rangos de valores mostrados en la Tabla 72 para determinar la severidad de los efectos de la licuación que presentará el terreno.

Tabla 72: Rango de valores de  $P_L$  y severidad de licuación asociada. Modificado de (Iwasaki, 1978).

Rango de valores de $P_L$	Severidad
0	Muy bajo
1 a 5	Bajo
5 a 15	Alto
Mayor a 15	Muy alto

#### IV.2.3 Capacidad de soporte $p_f$

Para determinar el valor de  $p_f$  se utiliza la ecuación general de capacidad de carga, desarrollada por Meyerhof (1963) y reproducida en la ecuación (92).

$$p_f = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + p'_o N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (92)$$

Donde:

B: ancho de la cimentación, en [m].

c: cohesión sin drenar del terreno, en [kPa].

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ : factores de capacidad de carga, [adim].

$s_c$ ,  $s_q$  y  $s_\gamma$ : factores de forma, [adim].

$d_c$ ,  $d_q$  y  $d_\gamma$ : factores de profundidad, [adim].

$i_c$ ,  $i_q$  y  $i_\gamma$ : factores de inclinación de la carga, [adim].

$b_c$ ,  $b_q$  y  $b_\gamma$ : factores de inclinación de la base, [adim].

$g_c$ ,  $g_q$  y  $g_\gamma$ : factores de inclinación de la superficie del suelo, [adim].

#### IV.2.4 Diseño de mejoramiento de terrenos arenosos mediante el método de compactación dinámica

Para el caso de suelos saturados, al ser impactada la superficie del suelo por la caída del compactador, el agua absorbe parte de la energía, lo cual aumenta la presión de poro hasta el punto en que se da la licuefacción en el suelo. En este momento las partículas de suelo se reacomodan en una distribución más compacta que la anterior (efecto de dilatancia), tal y como se muestra en la Figura 96.

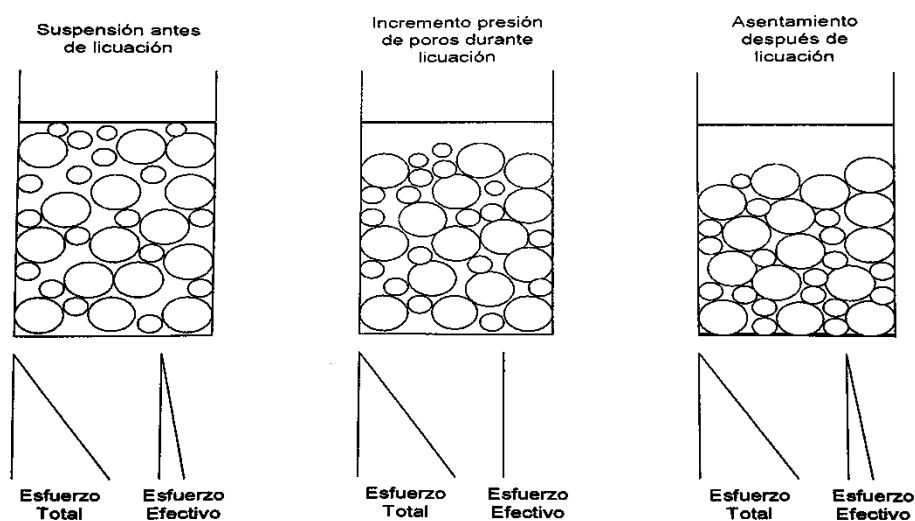


Figura 96: Diagrama de esfuerzo total y esfuerzo efectivo en el proceso de licuefacción. Tomado de (Picado, 2004)

La teoría de diseño desarrollada para este caso de suelos saturados define un umbral de energía para el que se presenta la licuefacción, a partir del cual la energía adicional inducida en el suelo densifica al mismo. La disipación de la presión de poro puede tardar de 1 a 2 días en gravas bien graduadas y hasta 2 semanas en arenas limosas.

El método es adecuado aún en suelos con nivel freático en superficie pues los gases disueltos en el agua ayudan a disminuir las sobrepresiones de poro al expandirse las burbujas que los contienen (Bielza, 1999).

La introducción de energía se debe detener cuando la profundidad del agujero en el suelo sea igual a la altura del bloque de compactación más 30 cm. Este límite evita que el suelo

superior se derrumbe sobre el bloque y limita la succión que se genera entre el bloque y las paredes y el fondo del agujero (Arraiga, 2006).

#### IV.2.4.1 Evaluación preliminar del sitio

La aplicabilidad del método se determina a partir de comparar las condiciones del sitio con la Tabla 73, en la cual se clasifican las condiciones como favorables, con restricciones y desfavorables.

*Tabla 73: Condiciones para aplicar el método de compactación dinámica en el sitio de un proyecto. Adaptado de (Arraiga, 2006).*

Etapa	Condición		
	Favorable	Favorable con restricciones	Desfavorable
<i>Caracterización del tipo de suelo</i>			
Clasificación según Figura 97	Zona 1	Zona 2	Zona 3
<i>Restricciones de sitio</i>			
Velocidad de onda por vibraciones	Menor a 19 mm/s	Entre 19 y 51 mm/s	Mayor a 51 mm/s
Desplazamientos laterales en obras subterráneas	sitio alejado más de 2 m	Obras subterráneas que soportan 76 a 127 mm/s	Cerca de obras susceptibles a daño
Profundidad del nivel freático	Más de 2m	Menor a 2 m y con drenaje	Menor a 2 m y sin drenaje
Existencia de capas duras superficiales	No hay	Si hay, se puede "aflojar" antes de aplicación del método	Si hay a profundidad considerable, espesor mayor de 1.0 m
Profundidad de mejoramiento	Menor de 9 m	Entre 9 y 12 m	Mayor a 12 m

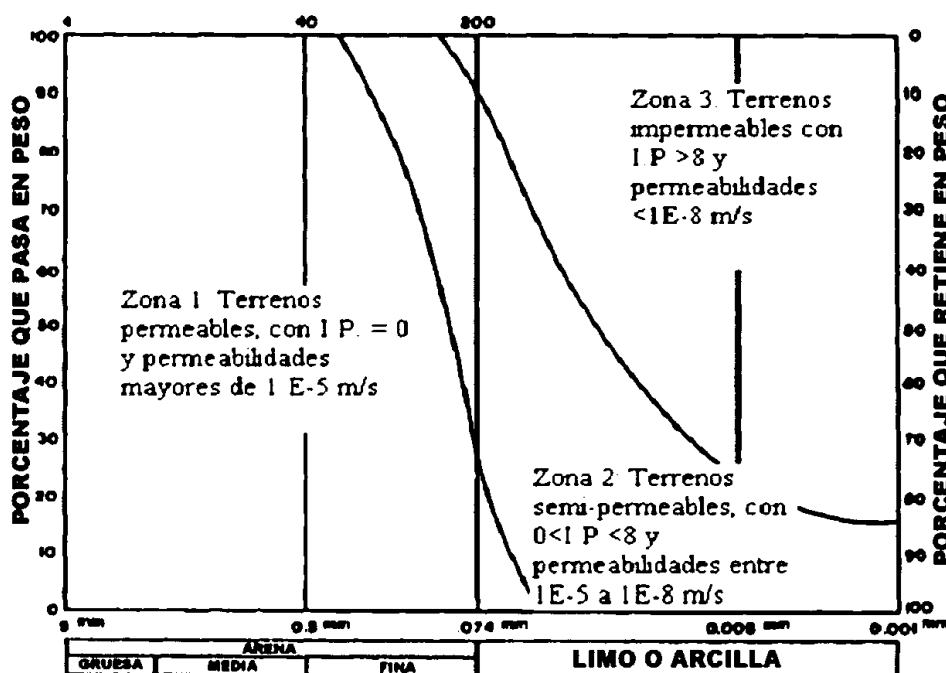


Figura 97: Límites de curva granulométrica y propiedades físicas de los suelos para análisis de factibilidad de mejoramiento mediante el método de compactación dinámica. Tomado de (Lukas, 1995)

Las zonas de permeabilidad indicadas en la Figura 97 contienen los siguientes tipos de suelos:

- Zona 1: Arenas, gravas, depósitos de escombro y escorias.
- Zona 2: Limos no plásticos, limos arcillosos, y arenas limosas.
- Zona 3: Arcillas.

#### IV.2.4.2 Lineamientos de diseño.

Los lineamientos de diseño se indican a continuación:

1. A partir de la profundidad de suelo por mejorar (D), se determina la masa del compactador (W) y la altura de caída (H) según la ec. (93):

$$WH=(D/0.5)^2 \quad (93)$$

2. Utilizar la Figura 98 como guía para determinar la masa del compactador a partir de la altura de caída y tipo de grúa.

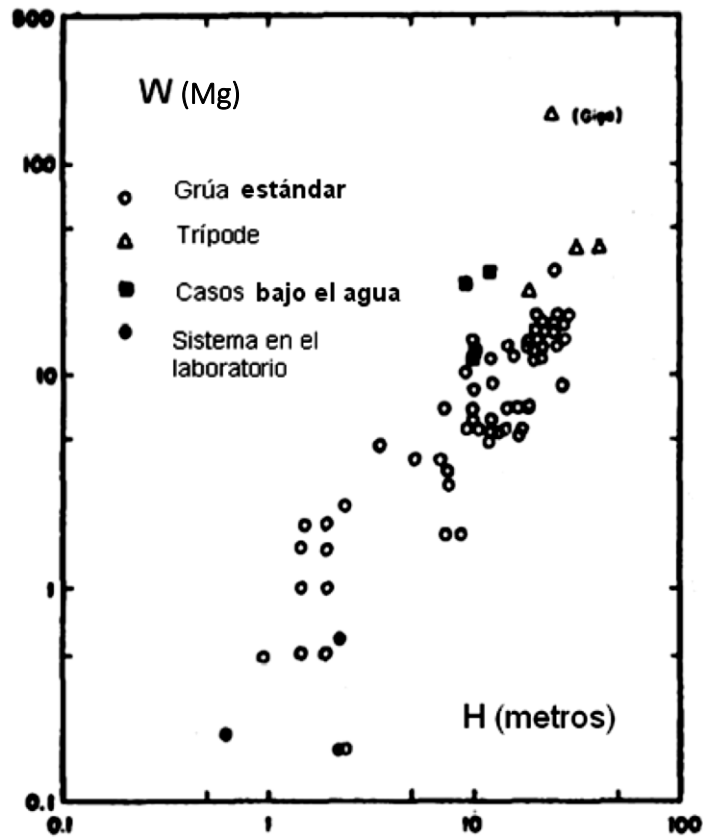


Figura 98: Guía para seleccionar la masa del compactador  $W$  a partir de la altura de caída  $H$  y el tipo de grúa. Tomado de (Arraiga, 2006).

3. Definir el valor de energía aplicada  $E$  a partir de la Tabla 74 y de la Figura 99.

Tabla 74: Energía aplicada  $E$  usual según tipo de suelo. Adaptado de (Lukas, 1995).

Tipo de Suelo	Energía aplicada $E$ (kJ/m <sup>3</sup> )
Zona 1	200 – 250
Zona 2	250 - 350

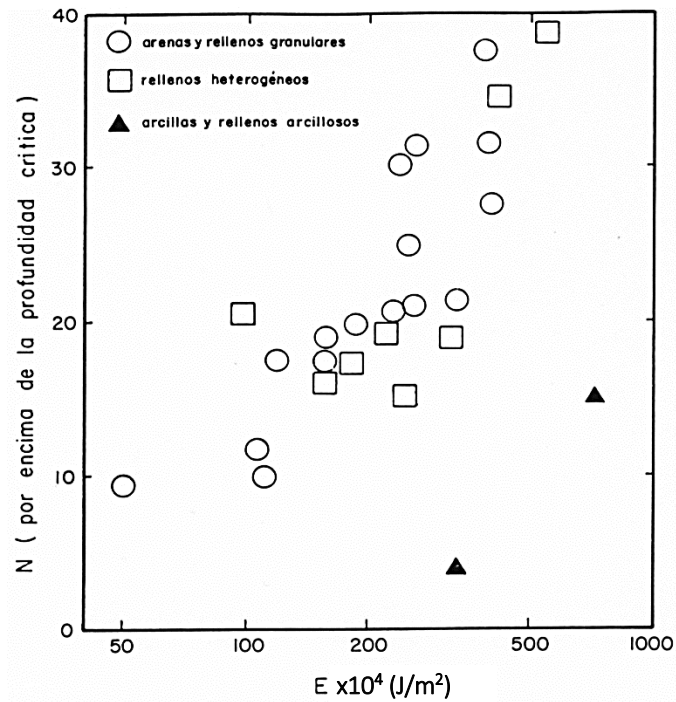


Figura 99: Valores obtenidos de N luego de aplicación del método de compactación dinámica según la energía aplicada. Tomado de (Lukas, 1995)

4. Determinar el número de golpes (n) y el número de fases (P) para cumplir con la energía a aplicar mediante la ec. (94):

$$E = \frac{nWHP}{L^2} \quad (94)$$

Donde:

n: número de golpes [adim].

P: número de fases [adim].

L: distancia entre puntos de aplicación [m].

El diseño de la compactación dinámica debe cumplir además con los criterios mostrados en la Tabla 75.

Tabla 75: Criterios adicionales para el diseño del método de compactación dinámica. Elaborado a partir de (Lukas, 1995).

Criterio	Rango de valores requerido
Presión de contacto $p = W/\text{área basal}$	40 a 75 kN/m <sup>2</sup>
n	7 a 15
L	Entre 1.5 y 2.5 B

Donde:

B: Ancho de base del compactador con base cuadrada.

Luego de realizar el diseño para la etapa de compactación profunda, se procede a realizar el diseño de la etapa para compactación superficial, conocida como “planchado”, considerando una profundidad de mejoramiento de 1 a 1.5 m o la altura del compactador utilizado en la etapa para compactación profunda más 30 cm.

La estimación de la profundidad  $d$  del cráter que generará el proceso de compactación profunda define el número de fases en que debe aplicarse el mejoramiento. Esto se realiza, para suelos no saturados, mediante la ec. (95) . Para suelos saturados se espera una mayor profundidad de la obtenida mediante dicha ecuación (Rollins & Kim, 2010).

$$d=10^{\left[-1.42+0.553 \log(n)+0.213 \log(H)+0.873 \log(W)-\log\left(\frac{L}{B}\right)-0.118\log(p)\right]} \quad (95)$$

Es necesario aplicar más de una fase si la profundidad del cráter es mayor a la altura del compactador más 30 cm. Asimismo, se considera necesario aplicar más de una fase si el número de golpes requerido es mayor a 10 .

#### IV.2.4.3 Caso de aplicación en Costa Rica

La tesis del Ing. Randall Picado (2004) determina la factibilidad de realizar un mejoramiento del suelo mediante compactación dinámica en suelos licuables. En dicho trabajo se muestra una lista parcial de grúas disponibles en el año 2004 en el país (ver Figura 100) así como el costo de alquiler por hora y transporte según tipo de grúa (ver Figura 101).

Empresa	Grúas	Capacidad	Teléfono	Ubicación	Caída Libre
Grúas Rago S.A.	Hidráulicas	140 Ton	442-9047	Alajuela	No
Grúas Cruket - JK S.A.	Hidráulicas y Mecánicas	130 Ton	441-1672	Alajuela	Sí
Grúas Quirós Ltda.	Hidráulicas y Mecánicas	130 Ton	537-1739	Cartago	Sí
Grúas Salerno S.A.	Hidráulicas y Mecánicas	340 Ton	443-2335	San José	Sí
Grúas Hnos. Molina Ltda.	Hidráulicas	30 Ton	239-0419	Belén	No
Grúas Dagoberto Solís Ltda.	Hidráulicas	20 Ton	244-2295	San José	No
Grúas Saret S.A.	Hidráulicas	60 Ton	443-0001	San José	No
Grúas Saborio Ltda.	Hidráulicas y Mecánicas	30 Ton	244-3238	Santo Domingo	Sí
Grúas Co - Bre Ltda.	Hidráulicas	25 Ton	537-0662	San José	No
PUENTEPREFA Ltda.	Hidráulicas y Mecánicas	70 Ton	272-1295	San Francisco	Sí
Lycsa	Hidráulicas	60 Ton	231-7138	La Uruca	No

Figura 100: Lista parcial de grúas disponibles para trabajo de compactación dinámica en el país en el año 2004. Tomado de (Picado, 2004).

Tipo de Grúa	Capacidad de Carga	Operarios	Costo por Hora	Costo Transporte
Hidráulica	20 - 60 Tons	1	₡18.000,00	C 36000 *
Mecánica	20 - 60 Tons	1	₡17.500,00	C 35000 *
Hidráulica y Mecánica	70 - 140 Tons o más.	2	\$150 - \$400	\$300* - \$800*

Figura 101: Costos de alquiler y transporte de grúas disponibles en el país. Costos del año 2004. Tomado de (Picado, 2004).

El caso de aplicación se presentó en el muelle de Moín, donde se deseaba mejorar 1.4 m de profundidad de suelo arenoso – limoso con consistencia suelta (por ser para investigación, solo se realizó un punto de compactación dinámica). Adicionalmente se encuentra material orgánico de tipo coralino. Para el mejoramiento se contaba con una plancha de hierro de forma cónica con 60 cm de diámetro en la base y masa de 745 kg. La grúa utilizada es de tipo mecánica modelo BLH-350-T con sistema de caída libre y capacidad máxima de 3.5 kN. La altura de caída máxima es de 18.3 m. En diseño se determinó la altura de caída en 16.5 m, lo que define el número de caídas en 15 y una fase.

De exploraciones con SPT se determinó que existe alto potencial de licuación en los 10 m de exploración realizada.

En la Figura 102 se muestra el número de golpes de la prueba SPT antes del mejoramiento (indicadas como PMH-3 y PMH-17) así como después del mejoramiento (puntos P-1 a P-4). Se nota de la misma que la compactación realizada surgió efecto en los 1.5 m que se requerían mejorar.

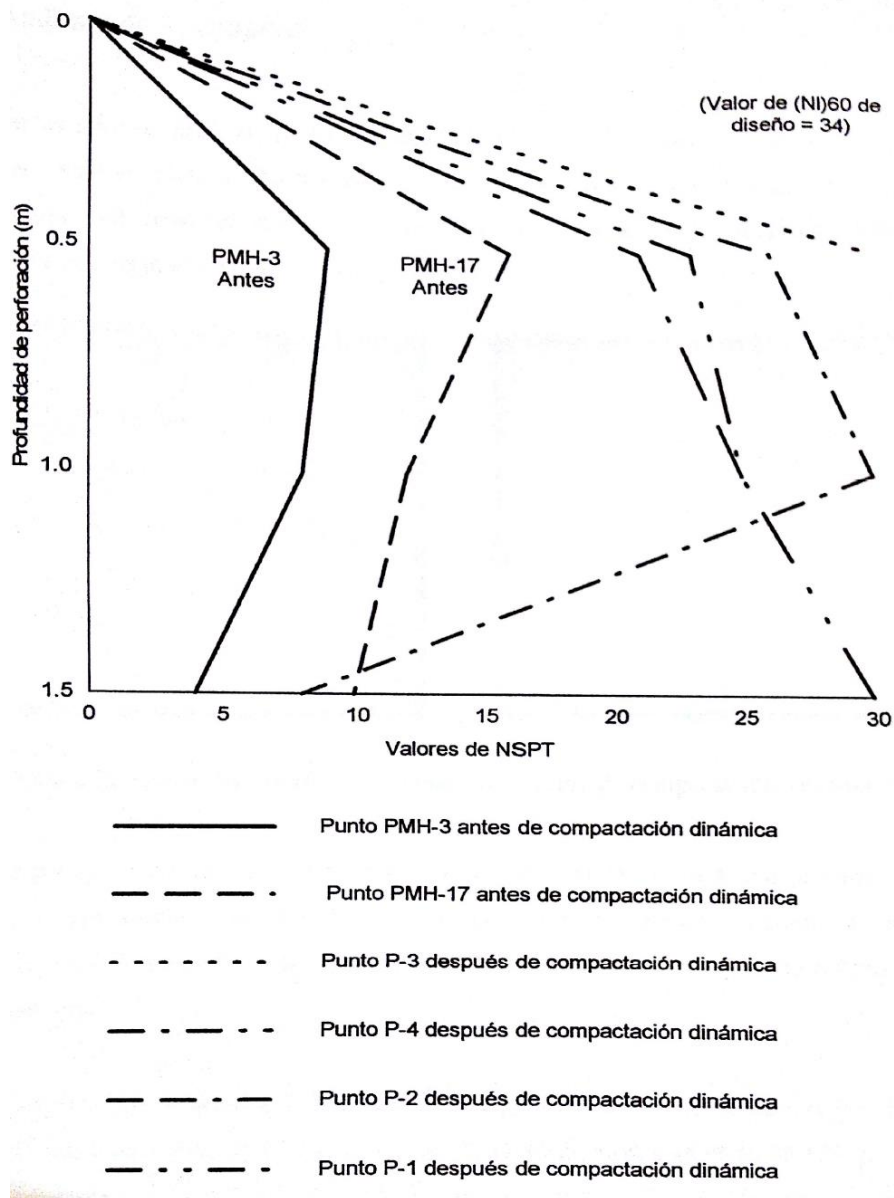


Figura 102: Número de golpes de la prueba SPT antes y después de realizar el mejoramiento del suelo. Tomado de (Arraiga, 2006).

#### *IV.2.4.4 Análisis de afectación de estructuras vecinas por vibraciones*

La caída de la plancha genera ondas superficiales, conocidas como ondas Rayleigh, que se transmiten hacia las estructuras vecinas. El parámetro que se utiliza como indicador para conocer el efecto que tendrán dichas ondas sobre las estructuras vecinas es la velocidad pico de partícula (PPV por sus siglas en inglés) (Duvall & Fogelson, 1962). En caso de que las estructuras se encuentren cercanas al sitio del proyecto es necesario limitar los valores de PPV a los valores indicados en la Tabla 73 para condiciones favorables (19 mm/s). Para ello se puede recurrir al uso de barreras de mitigación, las cuales pueden estar conformadas por material granular suelto o compresible (Lukas, 1995).

Se han planteado dos tipos de barreras de mitigación: a) barreras con rigidez varias veces mayor a la del terreno, como el caso de pantallas de concreto, y b) trincheras vacías. Para el caso de las pantallas de concreto, se espera que parte de las ondas superficiales generadas por la compactación sean reflejadas por la pantalla, lo que reduce la cantidad de energía que se transmite hacia el terreno posterior a la pantalla. Por su parte, las trincheras vacías no permiten el paso de las ondas superficiales en la profundidad a la que se encuentra la trinchera, mitigando las ondas de manera más efectiva que la pantalla de concreto (Ahmad & Al-Hussaini, 1991).

Una manera de estimar la PPV es utilizando las curvas que se muestran en la Figura 103 para el tipo de suelo que posea el terreno (curva 6 para arena suelta).

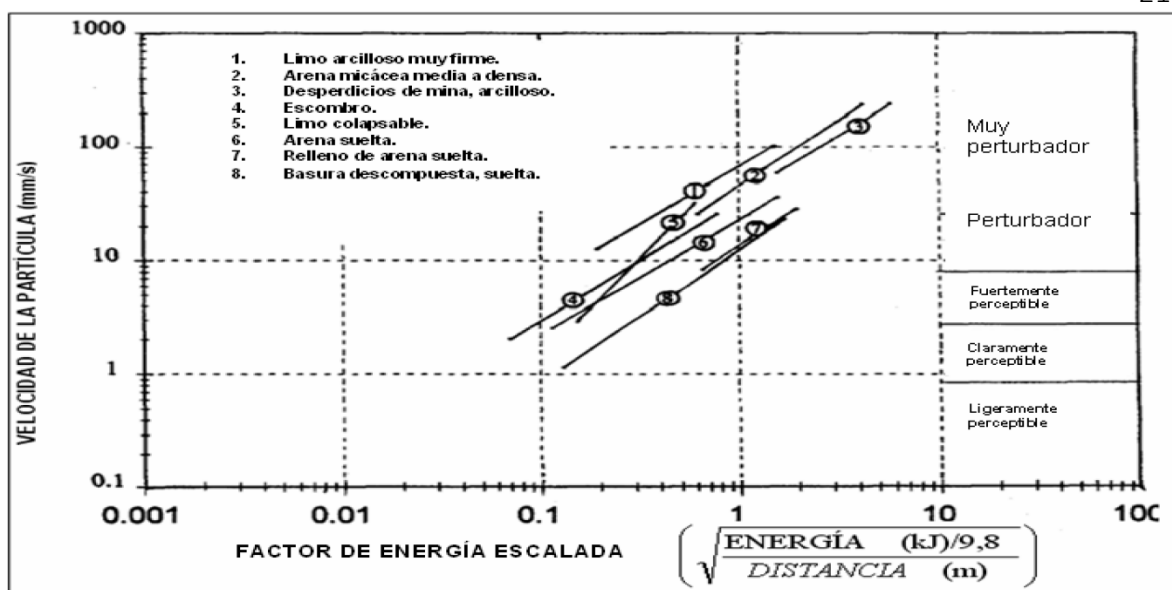


Figura 103: Relación entre PPV y factor de energía escalada. Modificado de (Lukas, 1995).

Adicionalmente, se realiza un modelado numérico mediante el programa de cómputo Abacus® para determinar el valor de PPV y determinar la eficiencia de las barreras de mitigación para reducir la amplitud de la velocidad de onda superficial a los valores máximos aceptables. El programa Abacus® realiza un análisis de elemento finito en el dominio del tiempo y permite determinar la amplitud de la onda que se transmite a nivel superficial. El mismo ha sido utilizado por algunos investigadores (Pourjenabi & Hamidi, 2014) para el análisis del problema tratado en este trabajo.

Para el análisis realizado se deben considerar las propiedades elásticas de los materiales ( $E$  y  $\mu$ ), así como parámetros de resistencia ( $c'$  y  $\phi'$ ) y razón de amortiguamiento viscoso ( $\xi$ ). Esos valores se obtienen de referencias como el CCCR y estudios realizados donde se ajustan los resultados de modelos numéricos a resultados de campo, como los realizados por (Pourjenabi & Hamidi, 2014) y (Pan & Selby, 2002). El criterio de falla utilizado es el de Mohr – Coulomb, el cual se considera suficientemente preciso para la mayoría de aplicaciones (Pan & Selby, 2002).

En lo que respecta al compactador, el mismo se modela como un elemento rígido con velocidad inicial  $V_0$  según la ec. (96), que corresponde a la velocidad que presenta un proyectil en caída libre a una altura  $H$  desde su posición de equilibrio.

$$V_0 = \sqrt{2gH} \quad (96)$$

El tiempo  $t$  que transcurre entre el momento en que el compactador impacta el terreno y aquel en que su velocidad es igual a cero corresponde con el de medio periodo natural del terreno (Mayne, 1984), y se obtiene a partir de la ec. (97) .

$$t = \frac{T}{2} = \pi \sqrt{\frac{\left(\frac{W}{g}\right) (1-\mu^2)}{2EB}} \quad (97)$$

La variación de la velocidad del compactador respecto al tiempo presenta la forma de la curva de trazo continuo mostrada en la Figura 104 (Di Prisco & Vecchiotti, 2010).

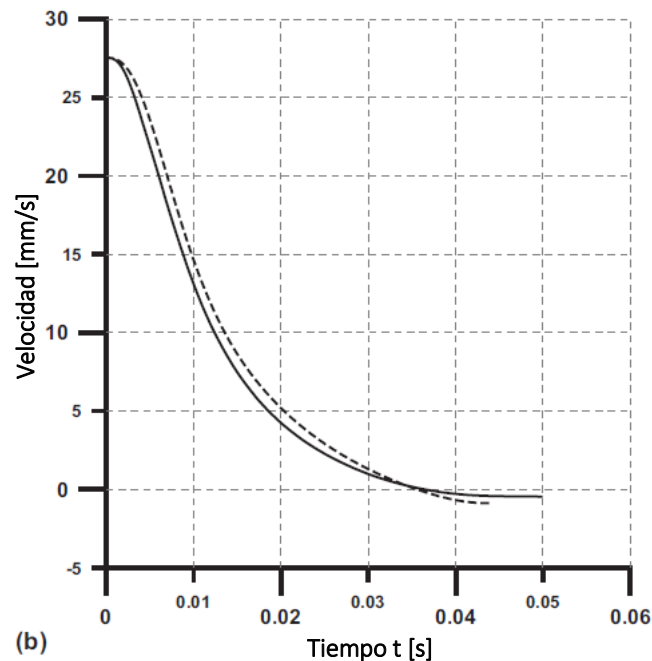


Figura 104: Forma de variación de la velocidad del compactador desde que toca el terreno hasta que se detiene. Tomado de (Di Prisco & Vecchiotti, 2010).

Por último, se debe calcular la dimensión máxima de los elementos finitos  $\Delta x$  y el intervalo de tiempo para cada paso de integración  $\Delta t$  a partir de las ecuaciones (98) y (99)

respectivamente, con el fin de capturar adecuadamente el comportamiento del terreno ante la compactación dinámica (Pan & Selby, 2002).

$$\Delta x = \frac{l_c}{10} \quad (98)$$

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{v_c} \quad (99)$$

$$l_c = \frac{v_c}{f} \quad (100)$$

$$v_c = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{(1-2\mu)(1+\mu)\rho}} \quad (101)$$

Donde:

$l_c$ : longitud de onda primaria, en [m].

$v_c$ : velocidad de onda primaria, en [m/s].

$f$ : frecuencia de onda primaria, entre 4 a 10 hz.

$\rho$ : densidad del suelo, en [kg/m<sup>3</sup>].

#### IV.2.4.5 Diseño de trinchera estabilizada con lodos bentoníticos

El factor de seguridad para estabilidad de trincheras se define según (Filtz, 2004) como:

$$B = \frac{2q+H[(1-m^2)\gamma_m+m^2\gamma_{bw}]}{H(n^2\gamma_s-m^2\gamma_w)} \quad (102)$$

$$F = \frac{2\sqrt{B}}{B-1} \tan\phi \quad (103)$$

Donde las variables están definidas en la Figura 105.

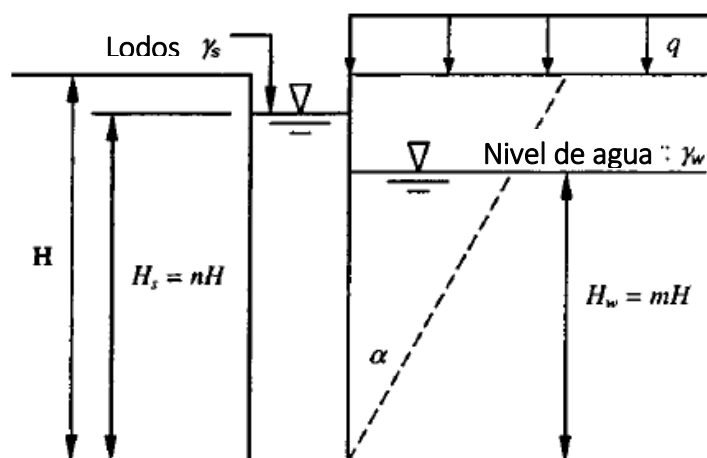


Figura 105: Variables consideradas en el cálculo del factor de seguridad a la estabilidad de trincheras estabilizadas con lodos bentoníticos. Tomado de (Filtz, 2004).

### IV.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico

A continuación se determinan las acciones externas a las que estará sometido el terreno, las cuales, en conjunto con las características geotécnicas del mismo, son los parámetros utilizados en el análisis para determinación de la susceptibilidad ante licuación y la capacidad de soporte.

#### IV.3.1 Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en mejorar un terreno que presenta alta susceptibilidad a licuarse y baja capacidad de soporte, con el fin de poder construir sobre el mismo un edificio de 7 niveles destinados a uso habitacional. Dicho terreno se encuentra en el distrito de Cartago, cantón y provincia homónima, según se muestra en la Figura 106.

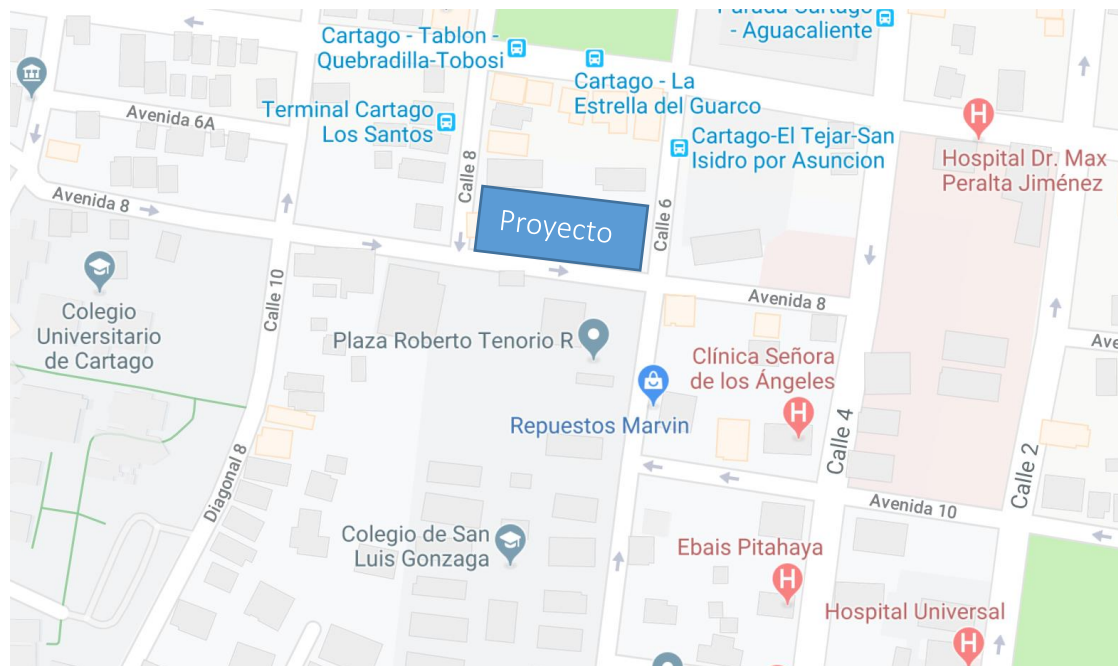


Figura 106: Ubicación del terreno estudiado. Imagen tomada de Google Maps (Google, 2019).

El lote presenta una topografía plana y colinda con obras construidas de dos niveles conformadas por paredes de mampostería, entresijos de concreto y cubierta de techos de HG. La forma del edificio en el lote se muestra en la Figura 107.

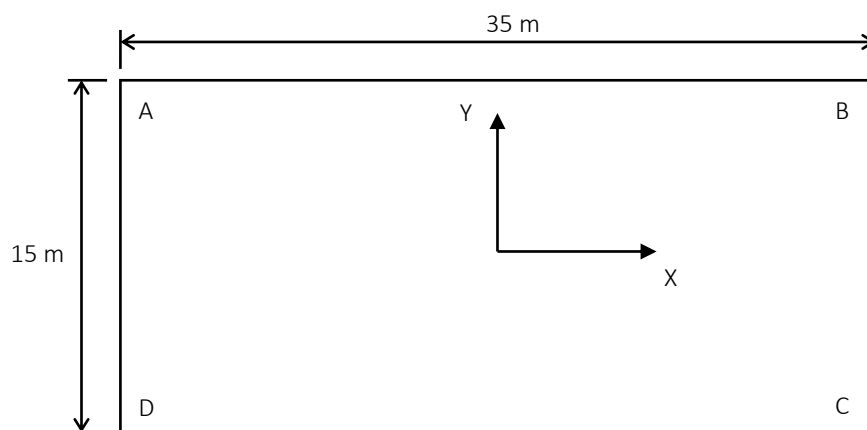


Figura 107: Huella del edificio y sistema coordenado para análisis de acciones externas.

La exploración geotécnica realizada en el sitio consiste en 6 perforaciones mediante el método SPT hasta una profundidad máxima de 5.4 m, donde se presentó el rebote del mazo. También se cuenta con resultados de velocidad de onda cortante  $V_s$  obtenidos mediante medición de vibraciones ambientales para una estación acelerográfica CCRT que posee el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica a 500 m del terreno analizado (Schmidt, 2014). Por último, se tuvo acceso al registro de perforación del pozo IS-264 para extracción de agua realizado en un lote vecino (Unidad de Gestión Hídrica).

### IV.3.2 Cargas transmitidas por el edificio a la fundación

Respecto al sistema estructural, las paredes y los entrepisos están elaborados a partir de concreto reforzado. Dicha estructura se soporta sobre una losa de fundación de 0.5 m de espesor. Para este tipo de estructuras se tienen las cargas gravitacionales indicadas en la Tabla 76.

*Tabla 76: Cargas consideradas en el edificio de apartamentos de concreto mejorado.*

Tipo de carga	Valor	Comentario
Peso de paredes y entrepiso	8.83 kPa	Valor por cada nivel
Peso losa de fundación	11.75 kPa	Losa de 0.5 m de espesor
Carga temporal	1.96 kPa	Tabla 6.1 CSCR-10

La amenaza sísmica se define a partir de lo indicado en la sección 2 del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (2011). En la Tabla 77 se muestran los parámetros utilizados para definir la amenaza sísmica de diseño. El tipo de sitio se define en la sección IV.3.4 de este documento. La carga sísmica rige sobre la carga de viento para el diseño de esta estructura.

Tabla 77: Parámetros considerados para el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura.

Parámetro	Valor	Comentario
Clasificación	1.0	Ocupación normal, tabla 4.1 CSCR-10.
Zona sísmica	III	Tabla 2.1 CSCR-10
Tipo de sitio	S3	Ver sección IV.3.4
Aceleración pico efectiva	0.36	Tabla 2.3 CSCR-10
Ductilidad global asignada	1.5	Según análisis por Método de Capacidad Espectral
Sobrerresistencia	2.0	Capítulo 5 CSCR-10
Periodo de la estructura	0.35 s	#Nivelesx0.5s
Factor espectral dinámico	1.77	Tabla E.7 CSCR-10
Coefficiente sísmico	0.32g	Ecuación 5-1 CSCR-10

Las cargas que gobiernan el diseño de la fundación se muestran en la Tabla 78Tabla 6.

Tabla 78: Cargas que gobiernan el diseño de la fundación del edificio.

Tipo de carga	Carga Axial [MN]	Momento respecto al centroide [Mn*m]
Permanente	38.6	0.0
Temporal	8.2	0.0
Sismo	0.0	105

Considerando que la placa de fundación es de 35 m de largo por 15 m de ancho, y que las presiones máximas por sismo se presentarán cuando la dirección del mismo es paralelo al eje Y (lado corto de la fundación según Figura 107), se definen las presiones de diseño mostradas en la Tabla 79.

Tabla 79: Presiones obtenidas en la losa de fundación del edificio.

Tipo de carga	Valor máximo	Valor mínimo	Comentario
Estática (Permanente + temporal)	90 kPa	90 kPa	
Estática + dinámica	170 kPa	9 kPa	Presión máxima en lado AB y presión mínima en lado CD (ver Figura 107).

### IV.3.3 Descripción geológica del sitio

Según el mapa geológico elaborado por el Instituto Geográfico de Costa Rica (2017), la geología de la zona corresponde con depósitos del abanico aluvial del río Reventado, los cuales son una mezcla de suelos con tamaños desde limos hasta cantos rodados y no presentan estratificación. Este abanico aluvial se origina al presentarse una ruptura de la pendiente natural de los conos de deyección laháricos formados por el río Reventado y que provenientes de las coladas de lava del volcán Irazú (Alvarado, 2006).

Respecto a las amenazas geológicas que se presentan en el cantón central de Cartago, las mismas están relacionadas con la actividad sísmica de la zona, caracterizada por una alta recurrencia de eventos generados por la Falla Aguacaliente, de tipo intraplaca la cual es la más cercana al sitio de estudio, como se nota en la Figura 108. Dicha falla es de tipo sinistral y presentan un potencial de producir terremotos de hasta 6.7 Mw. A dicha falla se le asocian cuatro sismos de magnitud considerable, siendo el que causó mayor daño el generado el 4 de mayo de 1910, con magnitud Mw = 6.4 y que destruyó la ciudad de Cartago. Otros sismos importantes son el terremoto de Alajuelita de 1842 y los terremotos del Tablazo de abril de 1910 (Red Sismológica Nacional, 2019).

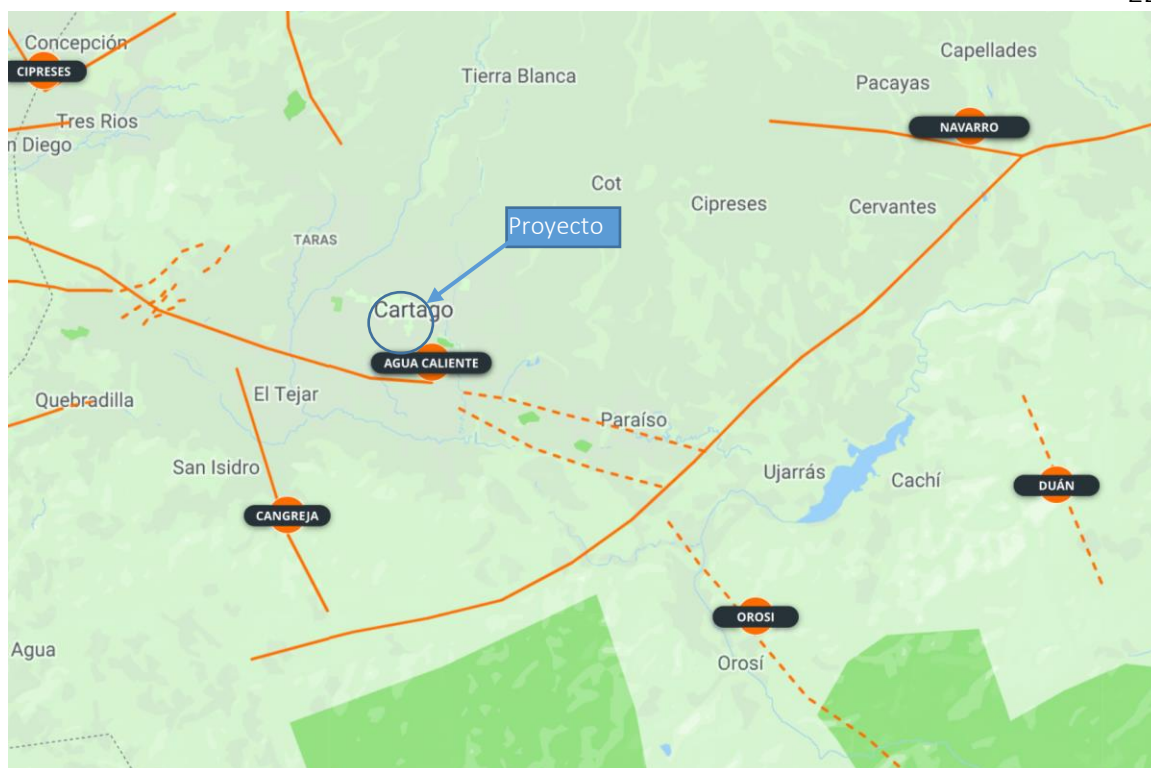


Figura 108: Fallas activas en la zona de estudio. Tomado de (Red Sismológica Nacional, 2019).

El tipo de suelo del cantón central de Cartago favorece la amplificación de la señal sísmica. Esto puede generar asentamientos de los rellenos realizados sobre dichos terrenos (Comisión Nacional de Emergencias, 2019).

#### IV.3.4 Propiedades de los materiales presentes en el sitio de estudio

Como se mencionó anteriormente, la investigación de campo consta de seis perforaciones mediante el método de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) ubicadas dentro de la huella de la obra futura, así como un registro de velocidades de onda superficial obtenido mediante un arreglo de acelerómetros aplicado al terreno que contiene una estación acelerográfica cercana al sitio en estudio y un registro de perforación para un pozo de extracción de agua realizado en un lote vecino. En la Tabla 80 se muestran los valores del número de golpes obtenidos según la profundidad de exploración.

Tabla 80: Valores de  $N_{SPT}$  obtenidos en los seis puntos explorados según la profundidad de exploración.

Profundidad (m)	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5	Punto 6	Promedio
0,00 - 0,45	2	3	4	8	0	0	3
0,45 - 0,90	4	2	6	6	3	7	5
0,90 - 1,35	2	2	4	7	6	10	5
1,35 - 1,80	6	3	7	6	8	4	6
1,80 - 2,25	2	3	4	2	3	2	3
2,25 - 2,70	4	8	4	5	3	5	5
2,70 - 3,15	6	9	6	4	5	4	6
3,15 - 3,60	5	8	7	7	6	6	7
3,60 - 4,05	8	7	6	6	4	5	6
4,05 - 4,50	7	9	8	7	7	7	8
4,50 - 4,95	6	6	7	5	6	8	6
4,95 - 5,40	8	7	8	8	5	5	7
5,40 - 5,85	10	13	23	31	10	23	18
5,85 - 6,30	23	13	RM	53	RM	58	37
6,30 - 6,75	19	29		RM		RM	24
6,75 - 7,20	18	RM					18
7,20 - 7,65	11						11
7,65 - 8,10	13						13
8,10 - 8,55	RM						

Donde:

RM indica el rebote del mazo.

Los resultados de estratigrafía obtenidos de la exploración del terreno son:

- El nivel freático se encuentra a 1.35 m de profundidad.
- La capa superior del terreno está conformada por un limo orgánico de café oscuro de baja plasticidad, su ubicación en cada perforación corresponde con las celdas de color anaranjado en la Tabla 80.

- La capa intermedia del terreno está conformada por arenas limosas color café con incrustaciones de bloques de hasta 3 cm y densidad de suelta a media, la ubicación de la capa de mayor densidad en cada perforación corresponde con las celdas de color gris de la Tabla 80.
- El rebote se presenta sobre la capa de aluvión que presenta un 40% de la matriz conformada por arcilla y con bloques de mayor tamaño, lo cual se aprecia en el registro de perforación del pozo, mostrado en la Figura 109.
- La roca se presenta a una profundidad de 50 m según el perfil de velocidades de onda cortante ( $V_s$ ), mostrado en la Figura 110.

0 - 1 = Suelo arenoso.

1 - 5 = Aluvión. Fué observado claramente esta formación, porque existía un pozo excavado, hasta esta profundidad.

Se trata de matriz areno-arcillosa, englobando bloque de 0.60m. de diámetro promedio.

La matriz contiene fragmentos de 2-3cm. de diámetro subangulosos, de colores claros (café claro y blancos) y oscuros. Además arena y arcilla.

5 - 8 = Aluvión, ídem. anterior, pero con más arcilla (hasta un 40% en la matriz).

8 - 30 = Ídem. anterior pero con sólo 20% de arcilla en la matriz. Permeabilidad aparente alta.

4.- DESCARTE

Figura 109: Registro de pozo IS-264 perforado en terreno aldaño al sitio de estudio. Obtenido de (Unidad de Gestión Hídrica).

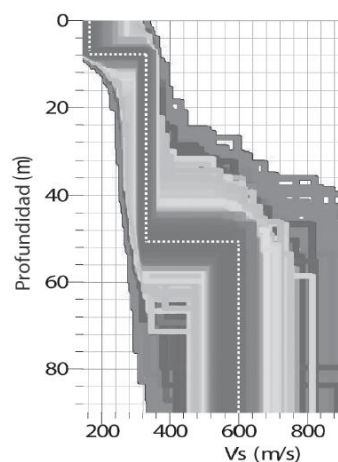


Figura 110: Perfil de Vs obtenido mediante geofísica. Tomado de (Schmidt, 2014).

Cabe resaltar que en el ensayo con el método SPT se utilizó un mazo de seguridad con rueda-operador. No se utilizó el “liner” ni se aumentó el diámetro de la perforación.

Por otra parte, el trabajo de laboratorio consistió en el análisis granulométrico de las muestras obtenidas en campo, así como la determinación de los límites de consistencia, la humedad natural y la gravedad específica de los suelos. La Figura 111 muestra las curvas granulométricas de tres muestras de suelo del sitio (en color verde, morado y celeste para los puntos de perforación P-1 a P-3 respectivamente) tomadas a 2.7 m de profundidad. En la misma figura se muestran los límites de curvas granulométricas que se clasifican como licuable y muy licuable. Se parecía como las curvas granulométricas del suelo del sitio se encuentran entre dichos límites, lo que ya predice los resultados del análisis por licuación que se realizaron en este trabajo.

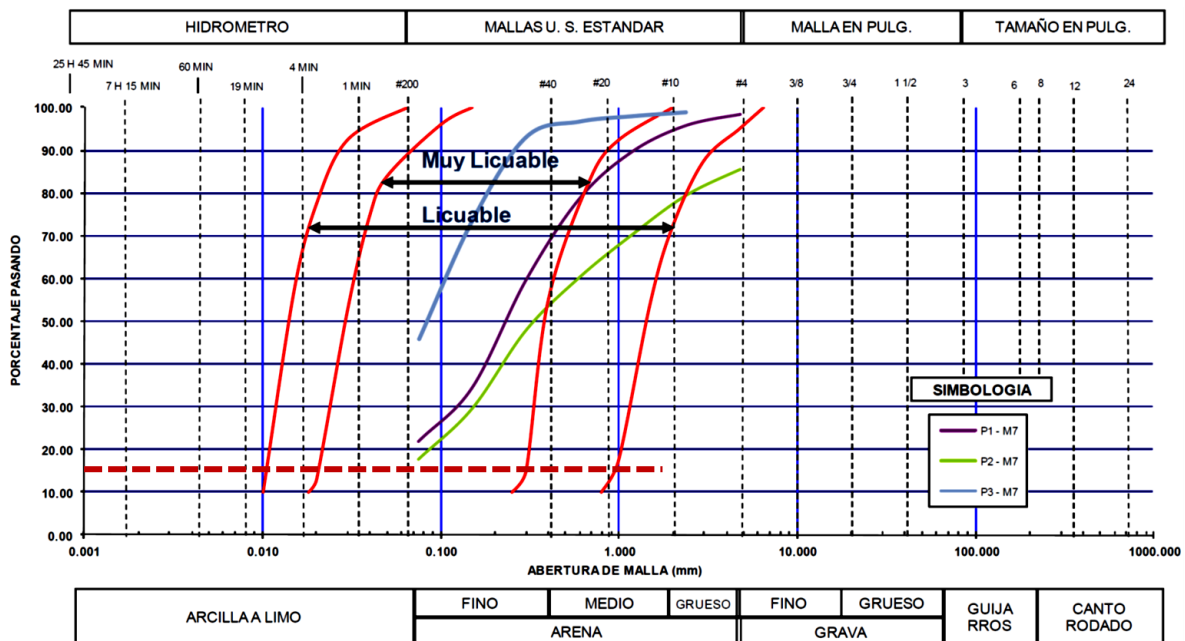


Figura 111: Granulometría de tres muestras del suelo del sitio. Tomado del informe geotécnico.

Los límites de consistencia no pudieron determinarse al ser el material no plástico, según indica el estudio geotécnico.

Con las curvas granulométricas de la Figura 111 se procede a determinar los parámetros necesarios para realizar la clasificación de los suelos. En la Tabla 81 se muestran los valores de dichos parámetros, así como la clasificación según el SUCS, AASHTO y ASTM.

Tabla 81: Parámetros para clasificación del suelo.

Parámetro	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Porcentaje pasando malla #4 ( $F_4$ )	98 %	86 %	100 %
Porcentaje pasando malla #10	95 %	75 %	100 %
Porcentaje pasando malla #20	87 %	67 %	97 %
Porcentaje pasando malla #40	75 %	56 %	95 %
Porcentaje pasando malla #200 ( $F_{200}$ )	22 %	18 %	46 %
Fracción de grava $FG = 100 - F_4$	2 %	14 %	0 %
Fracción de arena $FS = F_4 - F_{200}$	76 %	68 %	54 %
Contenido de finos $CF = F_{200}$	22 %	14 %	46 %
Diámetro partícula para el 60% por peso de material más fino ( $D_{60}$ )	0.30 mm	0.60 mm	0.12 mm
Diámetro partícula para el 50% por peso de material más fino ( $D_{50}$ )	0.25 mm	0.32 mm	0.087 mm
Diámetro partícula para el 30% por peso de material más fino ( $D_{30}$ )	0.13 mm	0.17 mm	<0.075 mm
Diámetro partícula para el 10% por peso de material más fino ( $D_{10}$ )	<0.075 mm	<0.075 mm	<0.075 mm
$C_u = D_{60}/D_{10}$	>13	>8	>1.6
$C_c = D_{30}^2/(D_{60}D_{10})$	>0.75	>0.64	----
Clasificación SUCS	SM	SM	SM
Clasificación AASHTO	A-2-4	A-2-4	A-4
Clasificación ASTM D-2487	Arena limosa	Arena limosa	Arena limosa

A partir de estos resultados se define que el suelo consiste en una arena con limo. A partir del valor de  $D_{50}$  y la distribución granulométrica mostrada en la Figura 111 se define la arena como fina.

Respecto a la susceptibilidad del terreno a presentar licuación, en la Tabla 82 se muestra el análisis realizado según lo expuesto en la sección IV.2.2. El valor de CRR se lee de la Figura 95 para un contenido de finos del 15%. Para dicho contenido de finos, los suelos con valores de  $(N_1)_{60}$  mayores a 25 no son susceptibles de presentar licuación. La aceleración máxima considerada es de 0.2g, según la tabla 6.2 del CCCR para sitio ZIII y sitio S3 y se determinan dos FS asociados a sismos con  $M_w=7.5$  y 6.7.

Tabla 82: Análisis de susceptibilidad ante licuación del terreno in situ.

Prof. (m)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_n$	$ER_m$	$(N_1)_{60}$	CRR	$p_o$ (kPa)	$p'_o$ (kPa)	$r_d$	CSR	FS		$P_{Li}$
										$M_w$ 7.5	$M_w$ 6.7	$M_w$ 6.7
0.45	16	-	70	-	-	7.2	2.8	1.00	0.335	0.00	0.00	0.00
0.9	16	-	70	-	-	14.4	5.6	0.99	0.334	0.00	0.00	0.00
1.35	17.5	1.70	70	10	0.28	23.6	10.4	0.99	0.293	0.96	1.28	0.00
1.8	17.5	1.70	70	11	0.27	31.5	13.8	0.99	0.292	0.93	1.24	0.00
2.25	17.5	1.70	70	5	0.11	39.4	17.3	0.98	0.291	0.38	0.50	2.00
2.7	17.5	1.70	70	10	0.17	47.3	20.8	0.98	0.290	0.59	0.78	0.85
3.15	17.5	1.70	70	11	0.18	55.1	24.2	0.98	0.289	0.62	0.83	0.64
3.6	17.5	1.70	70	13	0.2	63.0	27.7	0.97	0.288	0.70	0.93	0.27
4.05	17.5	1.70	70	12	0.18	70.9	31.1	0.97	0.287	0.63	0.84	0.59
4.5	17.5	1.70	70	15	0.22	78.8	34.6	0.97	0.286	0.77	1.03	0.00
4.95	17.5	1.62	70	12	0.17	86.6	38.1	0.96	0.285	0.60	0.80	0.70
5.4	17.5	1.55	70	12	0.17	94.5	41.5	0.96	0.284	0.60	0.80	0.67
5.85	18	1.44	70	31	0.53	105.3	47.9	0.96	0.273	1.94	2.59	0.00
6.3	18	1.39	70	60	0.53	113.4	51.6	0.95	0.272	1.95	2.60	0.00
6.75	18	1.34	70	38	0.53	121.5	55.3	0.95	0.271	1.96	2.61	0.00
7.2	18	1.30	70	27	0.53	129.6	59.0	0.94	0.270	1.96	2.62	0.00
											$P_L = \sum P_{Li} =$	<b>5.72</b>

Los resultados de la tabla anterior indican que los 5.4 m superiores presentan una alta susceptibilidad a presentar licuación, esto según la Tabla 72, pues poseen un potencial de licuación  $P_L > 5$ .

#### IV.3.5 Modelo geotécnico

A partir de la información mencionada en los dos apartados anteriores se presenta en la Figura 112 el modelo geotécnico del sitio.

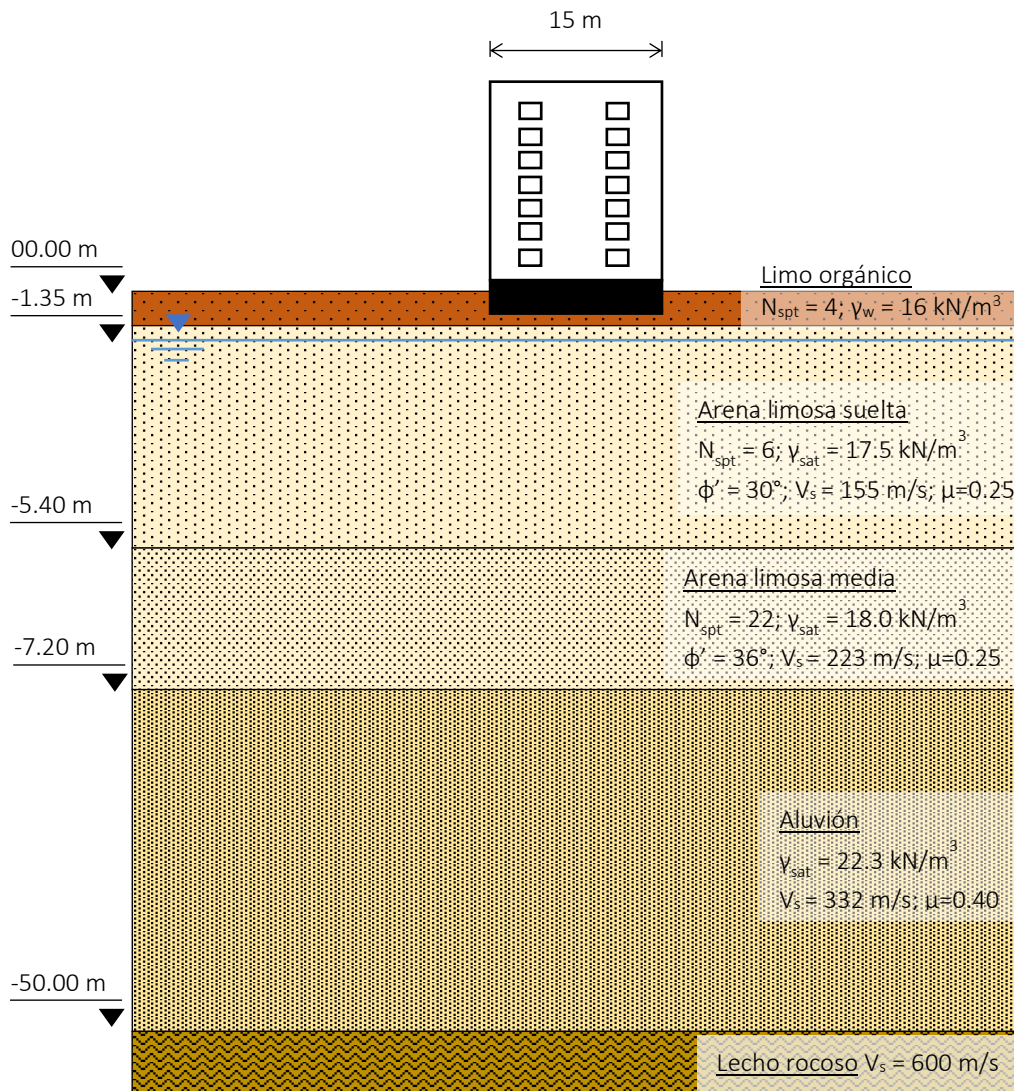


Figura 112: Modelo geotécnico del sitio. Sin escala.

Para definir los pesos unitarios húmedos ( $\gamma_w$ ) y los pesos unitarios saturados ( $\gamma_{sat}$ ) se utiliza las relaciones mostradas en la tabla 3.4 del libro *Foundation analysis and design* (Bowles, 1996). Para definir el ángulo de fricción efectivo  $\phi'$  se aplica la siguiente fórmula, desarrollada para edificios, según indica Bowles (1996).

$$\phi' = 0.36N'_{70} + 27 \quad (104)$$

$$N'_{70} = \sqrt{\frac{95.76}{p'_o}} N_{SPT} n_1 n_2 n_3 n_4 \quad (105)$$

Donde los valores  $n_1$  a  $n_4$  se presentan en la tabla 3.3 de dicho libro de texto. De ellos solo aplica la corrección por longitud del muestreador ( $n_2$ ) la cual toma valores de 0.75 para profundidades menores a 4 m, de 0.85 para profundidades de 4 a 6 m, de 0.95 para profundidades de 6 a 10 m y de 1 para profundidades mayores a 10 m. Al aplicar dichos factores a los valores de SPT promedios de cada capa se obtienen los ángulos de fricción indicados en la Figura 112.

#### IV.3.6 Modelación numérica del sitio

En la Figura 113 se muestra el modelo realizado en el programa de cómputo ABAQUS® utilizado para el cálculo de las velocidades máximas que se reflejarán en la superficie del terreno al dejar caer el compactador. El modelado considera elementos finitos de tipo axial-simétrico con el eje de rotación en el extremo izquierdo (línea a trazos amarilla) y tamaños desde 0.1 m hasta 0.3 m según se aleja de la zona de aplicación de la carga (esquina superior derecha).

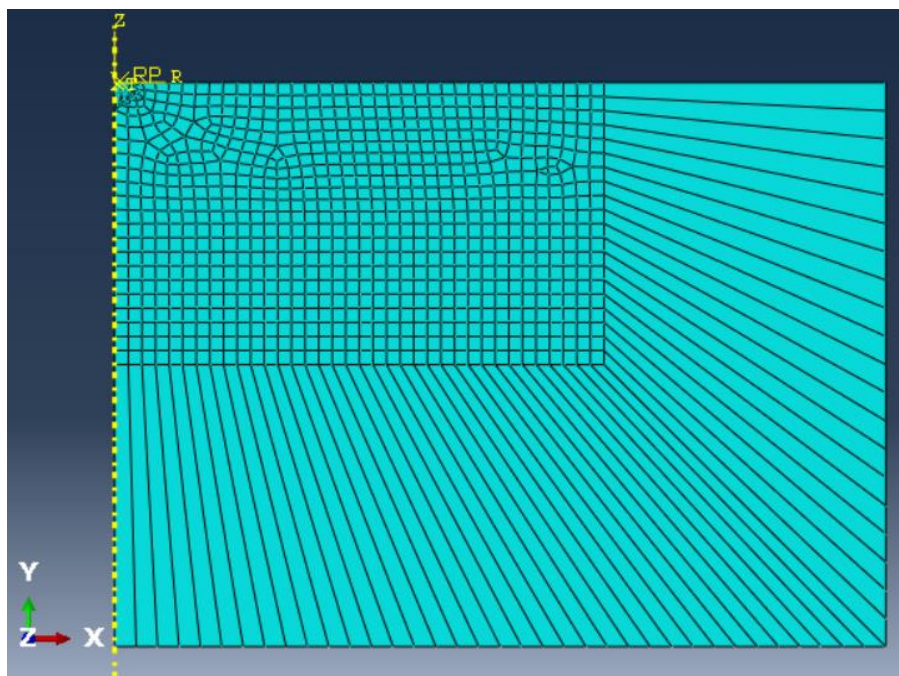


Figura 113: Modelo de elemento finito axial-simétrico elaborado en ABAQUS®

Los parámetros mecánicos utilizados para el terreno se obtuvieron de (Mehdipour & Hamidi, 2017) y se muestran en la Tabla 83.

*Tabla 83: Parámetros mecánicos de las capas de arena limosa y aluvión considerados en el modelo de elemento finito.*

Parámetro	Valor	
	Arena limosa	Aluvión
Módulo de Young E	7.5 MPa	12 MPa
Módulo de Poisson $\mu$	0.25	0.4
Ángulo de fricción $\phi'$	30°	Elástico-no aplica
Cohesión efectiva $c'$	3 MPa	Elástico-no aplica
Ángulo de dilatación $\psi$	2°	Elástico-no aplica
Amortiguamiento masa $\alpha$	0	0
Amortiguamiento rigidez $\beta$	0.01	0.01

El modelado considera un elemento de superficie rígida (RP de la Figura 113) que presenta una variación de la velocidad decreciente cuyos valores se calculan según las ecuaciones (96) y (97) y se muestran en la Tabla 84 y en la Figura 114.

*Tabla 84: Valores de velocidad y tiempo inicial y final aplicados por el compactador sobre el terreno en el modelo de elemento finito.*

Parámetro	Valor inicial	Valor final
Velocidad $V_i, V_f$	16.9 m/s	0 m/s
Tiempo $t_i, t_f$	0 s	0.085 s

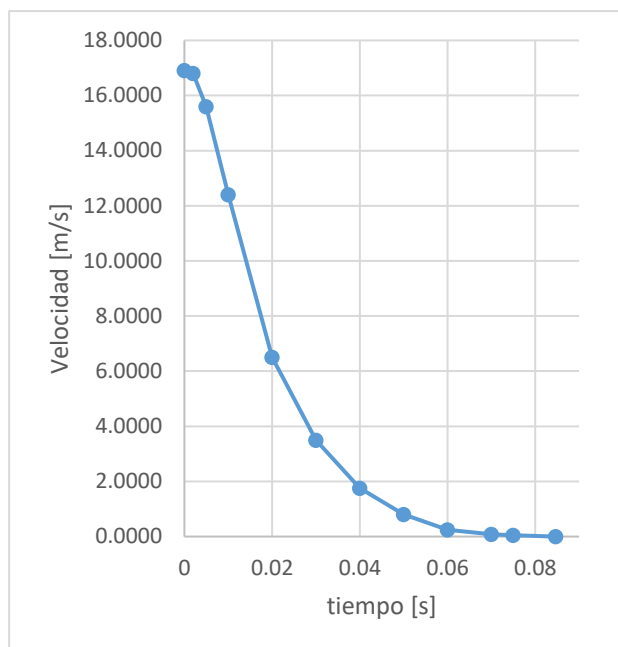


Figura 114: Variación de la velocidad del compactador respecto al tiempo.

#### ***IV.4 Factibilidad de uso de cimientos superficiales y diseño de compactación dinámica.***

En esta sección se muestra el diseño de la compactación dinámica a implementarse en el terreno para su mejoramiento. Primeramente se realiza un análisis de capacidad de soporte del terreno sin mejorar con el fin de descartar el uso de cimentación superficial. Posteriormente se muestran los resultados del diseño de la compactación dinámica, los cuales incluyen la altura de caída del compactador, el peso del mismo, el número de caídas y de fases en que se aplicará, así como el patrón de aplicación. Esto se presenta tanto para el caso de mejoramiento profundo como para el caso de mejoramiento superficial. Posteriormente se presentan los valores de velocidad superficial que se espera se generen a diferentes distancias del punto donde se deja caer el compactador. Estos resultados son verificados mediante el modelado numérico.

#### IV.4.1 Capacidad de soporte del terreno sin mejoramiento

En la Tabla 85 se muestra el cálculo de la capacidad ante falla global del suelo sin mejorar al aplicar la ecuación (92) para el ángulo de fricción obtenido en la capa de arena suelta. Asimismo se muestran los factores de seguridad obtenidos ante cargas estáticas y ante la combinación de cargas estáticas con cargas dinámicas (mostradas en la Tabla 79), las cuales fueron calculadas considerando una losa de fundación de 50 cm de espesor y área igual a la huella del edificio (525 m<sup>2</sup>).

*Tabla 85: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar.*

$\phi'$ (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$q_u$ (kPa)	FS (estáticas)	FS (estáticas + dinámicas)
30	30.1	18.4	15.7	680	7.55	4.00

Considerando que las arenas con valores de  $N'_{70}$  menores a 40 pueden presentar falla local (Das, 1999), se determina la capacidad soportante ante dicha falla del terreno sin mejorar, para el valor de ángulo de fricción de la arena suelta. Para este cálculo se consideran los factores de capacidad de carga establecidos por Terzaghi (Rico & Del Castillo, 2016). Los valores utilizados en el cálculo de la capacidad ante falla local se muestran en la Tabla 86.

*Tabla 86: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar.*

$\phi'$ (°)	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$q_u$	FS (estáticas)	FS (estáticas + dinámicas)
30	18.0	8.0	5.0	226	2.51	1.33

Se observa de la Tabla 86 que el factor de seguridad para cargas estáticas es menor al valor mínimo de 3 establecido en el CCCR. Igual situación presenta el caso que considera las cargas

estáticas y las dinámicas, por lo que se concluye que una losa de fundación no es una solución adecuada para la cimentación del edificio, requiriéndose cimentaciones profundas o mejoramiento del terreno. Esta situación y el alto potencial de licuación que presentan los primeros 5.4 m del terreno validan la necesidad de aplicar el mejoramiento del terreno mediante compactación dinámica. El diseño del mismo se muestra en las siguientes secciones.

#### **IV.4.2 Diseño de la compactación dinámica y análisis de resultados**

Primeramente se realiza un análisis de la idoneidad de aplicar el método al terreno en estudio. Posteriormente se realiza el diseño del método considerando las condiciones del sitio.

##### *IV.4.2.1 Análisis de idoneidad del método para el sitio en estudio*

El terreno pertenece a la zona 1, como se puede observar en la Figura 115, la cual es una adaptación de las curvas granulométricas mostradas en la Figura 111 sobre la Figura 97. Adicionalmente, el suelo presenta valores de  $IP = 0$  como se indicó en la sección.IV.3.4.

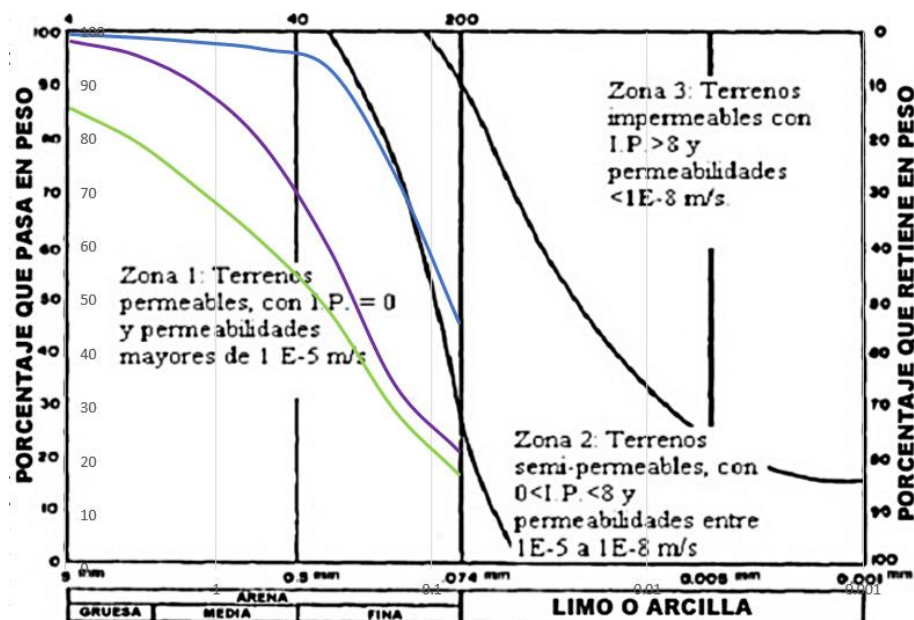


Figura 115: Curvas granulométricas de tres muestras extraídas en el terreno y zonas del método de compactación dinámica. Modificado por el autor.

En la Tabla 87 se somborean con verde las celdas que presentan las condiciones que aplican al proyecto. Se observa que el método es favorable con algunas restricciones, entre ellas se debe dar tiempo a que la presión de poro se disipe, por lo que se requiere más de una fase de aplicación y por otra parte hay que tener controladas las velocidades de la superficie en las obras cercanas para que no sobrepasen los 51 mm/s, que representa daño en estructuras de mampostería de dos niveles. Teniendo en cuenta estas restricciones se procede a realizar el diseño de la compactación dinámica.

Tabla 87: Condiciones para aplicar el método de compactación dinámica en el sitio de un proyecto. Adaptado de (Arraiga, 2006).

Etapa	Condición			Observación
	Favorable	Favorable con restricciones	Desfavorable	
<i>Caracterización del tipo de suelo</i>				
Clasificación según Figura 97	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Según Figura 115
<i>Restricciones de sitio</i>				
Velocidad de onda por vibraciones	Menor a 19 mm/s	Entre 19 y 51 mm/s	Mayor a 51 mm/s	Edificaciones de mampostería

Desplazamientos laterales en obras subterráneas	sitio alejado más de 2 m	Obras subterráneas que soportan 76 a 127 mm/s	Cerca de obras susceptibles a daño	No hay obras subterráneas cercanas
Profundidad del nivel freático	Más de 2m	Menor a 2 m y con drenaje	Menor a 2 m y sin drenaje	1.35 m
Existencia de capas duras superficiales	No hay	Si hay, se puede "aflojar" antes de aplicación del método	Si hay a profundidad considerable, esmasar mayor de 1.0 m	No existen capas duras
Profundidad de mejoramiento	Menor de 9 m	Entre 9 y 12 m	Mayor a 12 m	7.2 m

#### IV.4.2.2 Determinación de altura de caída y peso de compactador para las etapas de compactación profunda y compactación superficial

En la Tabla 88 y en la Tabla 89 se muestran los parámetros y resultados de aplicar el método de diseño expuesto en la sección IV.1.7.3 al sitio analizado para las etapas de compactación profunda y compactación superficial respectivamente. En ambos casos se considera un compactador elaborado a partir de placas de acero con base cuadrada de 1.22 m de lado.

Tabla 88: Parámetros considerados en el diseño de la compactación dinámica para la etapa de compactación profunda.

Parámetro	Valor	Observación
Profundidad	5.4 m	Estrato licuable según Tabla 82
W	8 Mg	Ancho de base B = 1.22m
H	14.6 m	De ecuación (93)
Presión de contacto	53 kN/m <sup>2</sup>	Debe estar entre 40 y 75 kN/m <sup>2</sup>
N	11	Debe estar entre 7 y 15
P	1	Puede requerirse más fases si hay levantamiento de terreno o hundimiento excesivo del compactador
L	3 m	Separación debe estar entre 1.5 y 2.5 B
E requerida	1350 kJ/m <sup>2</sup>	Energía máxima para suelos de zona 1 según Tabla 74 multiplicada por H
E aplicada	1398 kJ/m <sup>2</sup>	Obtenida de ecuación (94)

Tabla 89: Parámetros considerados en el diseño de la compactación dinámica para la etapa de compactación superficial.

Parámetro	Valor	Observación
Profundidad	1.4 m	Estrato licuable según Tabla 82
W	3 Mg	Ancho de base B = 1.22m
H	2.6 m	De ecuación (93)
Presión de contacto	53 kN/m <sup>2</sup>	No aplican límites para compactación superficial
N	7	Debe estar entre 7 y 15
P	1	Puede requerirse más fases si hay levantamiento de terreno o hundimiento excesivo del compactador
L	1.22 m	Separación debe estar entre 1.5 y 2.5 B
E requerida	350 kJ/m <sup>2</sup>	Energía máxima para suelos de zona 1 según Tabla 74 multiplicada por H
E aplicada	362 kJ/m <sup>2</sup>	Obtenida de ecuación (94)

En la Figura 116 se muestra el par altura de caída H - masa de compactador W para ambas etapas. Se puede observar que los valores seleccionados coinciden con la práctica usual.

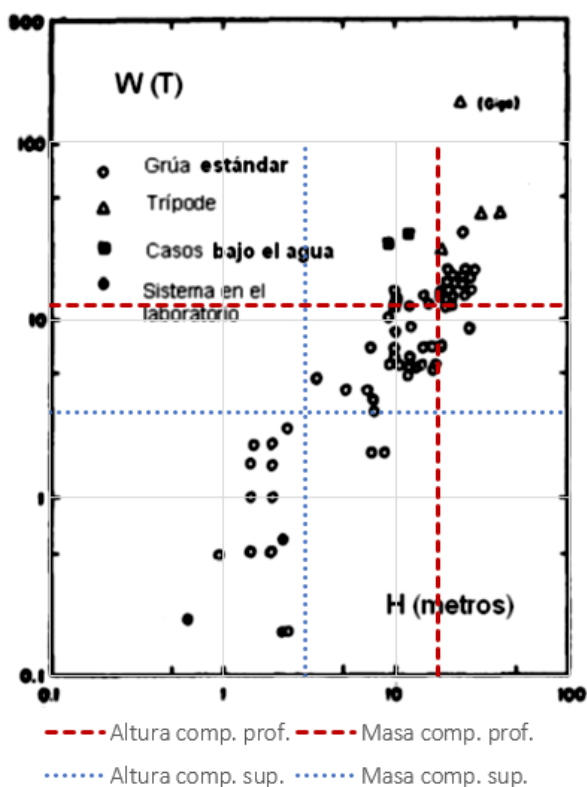


Figura 116: Ubicación de masas y alturas seleccionadas para las etapas de compactación profunda (líneas rojas) y superficial (líneas azules) respecto a los valores usuales para aplicación del método.

A partir de los resultados obtenidos, se concluye que para la etapa de compactación profunda el compactador debe tener una masa de 8 Mg, lo que equivale a un compactador de acero de  $1.22 \times 1.22 \times 0.92$  m, el cual se dejará caer 11 veces en cada punto de aplicación de la compactación y en una fase. Dichos puntos de aplicación de la compactación estarán separados 3 m centro a centro. Para la etapa de compactación superficial el compactador debe tener una masa de 3 Mg, lo que equivale a un compactador de acero de  $1.22 \times 1.22 \times 0.56$  m, el cual se dejará caer 7 veces en cada punto de aplicación de la compactación y en una fase. Dichos puntos de aplicación de la compactación estarán separados 1.22 m centro a centro. De esta manera la energía total aplicada al terreno (mostrada en la última fila de la Tabla 88 y de la Tabla 89) es superior a la energía requerida (mostrada en la penúltima fila de la Tabla 88 y de la Tabla 89). Asimismo tanto la presión de contacto como el número de golpes se encuentra entre los límites requeridos por la norma de diseño.

#### IV.4.2.3 Valores esperados de $N_{SPT}$ del terreno mejorado

De la Figura 117 se obtiene un valor de  $N_{SPT}$  promedio de 17 para el nivel de energía aplicado de  $1600 \text{ kJ/m}^2$ , el cual es la suma de las energías aplicadas en la etapa de compactación profunda y en la etapa de compactación superficial, indicadas en la última fila de la Tabla 88 y la Tabla 89 respectivamente. Dicho valor es menor a los valores máximos que se reportan en la literatura para arenas limosas, los cuales oscilan entre 34 y 45 golpes (Lukas, 1995). De la Figura 102 se puede concluir que el valor de 17 es un valor intermedio a los obtenidos en el dicha compactación dinámica, por lo que se utilizará dicho valor como parámetro para establecer el perfil de terreno modificado, mostrado en Figura 118, así como para realizar el análisis de potencial de licuación y capacidad de soporte del terreno mejorado.

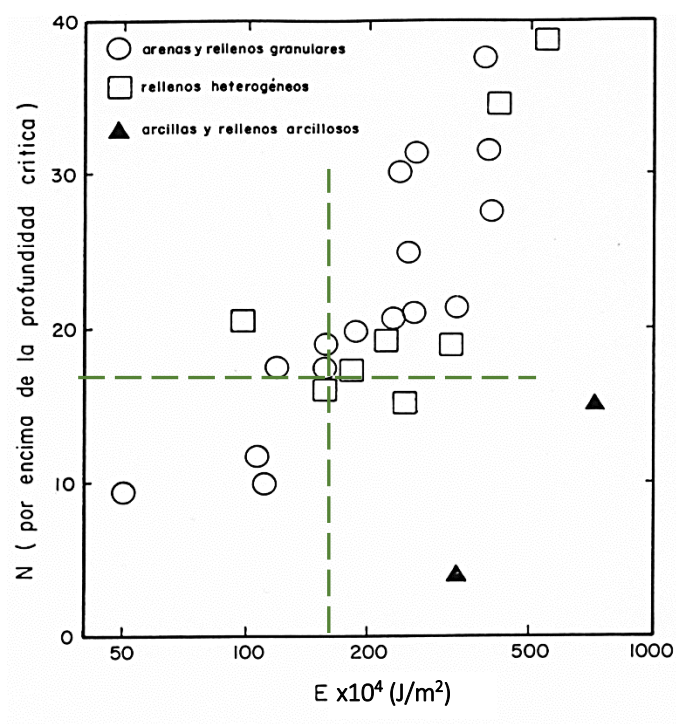


Figura 117: Estimación del valor esperado de  $N_{SPT}$  luego de aplicación del método de compactación dinámica según la energía aplicada. Modificado de (Lukas, 1995)

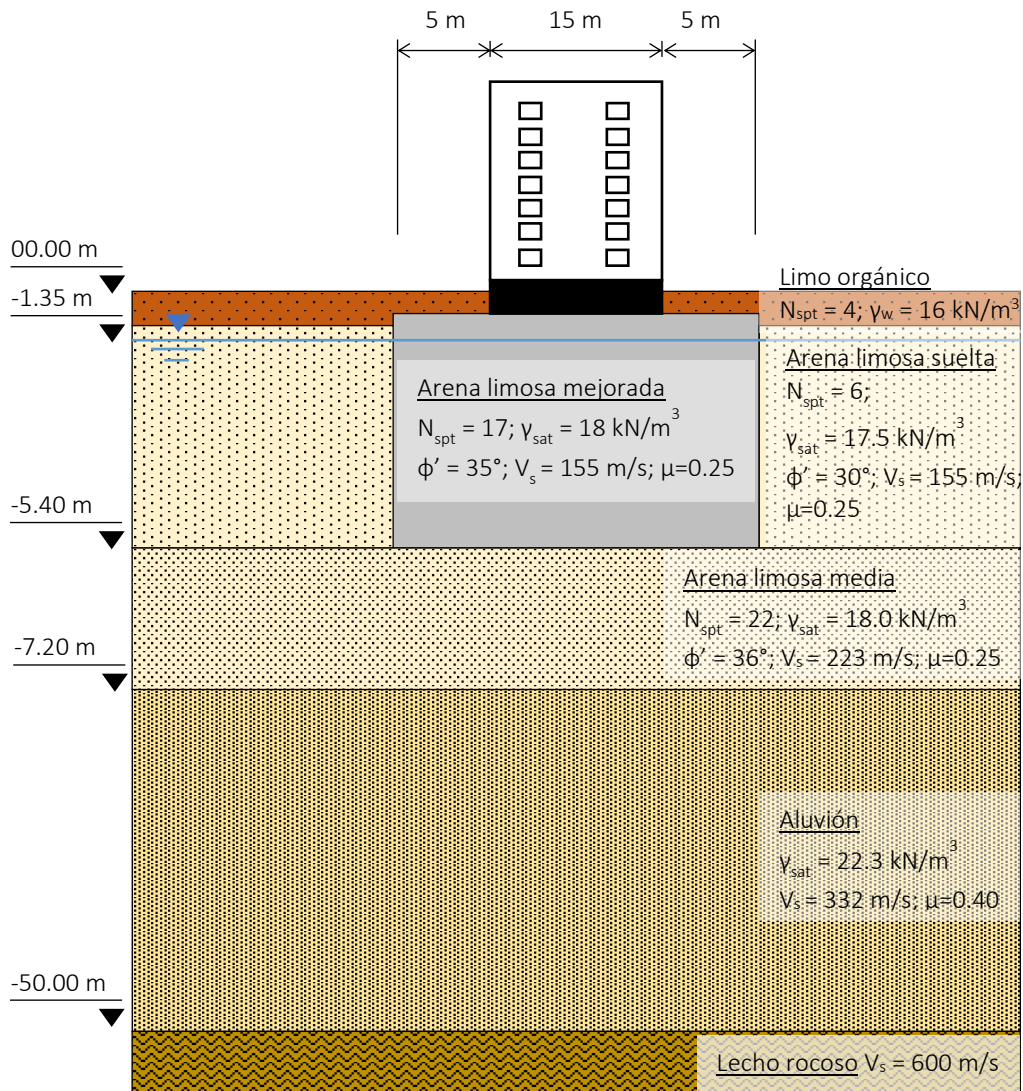


Figura 118: Modelo geotécnico del sitio con terreno mejorado. Sin escala.

#### IV.4.2.4 Cálculo del potencial de licuación del terreno mejorado

En la Tabla 90 se muestran los resultados del potencial de licuación que presentará el terreno mejorado, considerando que la capa superior de 5.4 m de profundidad presenta un  $N_{SPT} = 17$ .

Tabla 90: Análisis de susceptibilidad ante licuación del terreno mejorado.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub> prom.	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>n</sub>	ER <sub>m</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	CRR	p <sub>o</sub> (kPa)	p' <sub>o</sub> (kPa)	r <sub>d</sub>	CSR	FS	
											M <sub>w</sub> 7.5	M <sub>w</sub> 6.7
0.45	17	16	-	70	-	-	7.2	2.8	1.00	0.335	0.00	0.00
0.9	17	16	-	70	-	-	14.4	5.6	0.99	0.334	0.00	0.00
1.35	17	18	1.70	70	34	0.53	24.3	11.1	0.99	0.283	1.87	2.50
1.8	17	18	1.70	70	34	0.53	32.4	14.7	0.99	0.282	1.88	2.51
2.25	17	18	1.70	70	34	0.53	40.5	18.4	0.98	0.281	1.89	2.52
2.7	17	18	1.70	70	34	0.53	48.6	22.1	0.98	0.280	1.89	2.53
3.15	17	18	1.70	70	34	0.53	56.7	25.8	0.98	0.279	1.90	2.54
3.6	17	18	1.70	70	34	0.53	64.8	29.5	0.97	0.278	1.91	2.55
4.05	17	18	1.70	70	34	0.53	72.9	33.2	0.97	0.277	1.91	2.56
4.5	17	18	1.65	70	33	0.53	81.0	36.9	0.97	0.276	1.92	2.56
4.95	17	18	1.57	70	31	0.53	89.1	40.5	0.96	0.275	1.93	2.57
5.4	17	18	1.50	70	30	0.53	97.2	44.2	0.96	0.274	1.93	2.58
5.85	18	18	1.44	70	31	0.53	105.3	47.9	0.96	0.273	1.94	2.59
6.3	37	18	1.39	70	60	0.53	113.4	51.6	0.95	0.272	1.95	2.60
6.75	24	18	1.34	70	38	0.53	121.5	55.3	0.95	0.271	1.96	2.61
7.2	18	18	1.30	70	27	0.53	129.6	59.0	0.94	0.270	1.96	2.62

Los resultados del factor de seguridad de las últimas columnas de la tabla anterior indican que el terreno mejorado presenta una muy baja susceptibilidad a licuarse, pues los mismos son mayores a 1, incluso para sismos con  $M_w = 7.5$ .

#### IV.4.2.5 Capacidad de soporte del terreno mejorado

En la siguiente tabla se muestra la capacidad de soporte considerando falla global y falla local.

Tabla 91: Parámetros utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte y factores de seguridad ante cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y cargas dinámicas para el suelo sin mejorar.

Tipo de falla	$\phi'$ (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$q_u$	FS (estáticas)	FS (estáticas + dinámicas)
Global	35	46.1	33.3	37.2	1568	17.42	9.22
Local	35	24.0	13.0	10.0	439	4.88	2.58

Los factores de seguridad obtenidos para ambos tipos de falla y considerando los esfuerzos que transmitiría una losa de fundación son mucho mayores a los mínimos requeridos por el CCCR, por lo que se concluye que se pueden utilizar cimentaciones superficiales en la obra por construir. A partir de la mayor capacidad de soporte del terreno mejorado es posible reducir el área de contacto de las fundaciones de 525 m<sup>2</sup> (losa de fundación) a 336 m<sup>2</sup> (placas corridas) para que los factores de seguridad rondan 3 y 2 para cargas estáticas y combinación de cargas estáticas y dinámicas respectivamente. Esto representa un 36% menos de concreto y acero aproximadamente, respecto a la consideración de usar placa de fundación.

#### IV.4.2.6 Velocidad de partícula en sitios cercanos al terreno por mejorar

Como se indicó en la sección IV.4.2.1, es necesario restringir las velocidades de partícula (VP) en la superficie a valores menores a 51 mm/s para evitar daños estructurales en edificaciones de dos niveles y preferiblemente a 19 mm/s para evitar fisuramiento de paredes de concreto. En la Tabla 92 se muestra la distancia mínima a la que se puede aplicar la compactación dinámica sin dañar estructuras de concreto de dos niveles. Para su determinación se utilizó la curva identificada con un 6 de la Figura 103 la cual aplica para arena suelta.

Tabla 92: Distancias asociadas a los valores de VP límite y el factor de energía utilizado para su determinación.

Distancia	Factor de energía escalada	VP (mm/s)
5.7	1.89	51
12	0.90	19

De la tabla anterior se concluye que es factible aplicar la compactación dinámica al terreno si las estructuras vecinas se encuentran a 12 m de separación de la huella del mejoramiento, la cual se extiende desde los bordes de la huella del edificio 5.4 m, tal como se indicó en la Figura 118. Si las estructuras vecinas se encuentran entre 12 y 5.7 m de distancia es de esperar daños en repellos, lo que debe contemplarse dentro de los costos del mejoramiento del terreno.

#### *IV.4.2.7 Resultados del valores de VP obtenidos del modelado del terreno en ABAQUS®*

Del modelo realizado en el programa ABAQUS® se obtienen los valores de VP mostrados en la Figura 119, los cuales se muestran en función de la distancia entre el punto de medición y el punto central de caída del compactador (línea café). Asimismo, se muestran los valores teóricos calculados según se indicó en la sección anterior (línea negra). Adicionalmente se estudió el efecto que presenta sobre el valor de PVV una trinchera de 30 cm de espesor y 1m de profundidad ubicada a 3.5 m del borde del compactador, así como una barrera de concreto de las mismas dimensiones, ambos casos se representan por las líneas gris y celeste, respectivamente. Por último, se muestra en línea verde los valores de PPV para una trinchera de 60 cm de ancho y 4.5 m de profundidad.

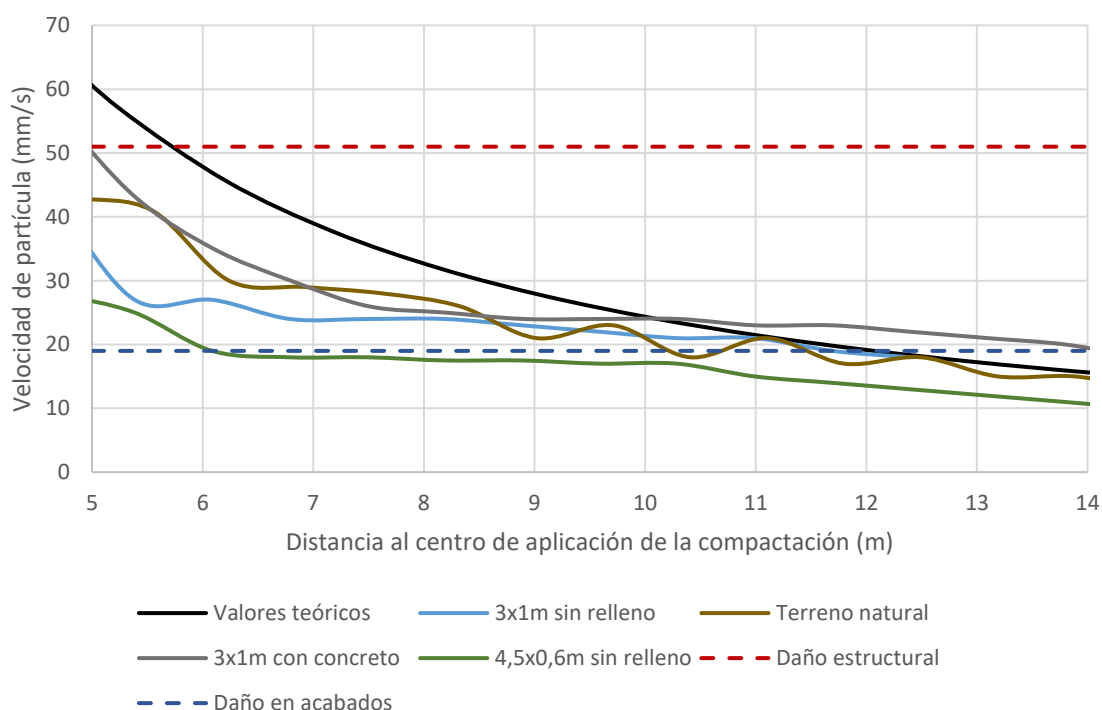


Figura 119: Valores de VP en función de la distancia al punto de aplicación de la compactación según cálculo teórico y resultados del modelo de elemento finito.

De la comparación de los valores teóricos (curva negra) y los resultados del elemento finito sin trinchera (curva café) mostrados en la Figura 119, se concluye que el modelo de elemento finito presenta una mayor atenuación de las ondas superficiales entre 5 y 11 m de distancia aproximadamente, y que las velocidades de partícula de 19 mm/s se presentarán a 11.5 m de distancia, lo que coincide con los resultados teóricos mostrados en la Tabla 92. Por otra parte, se modeló la barrera con el fin de reducir el valor de PPV más allá de los 7 m de distancia respecto al compactador, la cual sería la distancia para construir de forma segura la barrera. Respecto a los resultados obtenidos con la pantalla de concreto (curva gris) y con la trinchera de 3m de profundidad y 1 m de ancho (curva celeste), se nota que la primera genera una amplificación de la PPV respecto al comportamiento del terreno sin barrera, mientras que la trinchera sí atenúa el valor de PPV. Por lo tanto, se procedió a dimensionar la trinchera de forma que la PPV se encuentre por debajo de 19 mm/s, dando como resultado una trinchera de 60 cm de ancho y 4.5 m de profundidad, tal y como lo muestra la línea verde.

#### IV.4.2.8 Diseño de la trinchera estabilizada con lodos

Para las dimensiones de la trinchera establecidas en la sección anterior, se aplican las ecuaciones (102) y (103). Los resultados se muestran en la Tabla 93.

*Tabla 93: Propiedades y resultados del análisis de estabilidad de la trinchera estabilizada con lodos bentoníticos.*

Propiedad	Valor
$\Phi =$	30°
H	4.5 m
Hs	4.2 m
Hw	3.15 m
q	0 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w =$	9.81 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sW} =$	17.5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_s =$	11 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{bw} =$	7.69 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_m =$	17.5 kN/m <sup>3</sup>
n	0.93
m	0.7
B =	2.66
<b>FS =</b>	<b>1.14 &gt; 1.1</b>

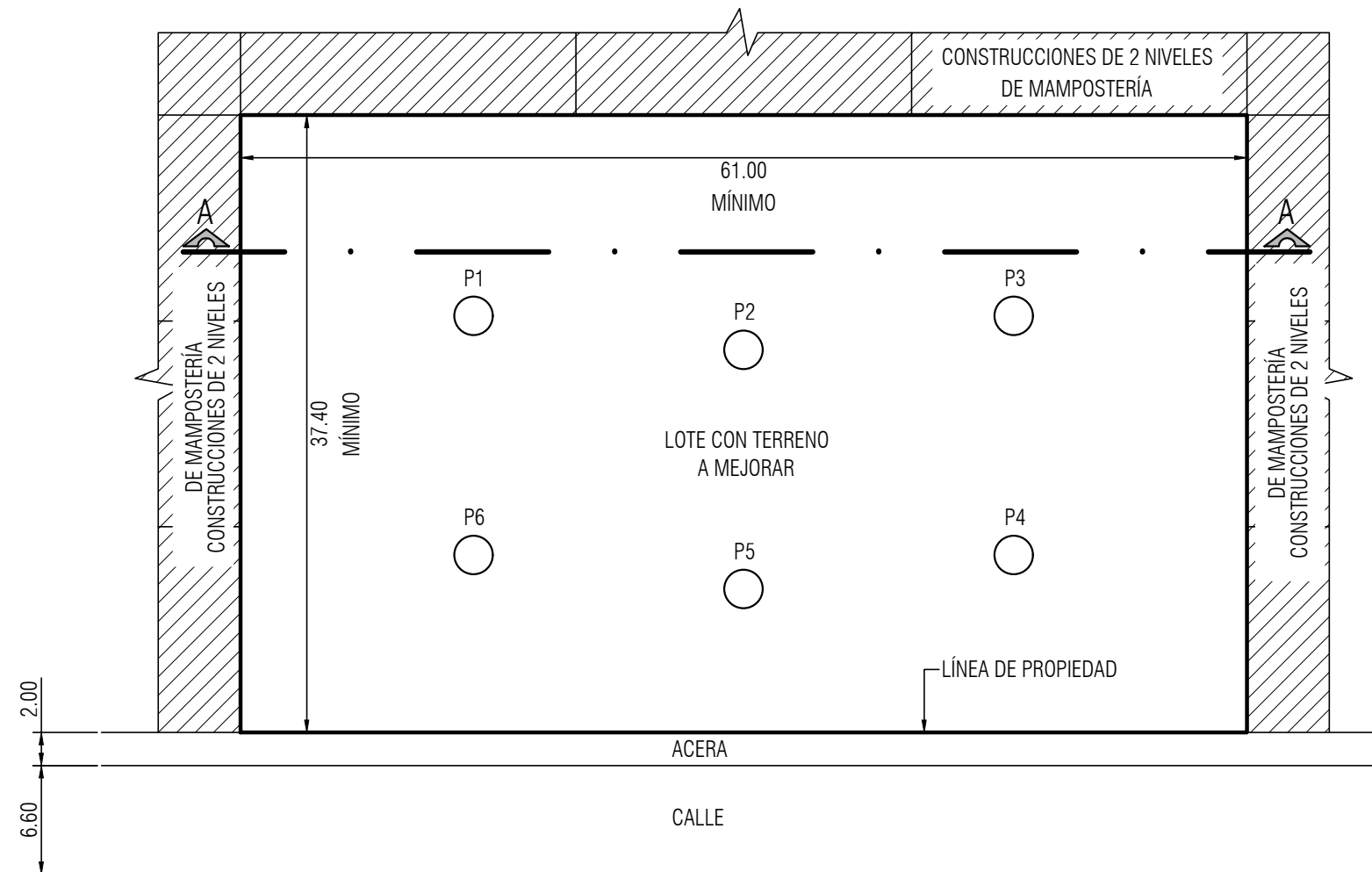
De la Tabla 93 se concluye que si el nivel de lodos bentoníticos se encuentra 30 cm por debajo del nivel del terreno, y alrededor de la trinchera no hay cargas superimpuestas, el factor de seguridad ante la estabilidad de las paredes es de 1.14, mayor al valor mínimo de 1.1 recomendado en la literatura (Elson, 1968).

#### *IV.5 Planos constructivos de la solución*

En las siguientes páginas se muestran los planos de ejecución de la compactación dinámica en el terreno con suelos arenosos, con el fin de que pueda construirse sobre el mismo la edificación de 7 niveles proyectada sin que se presenten fallas del terreno por carga de la edificación ni por licuación ante sismos.

PROYECTO:

# MEJORAMIENTO DE TERRENO EN CARTAGO CENTRO (ZONA URBANA) MEDIANTE COMPACTACION DINAMICA



PLANTA DE ESTADO ACTUAL DEL TERRENO  
ESCALA 1:400

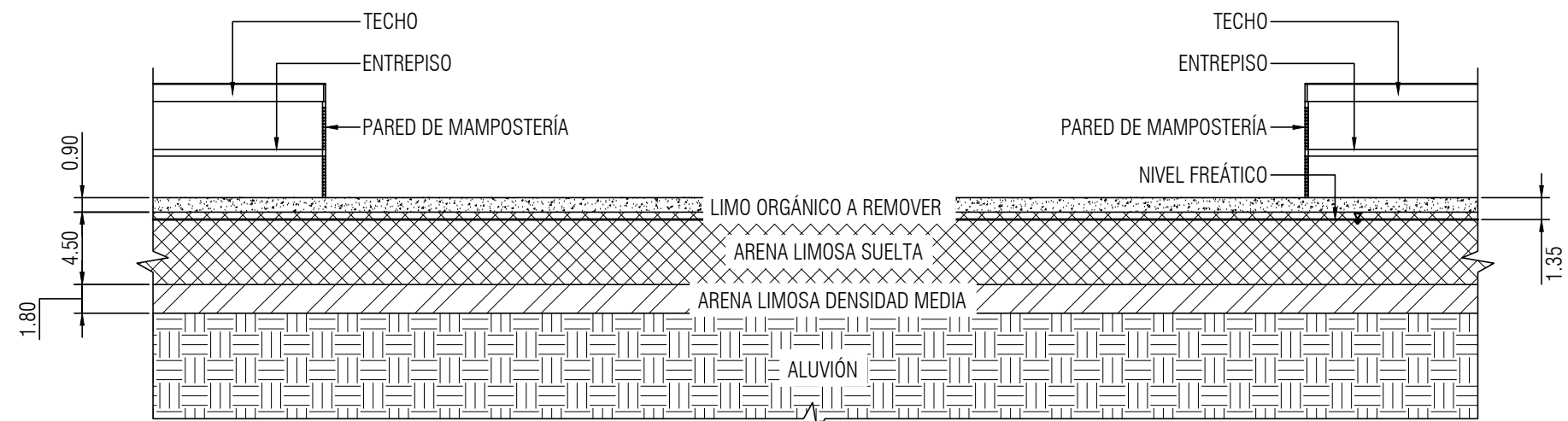
## NOMENCLATURA

- P# PERFORACIÓN
- ⊕ S# SENSOR
- ⊗ NUEVA PERFORACIÓN
- ▽ Nivel FREÁTICO
- ▬ TRINCHERA
- PUNTO DE GOLPE DEL COMPACTADOR
- DIRECCIÓN DE AVANCE DE COMPACTACIÓN
- X COTA EN m.

CONTENIDO:

-PLANTA DE ESTADO ACTUAL DEL TERRENO

FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	01	09

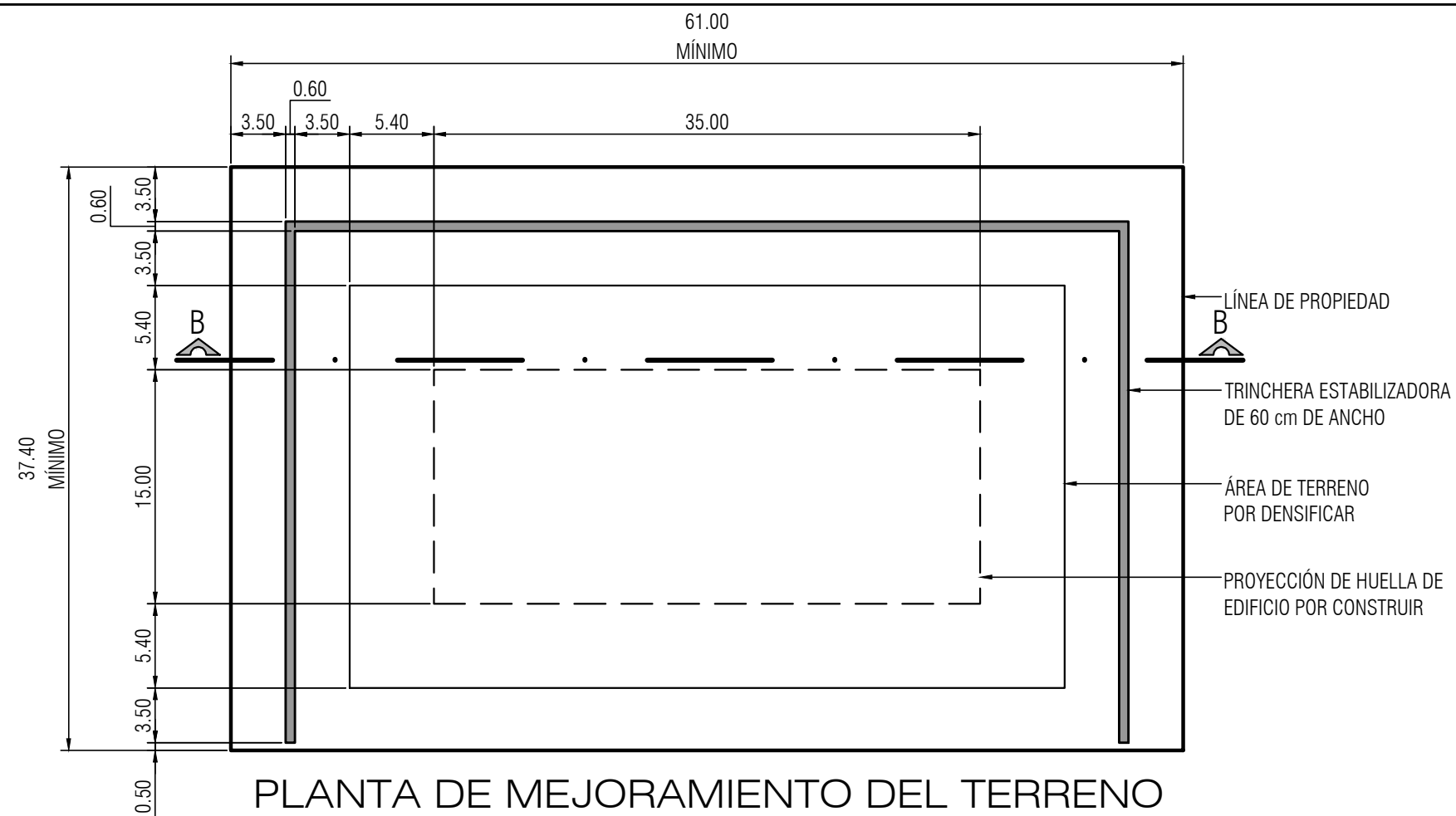


SECCION A-A ESTADO ACTUAL DEL TERRENO  
 ESCALA 1:400

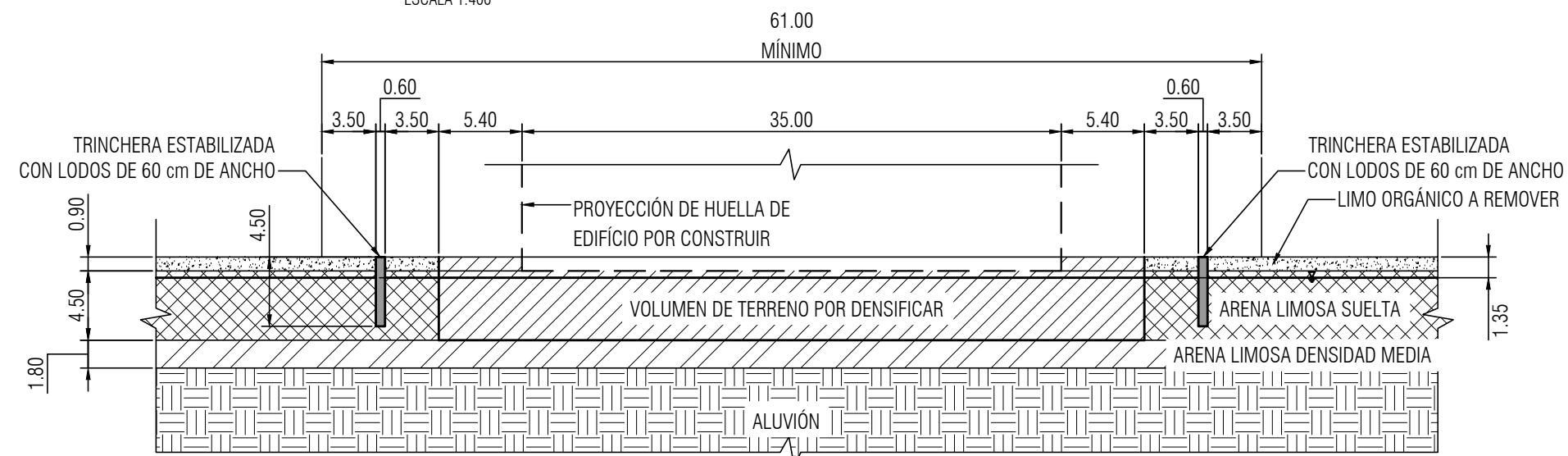
CONTENIDO:

-SECCION A-A ESTADO ACTUAL DEL TERRENO

FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	02	09



ESCALA 1:400

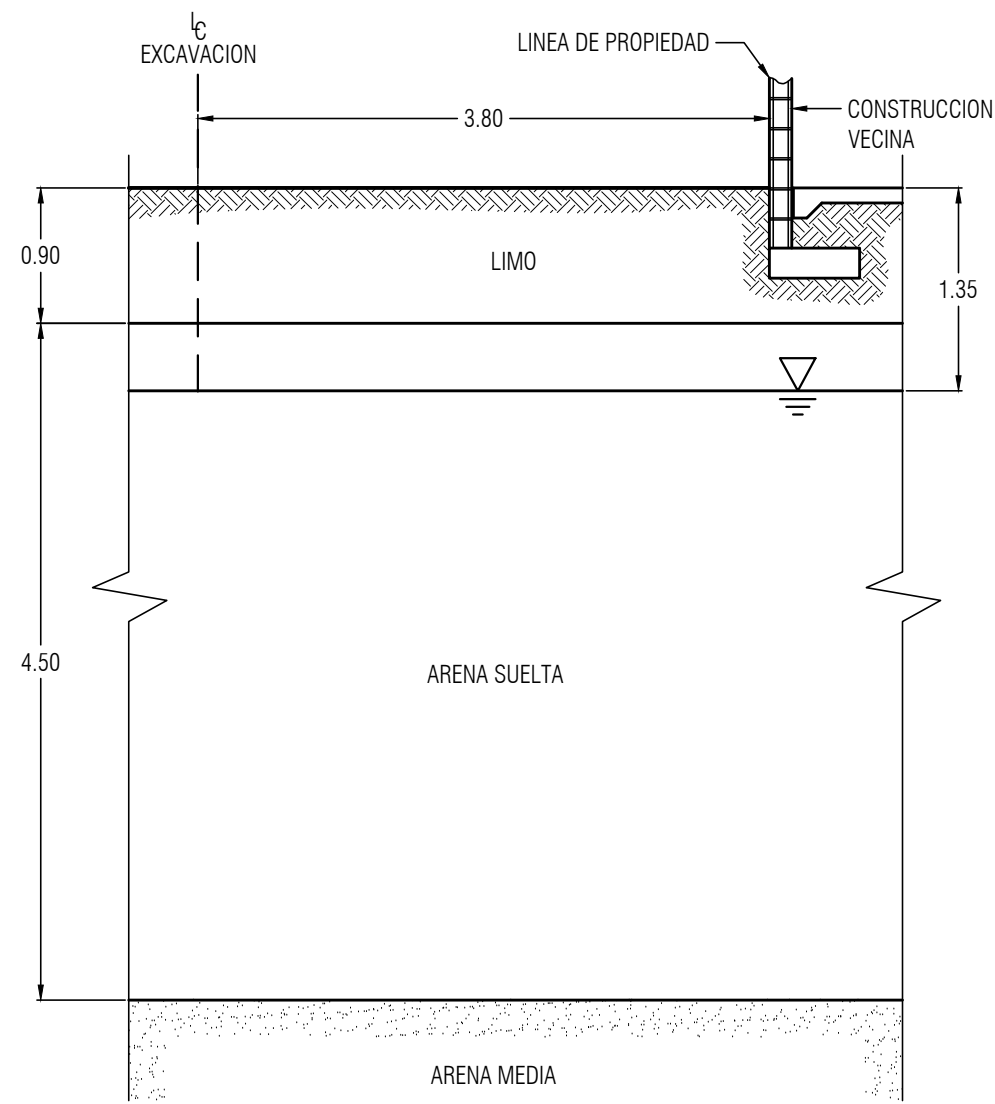


ESCALA 1:400

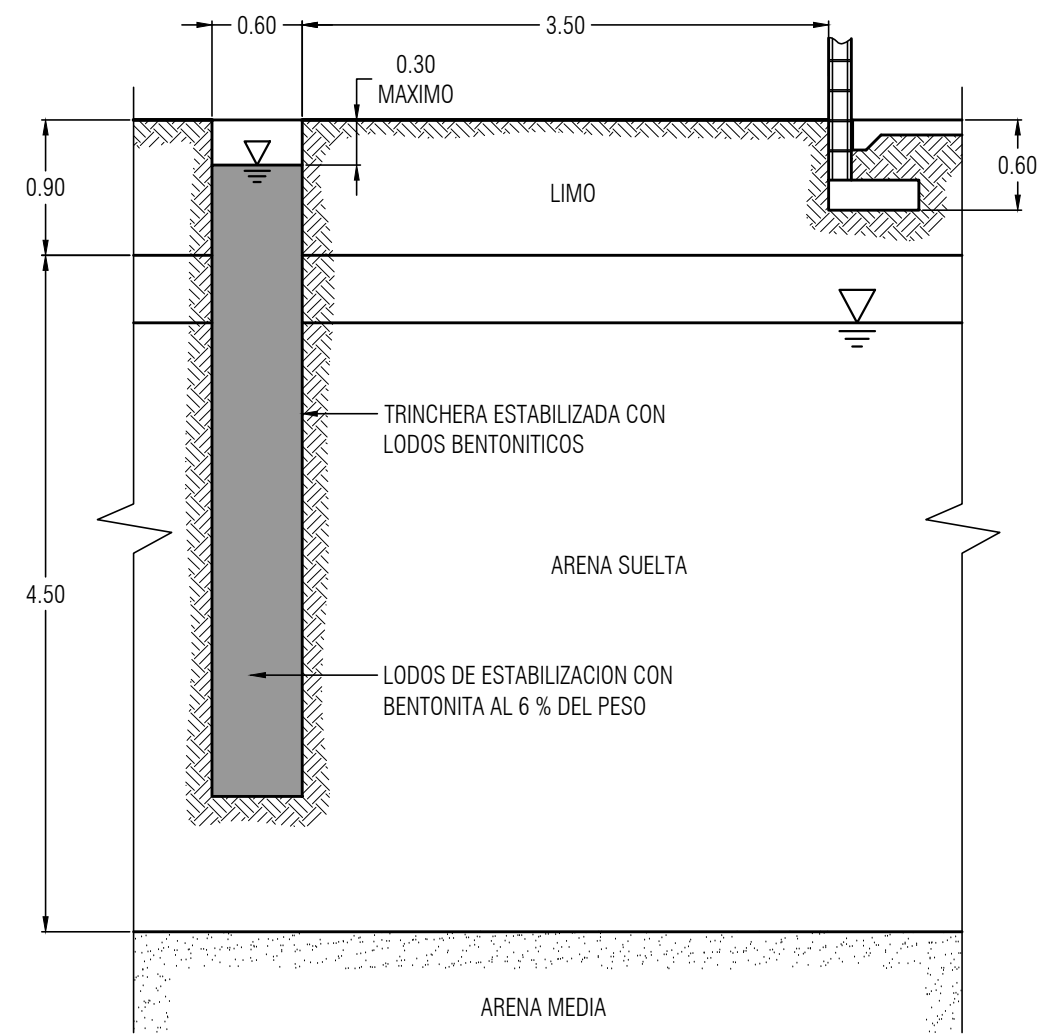
CONTENIDO:

- PLANTA DE MEJORAMIENTO DEL TERRENO
- SECCION B-B MEJORAMIENTO DEL TERRENO

FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	03	09



ARENA MEDIA  
**PASO 1**

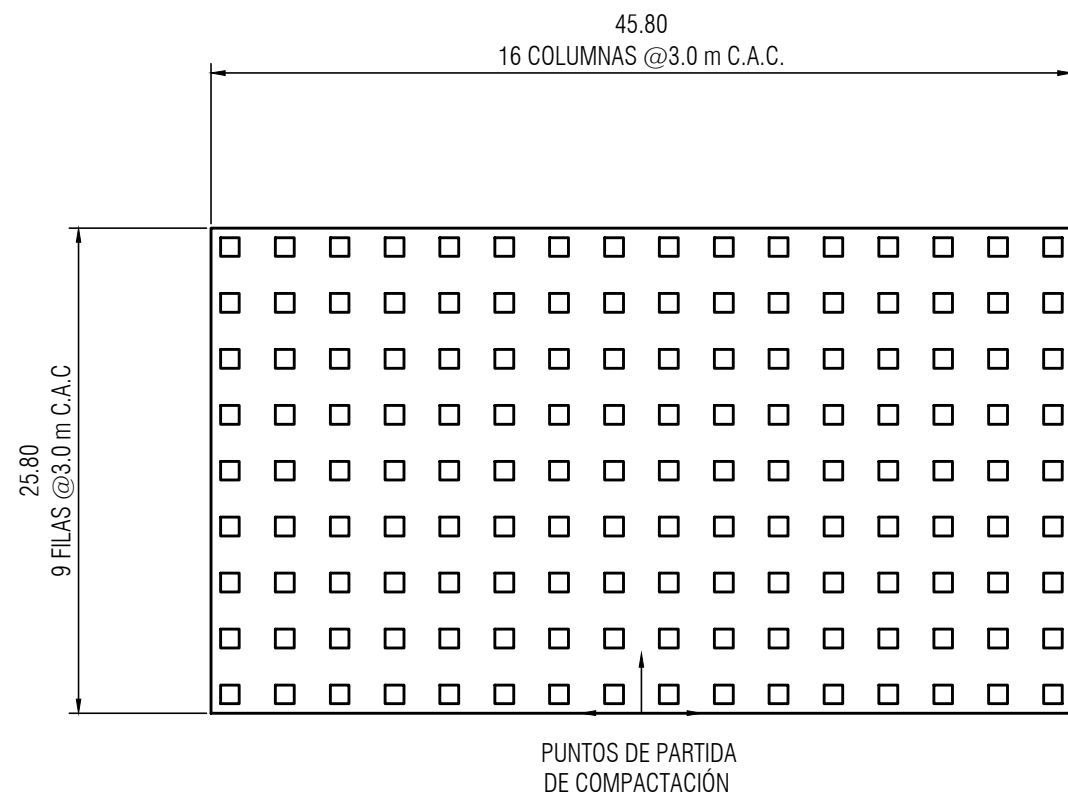


ARENA MEDIA  
**PASO 2**

**PROCESO CONSTRUCTIVO DE TRINCHERA ESTABILIZADA CON LODOS**

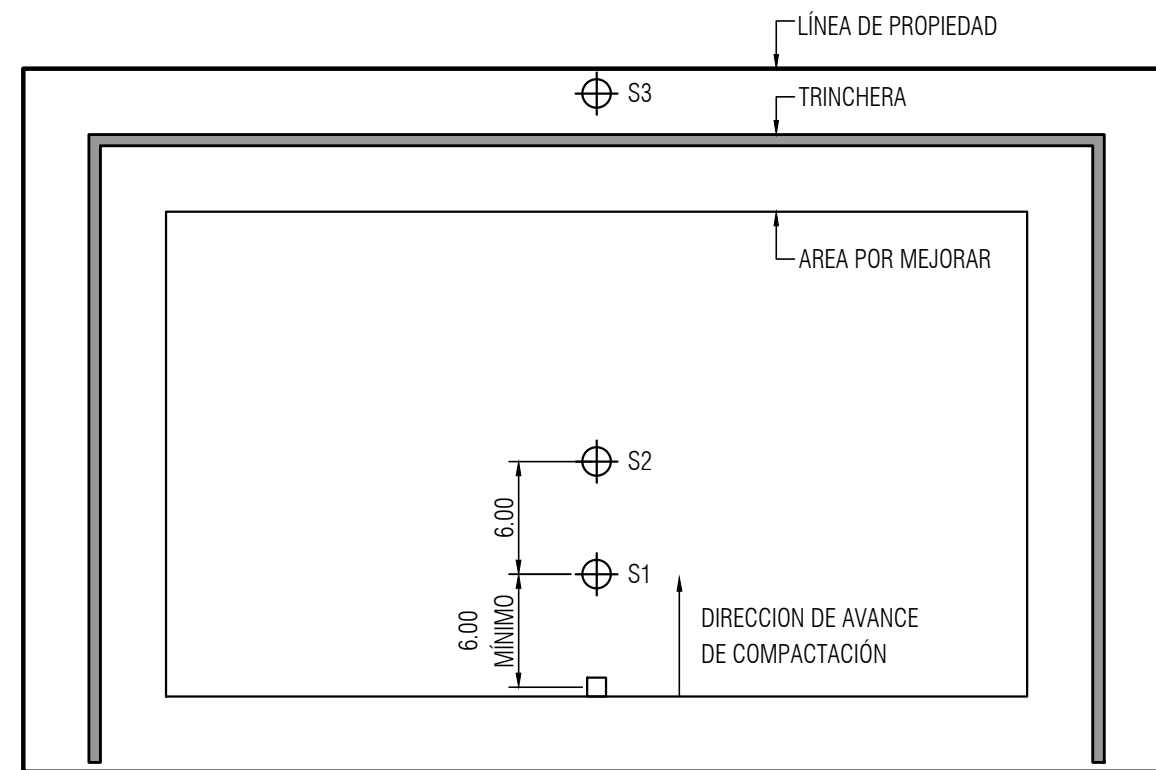
- 1.- UTILIZANDO UNA RETROEXCAVADORA CON PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN DE 4.50 m Y CON BALDE DE 60 cm DE ANCHO, INICIAR EXCAVACIÓN SEPARÁNDOSE 3.5m DE LAS CONSTRUCCIONES EXISTENTES.
- 2.- COLOCAR LOS LODOS ESTABILIZADOS POR EL EXTREMO CONTRARIO AL AVANCE DE LA EXCAVACIÓN INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE INICIAR LA EXCAVACIÓN ASEGURÁNDOSE QUE EL NIVEL DE LOS LODOS DENTRO DE LA TRINCHERA SE ENCUENTRE LO MÁS CERCANO A LA SUPERFICIE DEL TERRENO Y ENTRE AMBOS NIVELES NUEVOS HAYA MENOS DE 30 cm DE DIFERENCIA EN TODO MOMENTO.
- 3.- REALIZAR EXCAVACIÓN DE TRINCHERA HASTA 4.50 m DE PROFUNDIDAD DESCARGANDO EL MATERIAL EN UNA VAGONETA O ZONA ALEJADA AL MENOS 3.50 m DE LA TRINCHERA.

CONTENIDO:		
-PASO 1		
-PASO 2		
-PROCESO CONSTRUCTIVO DE TRINCHERA ESTABILIZADA		
FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	04	09



### PLANTA CON PUNTOS DE COMPACTACIÓN PROFUNDA

ESCALA 1:400



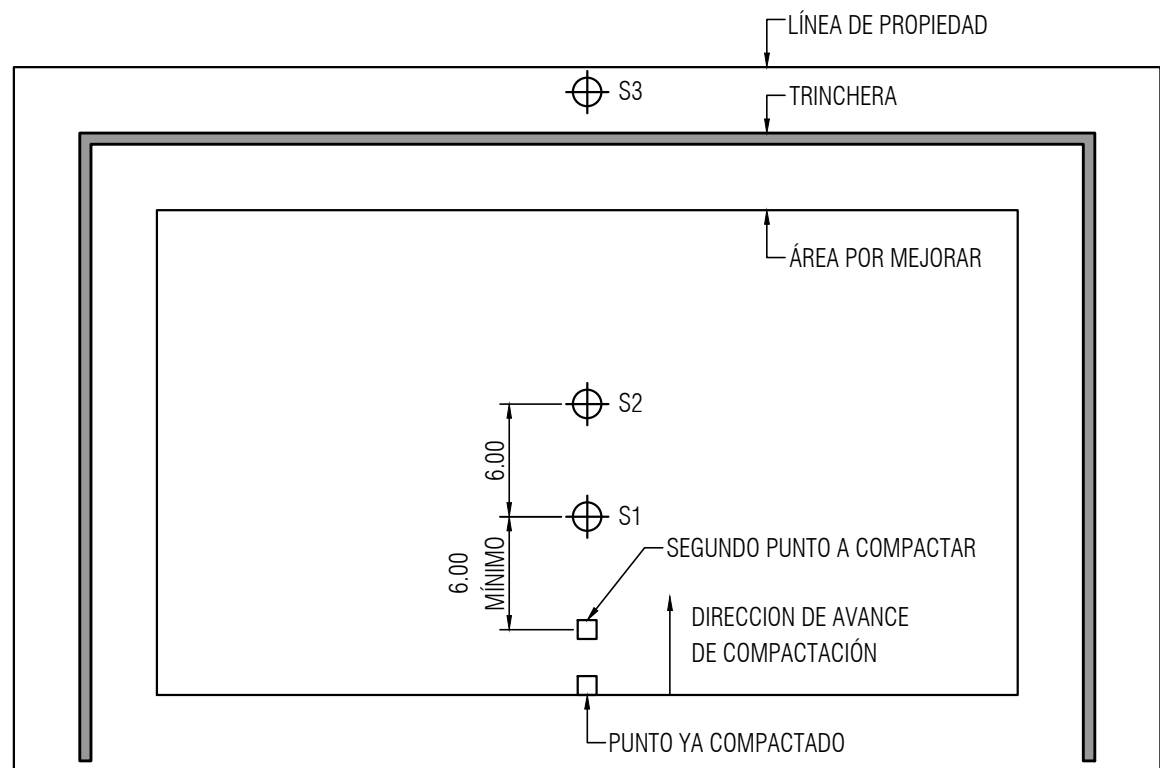
### PLANTA CON UBICACIÓN DE SENSORES PARA PRIMER GOLPE DE COMPACTADOR

ESCALA 1:400

CONTENIDO:

- PLANTA CON PUNTOS DE COMPACTACIÓN PROFUNDA
- PLANTA CON UBICACIÓN DE SENSORES PARA PRIMER GOLPE DE COMPACTADOR

FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	05	09



## PLANTA CON UBICACIÓN DE SENSORES PARA SEGUNDO GOLPE DE COMPACTADOR

ESCALA 1:400

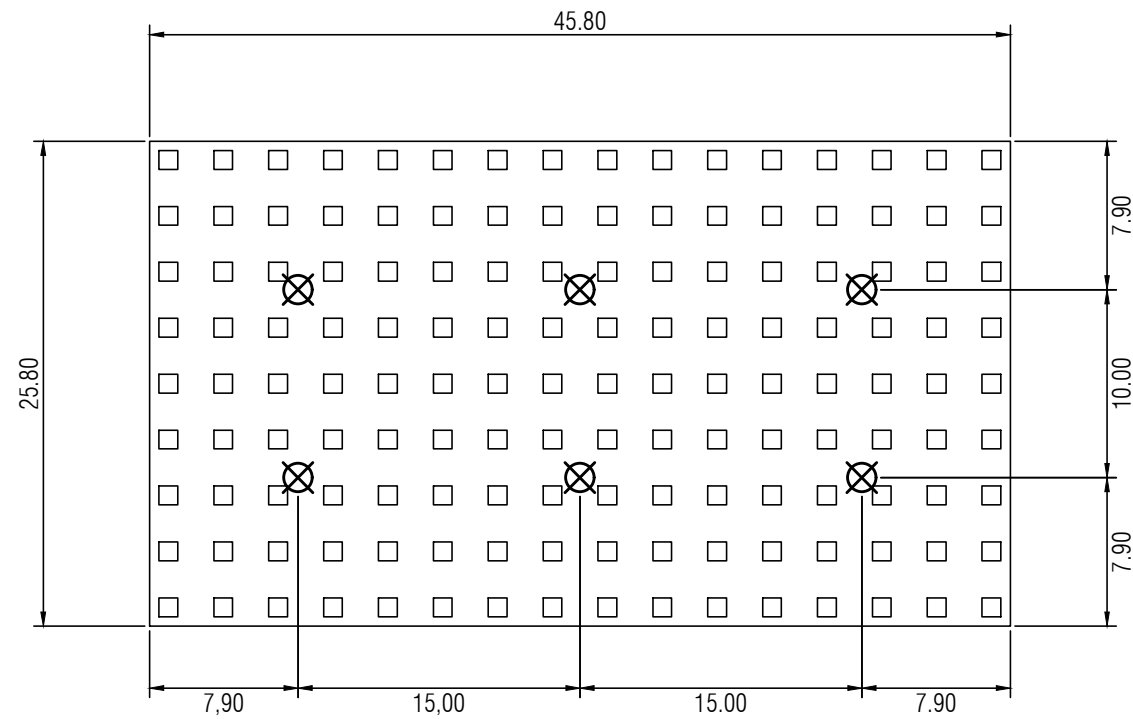
## PROCESO CONSTRUCTIVO DE COMPACTACIÓN DINÁMICA PROFUNDA

- 1.- MARCAR LOS PUNTOS DONDE SE DEJARÁ CAER EL COMPACTADOR SEGUN LA "PLANTA CON PUNTOS DE COMPACTACION PROFUNDA".
- 2.- COLOCAR 3 SENSORES PARA VELOCIDAD CON RANGO DE MEDICIÓN DE VELOCIDAD  $\pm 1$  mm/s SEGÚN LA "PLANTA CON UBICACIÓN DE SENSORES PARA PRIMER GOLPE DE COMPACTADOR". LUEGO UTILIZANDO UNA GRÚA CON CAPACIDAD DE CARGA MAYOR A 80 kN Y ALTURA A 15 m, SE DEJARÁ CAER EL COMPACTADOR EN EL PUNTO INDICADO EN LA "PLANTA CON UBICACIÓN DE SENSORES PARA PRIMER GOLPE DEL COMPACTADOR" Y SE VERIFICARÁN LAS VELOCIDADES MEDIDAS RESPECTO A LAS ESPERADAS ( $< 40$  mm/s PARA S1,  $< 20$  mm/s PARA S2 Y  $< 19$  mm/s PARA S3). DEJAR CAER EL COMPACTADOR 11 VECES EN EL MISMO PUNTO O HASTA QUE LA PROFUNDIDAD DEL CRATER CREADO POR EL COMPACTADOR SEA DE 1,0 m. EN DICHO CASO DEBE REALIZARSE UNA SEGUNDA FASE DE COMPACTACIÓN LA CUAL CONSTARÁ DEL NÚMERO DE GOLPES FALTANTE PARA COMPLETAR LOS 11 GOLPES.
- 3.- REUBICAR LOS SENSORES S1 Y S2 SEGÚN SE INDICA EN LA "PLANTA CON UBICACIÓN DE SENSORES PARA SEGUNDO GOLPE DE COMPACTADOR" Y EJECUTAR LA COMPACTACIÓN EN EL SEGUNDO PUNTO. REPETIR ESTE PROCESO HASTA EL LÍMITE DEL ÁREA DEL TERRENO POR COMPACTAR.
- 4.- REALIZAR LOS PASOS 2 Y 3 POR TODAS LA COLUMAS PARTIENDO DE LAS COLUMNAS UBICADAS HACIA EL CENTRO DEL LOTE Y DESPLAZÁNDOSE HACIA LOS EXTREMOS DEL LOTE.

### CONTENIDO:

- PLANTA CON UBICACIÓN DE SENSORES PARA SEGUNDO GOLPE DE COMPACTADOR
- PROCESO CONSTRUCTIVO DE COMPACTACIÓN DINÁMICA PROFUNDA

FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	06	09



PLANTA CON PUNTOS DE VERIFICACIÓN DE COMPACTACIÓN PROFUNDA  
 ESCALA 1:400

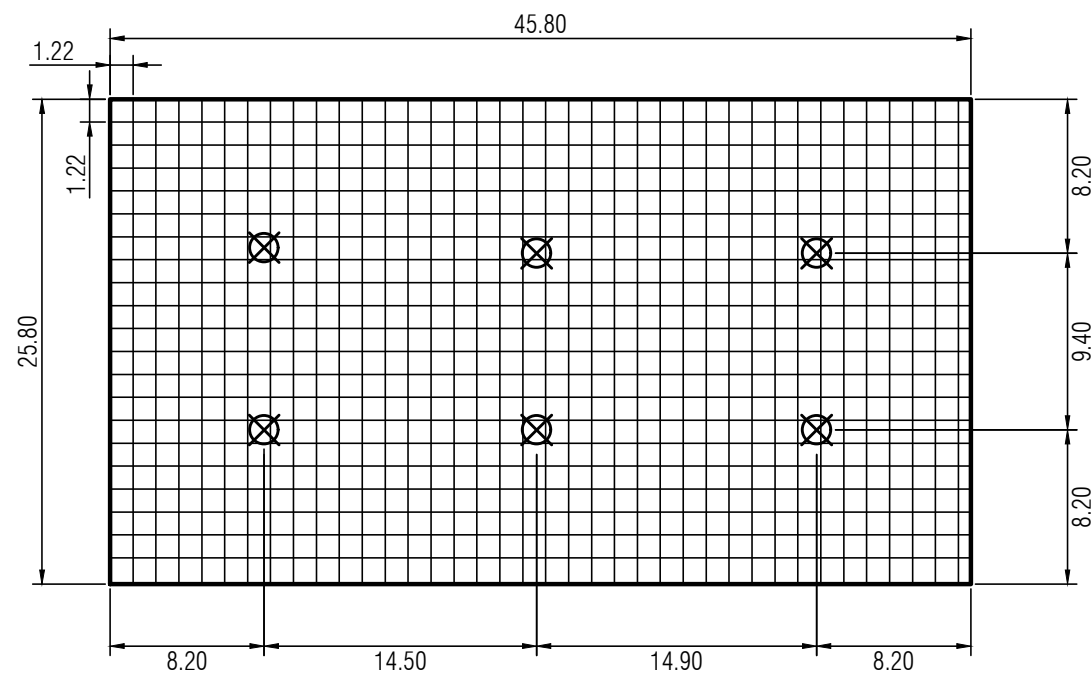
### PROCESO DE VERIFICACIÓN DE MEJORAMIENTO DE COMPACTACIÓN PROFUNDA

- LUEGO DE FINALIZADA LA COMPACTACIÓN PROFUNDA DEL TERRENO SE DEBERÁN REALIZAR 6 ENSAYOS MEDIANTE EL MÉTODO SPT SEGÚN ASTM D1586 EN LOS PUNTOS INDICADOS EN LA "PLANTA CON PUNTOS DE VERIFICACIÓN DE COMPACTACIÓN PROFUNDA". LOS ENSAYOS SE REALIZARÁN HASTA 6.0 m DE PROFUNDIDAD. SI EL VALOR N OBTENIDO EN EL TERRENO UBICADO BAJO LA PROFUNDIDAD DEL CRATER FORMADO POR LA COMPACTACIÓN (1.0 m) ES MAYOR O IGUAL A 17, SE DA POR FINALIZADO EL PROCESO DE COMPACTACIÓN PROFUNDA, POR LO QUE SE PROCEDE A RELLENAR LOS CRÁTERES Y A CONTINUAR CON LA ETAPA DE COMPACTACIÓN SUPERFICIAL. EN CASO CONTRARIO SE DEBE DEFINIR CON EL CONSULTOR EN GEOTECNIA LOS PASOS A SEGUIR.

CONTENIDO:

- PLANTA CON PUNTOS DE VERIFICACIÓN DE COMPACTACIÓN PROFUNDA
- PROCESO DE VERIFICACIÓN DE MEJORAMIENTO DE COMPACTACIÓN PROFUNDA

FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	07	09



## PLANTA CON PUNTOS DE COMPACTACIÓN SUPERFICIAL

ESCALA 1:400

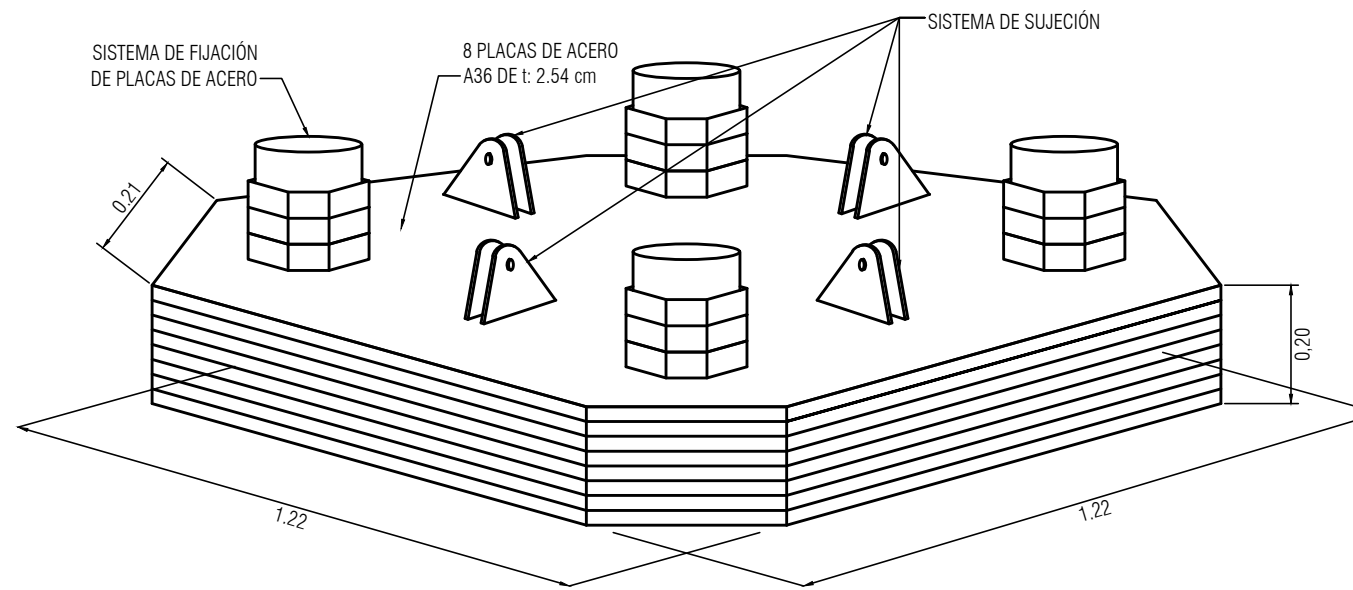
## PROCESO DE COMPACTACIÓN SUPERFICIAL

- 1.- RELLENO DE CRÁTERES CON LASTRE TIPO SUBBASE SEGÚN CR-10.
- 2.- DEJAR CAER COMPACTADOR DE 20 kN DESDE UNA ALTURA DE 2.5 m 7 VECES POR CADA PUNTO. LOS PUNTOS DE COMPACTACIÓN ESTAN SEPARADOS C.A.C. UNA DISTANCIA IGUAL AL ANCHO DEL COMPACTADOR (1.2 m) EN AMBAS DIRECCIONES DE FORMA QUE TODA EL ÁREA DE LA SUPERFICIE MEJORADA ENTRE EN CONTACTO CON EL COMPACTADOR.
- 3.- AL FINALIZAR EL PROCESO DE COMPACTACIÓN SUPERFICIAL SE DEBEN REALIZAR 6 ENSAYOS SPT CERCANOS A LOS REALIZADOS EN EL PROCESO DE VERIFICACIÓN DE COMPACTACIÓN PROFUNDA, EN LOS CUALES DEBE OBTENERSE VALORES DE N MAYORES O IGUALES A 17 EN LOS PRIMEROS 2 m EL TERRENO. EN CASO CONTRARIO SE DEBE CONTACTAR AL CONSULTOR GEOTECNICO PARA DEFINIR LOS PASOS A SEGUIR.

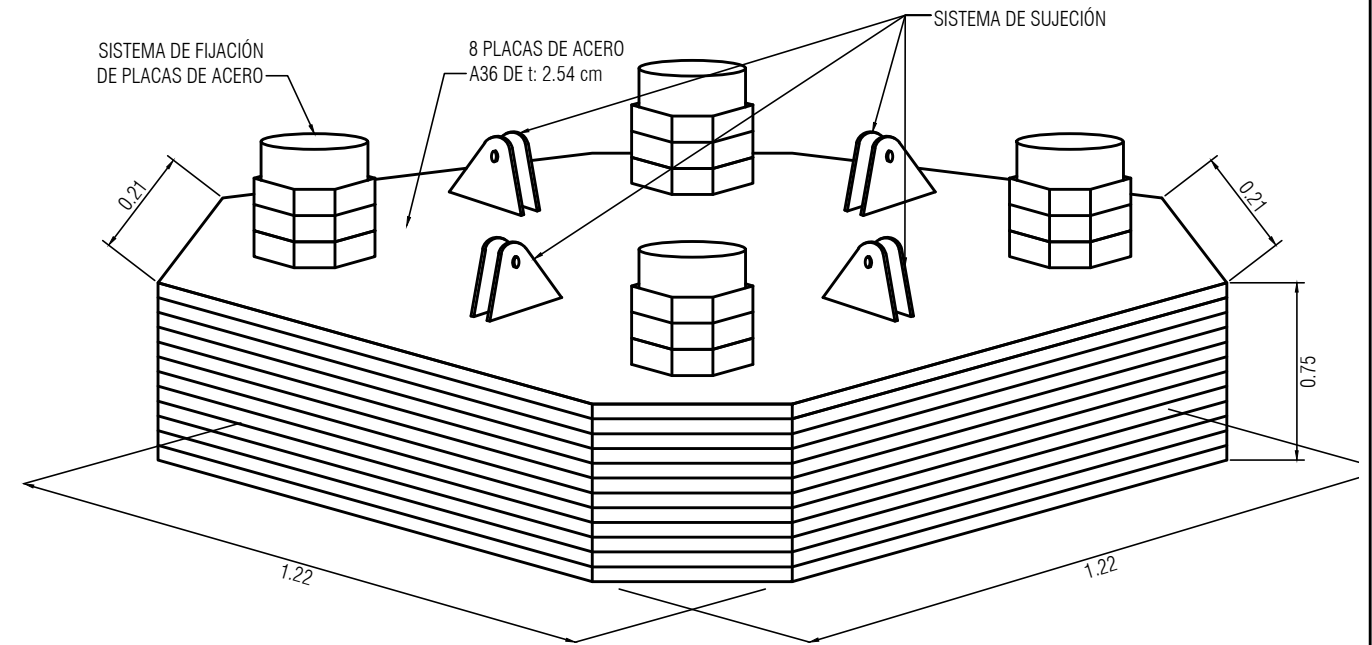
### CONTENIDO:

- PLANTA CON PUNTOS DE COMPACTACIÓN SUPERFICIAL
- PROCESO DE COMPACTACIÓN SUPERFICIAL

FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	08	09



COMPACTADOR PARA PROCESO DE  
COMPACTACIÓN SUPERFICIAL CON  
PESO = 20 kN  
ESCALA 1:20



COMPACTADOR PARA PROCESO DE  
COMPACTACIÓN PROFUNDA CON  
PESO = 80 kN  
ESCALA 1:20

CONTENIDO:

-DETALLES DE COMPACTADOR

FECHA	LÁMINA	TOTAL
NOVIEMBRE 2019	09	09

## ***IV.6 Especificaciones técnicas***

### **IV.6.1 Alcance del trabajo**

El trabajo debe considerar el suministro de todo el equipo, materiales, mano de obra, y supervisión para desarrollar el proceso de densificación de los 5.4 m superiores del terreno indicados en los planos mediante el método de compactación dinámica.

### **IV.6.2 Descripción del trabajo**

El trabajo consiste en densificar el terreno hasta una profundidad de 5.4 m mediante el método de compactación dinámica. La aplicación de dicho método en el terreno en cuestión se realiza siguiendo las siguientes actividades:

- a) Evaluación del sitio, levantamiento de fisuras y daños existentes en estructuras vecinas y demarcación topográfica.
- b) Construcción de la trinchera estabilizada con lodos bentoníticos.
- c) Aplicación de la compactación profunda.
- d) Verificación de mejora del terreno a nivel profundo.
- e) Aplicación de la compactación superficial.
- f) Verificación de la compactación superficial.
- g) Relleno de la trinchera.

En las siguientes secciones se describe el proceso de cada una de las actividades mencionadas.

#### ***IV.6.2.1 Evaluación del sitio, levantamiento de fisuras y daños existentes en estructuras vecinas y demarcación topográfica***

Para la realización de los trabajos previos a la compactación dinámica, primeramente se debe valorar el espacio que presenta el sitio donde se desarrollará el proyecto, con el fin de identificar obstáculos para la maquinaria que se pretende utilizar, como cables de tendido

eléctrico y ancho del acceso al lote. De esta manera, la maquinaria dispuesta para las labores debe poder circular sin peligro tanto para el operario como para las obras existentes. Por otra parte, se debe realizar un informe para cada una de las estructuras existentes que se encuentren en un radio de 40 m respecto al borde del área donde se aplicará la compactación dinámica, el cual debe incluir una descripción del estado de las paredes, cielos, pisos y plomos de paredes, así como un registro fotográfico exhaustivo de dichos elementos. Estos informes se utilizarán como evidencia en caso de que los propietarios de las obras vecinas aleguen daño a las mismas por el proceso de compactación. Una plantilla de revisión se muestra en la Figura 120. Adicionalmente, se demarcará la ubicación de la trinchera a construir, la zona a compactar y los puntos donde se dejará caer el compactador en la etapa de compactación profunda siguiendo las medidas indicadas en los planos constructivos.

<b>Defectos observados</b>	<b>Sí</b>	<b>No</b>
Grietas y fisuras por asentamientos de fundaciones		
Grietas y fisuras en muros estructurales		
Grietas y fisuras en cerramientos livianos		
Deformaciones anormales en estructura		
Desplomes en muros		
Desniveles en entrepisos		
Fisuras en vigas		
Desprendimiento de repellos		
Observaciones adicionales:		

*Figura 120: Plantilla de revisión de estructuras aledañas al sitio de obra.*

#### *IV.6.2.2 Construcción de la trinchera estabilizada con lodos bentoníticos*

Para la construcción de la trinchera se utilizará una retroexcavadora con capacidad de excavación de 4.5 m de profundidad y balde de 60 cm de ancho. La excavación se realizará a 3.5 m de distancia de las colindancias trasera y laterales del lote. Inmediatamente se inicie con la excavación se debe colocar lodos bentoníticos en proporción del 6% respecto al peso,

según se menciona en la sección IV.6.3.2, el cual debe disponerse en el extremo de inicio de la excavación de la trinchera de forma constante y utilizando una bomba para lodos, con el fin de mantener un nivel de lodos cercano al nivel del terreno natural. La diferencia entre el nivel superior de los lodos y el del terreno nunca debe ser mayor a 30 cm para evitar el colapso de las paredes de la trinchera. Asimismo, el material excavado debe disponerse a 3 m de distancia de la trinchera para evitar desestabilizar las paredes de la misma.

#### *IV.6.2.3 Aplicación de la compactación profunda*

Para la aplicación de la compactación profunda se dispondrá de un compactador formado a partir de láminas de acero como el mostrado en los planos constructivos, el cual tendrá un peso de 80 kN y una sección cuadrada de 1.22 m de ancho. El uso de un compactador de peso y dimensiones diferentes a las indicadas requiere de un ajuste en el proceso constructivo para garantizar la compactación del terreno a la profundidad deseada, por lo que debe ser analizada por el consultor en ingeniería geotécnica para aprobar su uso en el proyecto y replantear la altura de caída, el número de golpes y de fases del método.

La grúa a utilizar debe tener un sistema de liberación de la carga sin necesidad que se pierda la sujeción con el cable que lo sujeta (no requiere ser de caída libre), con el fin de mantener la mayor eficiencia en el levantamiento del compactador luego de cada golpe. La altura a la que debe levantarse el compactador, medida desde el nivel de terreno hasta la base del mismo, es de 15 m, por lo que se debe considerar una grúa que levante el peso del compactador a dicha altura. Una grúa de menor altura podría utilizarse a expensas de una mayor cantidad de golpes del compactador. La aprobación queda sujeta al rediseño del proceso realizado por el consultor en ingeniería geotécnica.

En cada punto de aplicación de la compactación debe dejarse caer el compactador 11 veces. La profundidad del cráter formado no debería sobrepasar 1.0 m de profundidad. En caso contrario, o cuando se dé un levantamiento del terreno alrededor del punto de compactación, debe detenerse la compactación en dicho punto y considerar una segunda fase de aplicación de la compactación, la cual se aplica luego de finalizar con la compactación

de todos los puntos indicados en el área a densificar y sobre un material tipo lastre que rellene el cráter formado en la primera fase de compactación.

El primer punto de aplicación, así como el avance de la aplicación de la compactación, están indicadas en los planos constructivos. Este primer punto de aplicación de la compactación es el que marcará el número de golpes que se darán por cada fase, así como la cantidad de fases requerida para lograr una compactación a niveles profundos, aunque se estima en el diseño que es posible aplicar la compactación profunda en una fase de 11 golpes, es posible que la presencia del nivel freático a nivel superficial genere un aumento en la presión de poro que lleve a la falla al terreno superficial antes de cumplirse los 11 golpes, con lo cual debe plantearse una segunda fase a realizarse al menos una semana después de haberse aplicado la primera fase. En esta segunda fase se aplicarán los golpes necesarios para completar los 11 golpes en cada punto. Por otra parte, se medirán las velocidades verticales que presenta el terreno para este primer punto de aplicación de la compactación mediante al menos tres sensores con una precisión mayor a 1 mm/s y ubicados a las distancias indicadas en planos constructivos del punto de aplicación de la compactación. Se debe corroborar que las medidas de velocidad obtenidas se encuentran dentro de los límites indicados en los planos constructivos con el fin de poder avanzar con los demás puntos de compactación. En caso contrario se debe replantear el proceso con el fin de que las velocidades de onda superficial no sobrepasen los valores límite de 19 mm/s en la colindancia. La medición de las velocidades se realizará durante todo el proceso de aplicación de la compactación profunda.

#### *IV.6.2.4 Verificación de mejora del terreno a nivel profundo*

Al finalizar el proceso de compactación profunda se realizarán 6 ensayos con el método SPT siguiendo la norma ASTM D1586, en los puntos indicados en los planos constructivos y hasta una profundidad de 6.0 m. El proceso de compactación profunda se dará por finalizado si se obtiene un número de golpes  $N$  igual o mayor a 17 en para profundidades de 1.0 m hasta 5.4 m. En caso contrario se deberá realizar una fase adicional con el número de golpes y altura definidos por el consultor en ingeniería geotécnica. Los ensayos de SPT deben ser realizados

por un tercero y los resultados deben presentarse en un informe en el que se identifique adecuadamente el punto al que corresponde cada ensayo, así como el perfil de número de golpes.

#### *IV.6.2.5 Aplicación de la compactación superficial*

Luego de finalizada la compactación profunda, se procederá a realizar la compactación superficial del terreno, para lo cual se utilizará un compactador de 20 kN de peso y 1.22 m de ancho, de base cuadrada, el cual se dejará caer en cada punto de aplicación 7 veces y desde una altura de 2.5 m. Para este caso los puntos de aplicación tienen una separación igual al ancho de la base del compactador asegurándose así que toda la superficie del área densificada haya estado en contacto con la base del compactador.

#### *IV.6.2.6 Verificación de la compactación superficial*

La verificación de la compactación superficial se realizará mediante 6 ensayos tipo SPT siguiendo la norma ASTM D1586 en la ubicación indicada en planos y con una profundidad de 2 m. La compactación superficial se da por terminada si el número de golpes N de los ensayos es mayor a 17. En caso contrario se debe planificar una segunda fase de compactación con el consultor en ingeniería geotécnica.

#### *IV.6.2.7 Relleno de la trinchera*

Finalmente, se procede a rellenar la trinchera con lastre, bombeando hacia contenedores de plástico los lodos bentoníticos, los cuales serán luego dispuestos a un gestor de residuos externo quien realizará la separación de los sólidos y el agua mediante telas de filtro prensa de poliamida 6 y luego dispondrá los sólidos en una escombrera autorizada. El proceso de bombeado no debe generar una diferencia entre el nivel superior de los lodos y el del terreno superficial de más de 30 cm, con el fin de evitar el colapso de las paredes de la trinchera. Al finalizar el relleno de la trinchera se da por terminado el trabajo de densificación del terreno.

### IV.6.3 Materiales

A continuación se indica la calidad y normas que deben cumplir los materiales a utilizarse en el proceso de mejoramiento del terreno mediante compactación dinámica.

#### IV.6.3.1 Lastre

El lastre por utilizar debe cumplir con las siguientes propiedades físicas evaluadas cada 30 m<sup>3</sup> de lastre por colocar:

- CBR mayor a 30 según ASTM D1883.
- Índice de plasticidad entre 4 y 10 según ASTM D4318.
- Límite líquido menor o igual a 35 según ASTM D4318.
- Granulometría entre límites indicados en la Tabla 94 según ASTM D6913 y ASTM D7928.

*Tabla 94: Rango de valores para la granulometría del lastre. Tomado de (Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 2010).*

Abertura de la malla	Porcentaje pasando
63 mm	100
50 mm	97 – 100
25 mm	65 – 79
12,5 mm	45 – 59
4,75 mm	28 – 42
4,25 µm	9 – 17
7,5 µm	4 – 8

#### IV.6.3.2 Lodos bentoníticos

Los lodos bentoníticos están conformados por una mezcla de agua potable y bentonita al 6% del peso. Las propiedades físicas de los lodos bentoníticos a utilizarse deben cumplir con los siguientes valores y verificarse cada 20 m<sup>3</sup> de lodos producidos:

- P.H. entre 7 y 10 según ASTM D4972
- Densidad de la mezcla mayor a 1.03 g/cm<sup>3</sup> según ASTM D4380

- Contenido de arena no mayor a 10 % en peso según ASTM D4381
- Viscosidad Marsh entre 30 y 55 s según ASTM D6910

La preparación del lodo se realiza mediante un mezclador y se dispone en contenedores plásticos por al menos 24 horas antes de colocarse en la trinchera para permitir la hidratación de la bentonita.

#### *IV.6.3.3 Placas de acero*

El acero utilizado en las placas que conformarán los compactadores debe cumplir con la norma ASTM A36. La resistencia del mismo debe verificarse con una probeta según ASTM A370.

#### *IV.6.3.4 Acero y concreto para la fundación de la edificación*

La elaboración del concreto a utilizarse en la construcción de las fundaciones se debe realizar según ASTM C94. La calidad del concreto se debe realizar mediante la toma de muestras de 4 cilindros de concreto según la norma ASTM C172 a fallar a los 7, 14, 28 y 56 días. Dichos cilindros deben muestrearse según ASTM C172, coronarse según ASTM C617 y fallarse según ASTM C39. La frecuencia de muestreo es una muestra de 4 cilindros por cada 115 m<sup>3</sup> de concreto colado cada día.

El acero de refuerzo debe cumplir con ASTM A706. Se deben fallar al menos 2 varillas de cada diámetro por cada 1000 kN de acero colocado.

### **IV.6.4 Medición de velocidades verticales en partículas de la superficie**

Se debe realizar la medición de las velocidades que presentan en dirección vertical las partículas de la superficie según ASTM WK7731, desde el primer golpe dado en la compactación profunda hasta el último, con el fin de tener un registro de las vibraciones

inducidas por la compactación dinámica sobre las obras existentes aledañas al terreno. Para ello se colocará un sensor en la colindancia del terreno en la línea más corta entre dicha colindancia y el punto donde se dejará caer el compactador. Este sensor se indica como S3 en los planos. Adicionalmente se colocarán dos sensores adicionales S1 y S2 a una distancia de 5 m y 10 m, respectivamente, respecto al punto de aplicación de la compactación y en línea con el sensor S3. La medición de los sensores S1 y S2 se utilizará para ajustar la curva teórica de velocidades de partícula superficial para estimar la velocidad que tendrá la compactación dinámica cuando se aplique cerca de la trinchera. Los valores esperados de velocidad para los sensores S1, S2 y S3 son menores a 40, 20 y 19 mm/s respectivamente. En ningún caso se pueden presentar valores de velocidad en S3 iguales o mayores a 19 mm/s. En todos los puntos de aplicación se deben colocar los sensores a 6 m del punto de aplicación de la carga para evitar su daño, por lo que se irán retirando los sensores S2 y S1 conforme la compactación se acerca a los bordes del área densificada.

Los sensores deben poseer un rango de medición de  $\pm 100$  mm/s, sensibilidad de  $1 \times 10^{-5}$  mm/s, resolución de  $1 \times 10^{-3}$  mm/s y rango de frecuencia entre 0.1 y 70 Hz. Dichos sensores deben estar conectados a un sistema de adquisición, almacenamiento y procesamiento de datos y este a un computador que permita la verificación en sitio de la velocidad medida en superficie por los sensores. Un ejemplo de la información que debe contener el informe obtenido de las mediciones se muestra en la Figura 121.

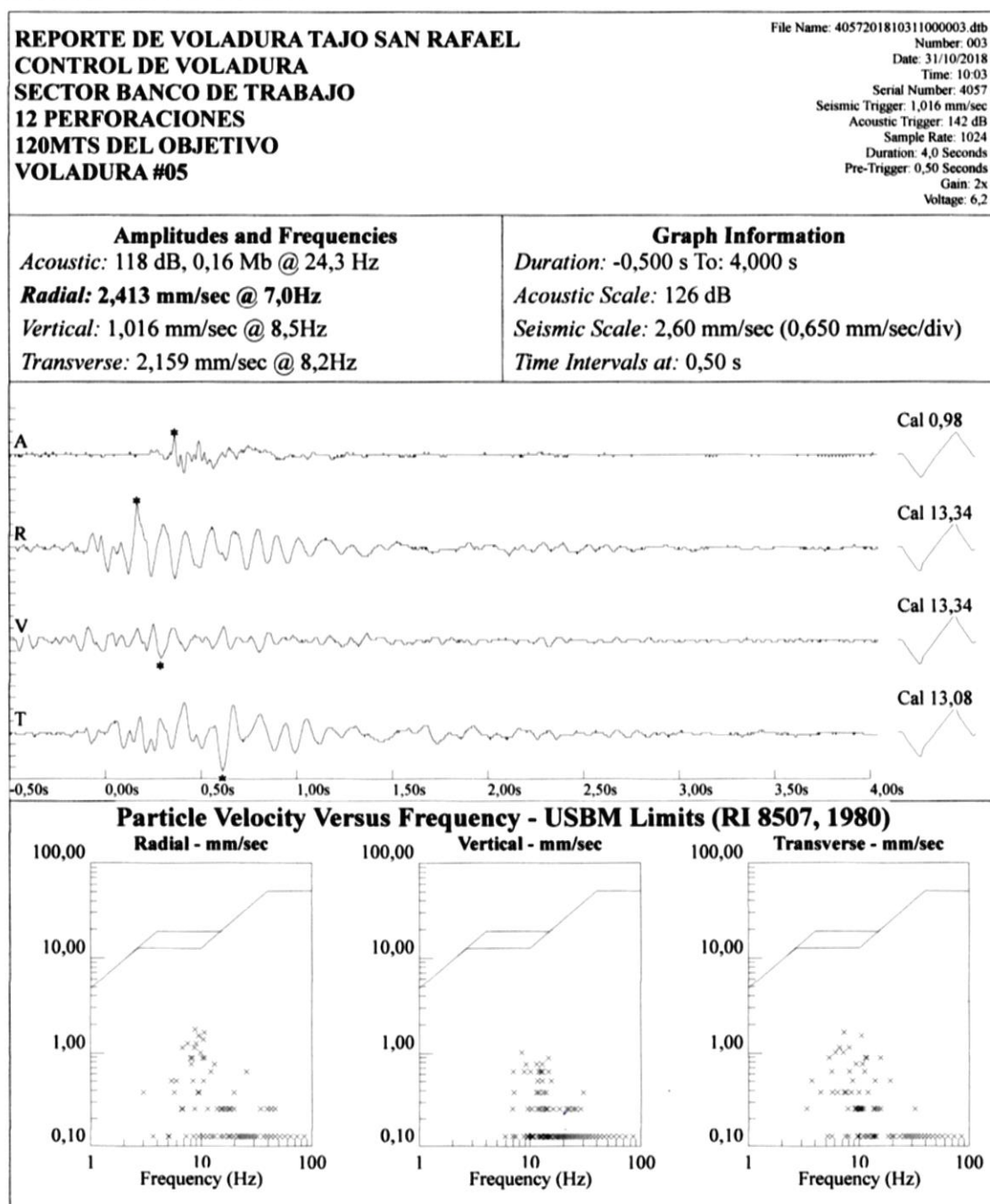


Figura 121: Ejemplo de informe de medición de velocidad de partícula superficial.

#### IV.7 Presupuesto

En la Tabla 95 se muestra el presupuesto realizado para la aplicación del método de compactación dinámica al terreno estudiado.

*Tabla 95: Costos asociados al proceso de mejoramiento del terreno mediante compactación dinámica.*

Ítem	Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo
1	Preparación de terreno 30 cm lastre	354	m <sup>3</sup>	¢25 000	¢8 862 300
2	Compactador acero	8000	kg	¢833	¢6 665 048
3	Transporte retroexcavadora	1	unitario	¢100 000	¢100 000
4	Alquiler retroexcavadora	20	días	¢300 000	¢6 000 000
5	Lodos bentoníticos	222	m <sup>3</sup>	¢177 000	¢39 378 960
6	Transporte grúa	1	unitario	¢100 000	¢100 000
7	Alquiler grúa	10	días	¢400 000	¢4 000 000
8	Topografía	20	día	¢295 000	¢5 900 000
9	Almacenado/botado material extraído	664	m <sup>3</sup>	¢8 500	¢5 639 901
10	Medición de vibraciones	1584	Medición	¢8 850	¢14 018 400
<b>Total (Colones)</b>					<b>¢90 664 609</b>
<b>Total (Dólares)</b>					<b>\$153 669</b>
(*) Costo variable según la distancia donde se botará el material					

Las consideraciones realizadas en los ítems de la Tabla 95 se indican en la Tabla 96.

*Tabla 96: Consideraciones realizadas para el cálculo de costos de la compactación dinámica*

Ítem	Concepto	Consideración
1	Preparación de terreno 30 cm lastre	Incluye corte, colocación, compactación y lastre
2	Compactador acero	Considera 15% adicional costo de aditamentos
3	Transporte retroexcavadora	Costo transporte dentro de la GAM
4	Alquiler retroexcavadora	5 días en corte de trinchera, 10 días para tratamiento y 5 días para llenado de trinchera
5	Lodos bentoníticos	Precio considera desperdicio 30% y costo de tratamiento.
6	Transporte grúa	Costo dentro de la GAM
7	Alquiler grúa	3 días de compactación profunda, 3 días de compactación superficial y 4 días para pruebas y acomodo en sitio
8	Topografía	Presente en todo el tiempo del proyecto
9	Almacenado/botado material extraído	Factor de hinchamiento 15%
10	Medición de vibraciones	Utilizando 3 sensores para cada medición

De la Tabla 95 se concluye que el costo de aplicar el método de compactación dinámica para el mejoramiento del terreno donde se construirá la obra es de noventa millones seiscientos sesenta y cuatro mil seiscientos nueve colones (¢90 664 609).

En la Tabla 97 y Tabla 98 se muestra el costo de mejorar el terreno mediante las técnicas de pilas de grava compactada y sustitución de terreno, respectivamente, para fines comparativos.

*Tabla 97: Costos asociados al proceso de mejoramiento mediante columnas de grava compactada.*

Ítem	Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo
1	Pilas de agregado apisonado	1182	m <sup>3</sup>	¢208 849	¢246 784 991
2	Transporte maquinaria	1	unitario	¢2 065 000	¢2 065 000
3	Pruebas de módulo	1	unitario	¢4 425 000	¢4 425 000
4	Preparación de terreno 30 cm lastre	354	m <sup>3</sup>	¢25 000	¢8 862 300
5	Topografía	5	día	¢295 000	¢1 475 000
6	Botado material extraído	1767	m <sup>3</sup>	¢8 500	¢15 015 690
<b>Total (Colones)</b>					<b>¢278 627 981</b>
<b>Total (Dólares)</b>					<b>\$472 251</b>
(*) Costo variable según la distancia donde se botará el material					

*Tabla 98: Costos asociados al proceso de mejoramiento mediante sustitución del terreno con lastre compactado.*

Ítem	Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo
1	Preparación de terreno 540 cm lastre	10942	m <sup>3</sup>	¢25 000	¢273 547 817
2	Botado material extraído	12583	m <sup>3</sup>	¢8 500	¢106 957 196
<b>Total (Colones)</b>					<b>¢380 505 013</b>
<b>Total (Dólares)</b>					<b>\$644 924</b>
(*) Costo variable según la distancia donde se botará el material					

De la Tabla 97 se concluye que el costo de mejorar el terreno utilizando columnas de grava es de doscientos setenta y ocho millones seiscientos veintisiete mil novecientos ochenta y un colones (¢278 627 981), mientras que de la Tabla 98 se obtiene un costo total de mejoramiento mediante sustitución de terreno de trescientos ochenta millones quinientos

cinco mil trece colones (¢380 505 013). Ambos montos superan el costo obtenido por el método de compactación dinámica.

En la Tabla 99 se muestran los índices de costos por metro cuadrado de área superficial mejorada así como por metro cúbico de terreno tratado para los tres métodos de mejoramiento del terreno analizados. Para los cálculos se considera el área superficial por mejorar y la profundidad indicadas en los planos constructivos.

*Tabla 99: Comparación de índices de costos para las técnicas de mejoramiento de suelo de compactación dinámica, columnas de grava compactadas y sustitución de terreno.*

Tipo mejoramiento	Costo por m <sup>2</sup> de terreno mejorado		Costo por m <sup>3</sup> de terreno mejorado		Diferencia (%)
	(¢/m <sup>2</sup> )	(\$/m <sup>2</sup> )	(¢/m <sup>3</sup> )	(\$/m <sup>3</sup> )	
Compactación dinámica	¢55 295	¢94	¢10 240	\$17	---
Pilas de grava compactada	¢169 932	¢288	¢31 469	\$53	307
Sustitución del terreno	¢232 066	¢393	¢42 975	\$73	420

De la Tabla 99 se concluye que el mejoramiento de pilas de grava compactada es un 307 % más costoso que el mejoramiento con compactación dinámica, mientras que la sustitución de terreno es un 420% más costoso que la compactación dinámica, por lo que se concluye que para este proyecto en específico la compactación dinámica es un método eficiente para mejorar el terreno, de forma que se pueda construir la edificación de 7 niveles de forma segura ante capacidad de soporte y comportamiento del terreno en un sismo de magnitud considerable.

Por otra parte, se comparan los costos del método de compactación dinámica con los valores de referencia que se obtienen en Estados Unidos (Arraiga, 2006), los cuales se muestran en la Tabla 100. Para ello, se realiza el cálculo de aplicar el método en zonas que no presentan estructuras aledañas y que por lo tanto no requieren la construcción de trinchera ni medición de velocidades de partícula superficial. Dicho cálculo se muestra en la Tabla 101.

Tabla 100: Rango de índices de costos para el método de compactación dinámica según Arraiga (2006).

Índice de costos	Rango de valores
\$/m <sup>2</sup>	4,3 a 22
\$/m <sup>3</sup>	0,7 a 3,0

Tabla 101: Costos asociados al proceso de mejoramiento mediante compactación dinámica sin trinchera ni medición de velocidad de partícula superficial.

Ítem	Concepto	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo
2	Compactador acero	8000	kg	¢833	¢6 665 048
4	Alquiler retroexcavadora	20	días	¢300 000	¢3 000 000
6	Transporte grúa	1	unitario	¢100 000	¢100 000
7	Alquiler grúa	10	días	¢400 000	¢4 000 000
8	Topografía	20	día	¢295 000	¢2 950 000
<b>Total (Colones)</b>					<b>¢90 664 609</b>
<b>Total (Dólares)</b>					<b>\$153 669</b>
<b>Costo por metro cuadrado de terreno tratado</b>					<b>\$17/m<sup>2</sup></b>
<b>Costo por metro cúbico de terreno tratado</b>					<b>\$3/m<sup>3</sup></b>

Al comparar los índices indicados en la penúltima y última fila de la Tabla 101 con el rango de los valores índice de la Tabla 100 se observa que el costo del mejoramiento mediante compactación dinámica en condiciones sin restricción de vibraciones se encuentra en el límite superior del rango, con lo cual se verifica que el presupuesto realizado se encuentra dentro de los valores esperados. Si se considera que el área a mejorar es poca en comparación con los sitios donde se aplica el método (p.ej. pistas para aeropuerto, caminos, zonas para bodegas e industria) y que en el país este método no es utilizado comúnmente, es de esperar que los costos del método se acerquen, y hasta excedan, el valor superior de los índices de Estados Unidos.

Finalmente, en la Tabla 102 se comparan los índices de la compactación dinámica con trinchera, mostrados en la Tabla 99, y los índices sin trinchera, mostrados en la Tabla 101, con el fin de determinar el costo adicional que conlleva cumplir con que el requerimiento de atenuar las ondas superficiales cerca de obras existentes.

Tabla 102: Comparación de índices del método de compactación dinámica con trinchera y sin trinchera

Índice de costos	Con trinchera	Sin trinchera	Diferencia (%)
\$/m <sup>2</sup>	94	17	552
\$/m <sup>3</sup>	17	3	567

De la Tabla 102 se concluye que el hecho de aplicar el mejoramiento en una zona urbana con estructuras aledañas al terreno por mejorar eleva los costos un 560 % aproximadamente.

## ***IV.8 Conclusiones***

A continuación se presentan las conclusiones obtenidas de análisis y diseño del mejoramiento de terreno mediante compactación dinámica:

1. A partir de la información de investigación de campo y pruebas de laboratorio se definió el modelo geotécnico, el cual está conformado por cuatro capas de suelo, siendo la superior de tipo limo orgánico, las dos siguientes de arena limosa suelta y media, respectivamente, y la última de tipo aluvión. Estas capas sobreyacen la roca del sitio.
2. Para la primera capa no se consideran propiedades de resistencia por ser de tipo orgánico. El valor del ángulo de fricción de las capas segunda y tercera son  $30^\circ$  y  $36^\circ$  respectivamente.
3. Se encontró que el estrato de arena suelta que se encuentra hasta una profundidad de 5,4 m, presenta un alto potencial de licuación para un sismo con  $M_w = 6.7$ , que es la magnitud máxima que podría presentar un sismo en la falla Agua Caliente. El estrato de arena con densidad media no presenta potencial de licuación.
4. Al considerar la cimentación del edificio sobre las capas superficiales de arena suelta y utilizando una losa de fundación, se obtienen factores de seguridad ante la falla del terreno menores a los mínimos establecidos en el CCCR. Esto tanto para el caso que considera cargas estáticas como para el que considera la suma de las cargas estáticas y dinámicas, por lo que se concluye que no es posible cimentar de forma segura el edificio mediante cimentaciones superficiales, a menos que se ejecute un mejoramiento del terreno.
5. El análisis de idoneidad de aplicación del método de compactación dinámica al terreno en cuestión indica que es factible la aplicación del mismo, con dos restricciones: a) posible problemas de disipación de presión de poro que conlleva al uso de múltiples fases en el proceso de aplicación del mejoramiento y b) controlar

que las velocidades de onda superficial verticales medidas en las construcciones vecinas no sobrepasen el valor de 19 mm/s.

6. El diseño de la fase de compactación profunda consideró la compactación de los primeros 5,4 m de profundidad. A partir del mismo se definió un compactador con peso de 80 kN, una altura de caída de 15 m y 11 golpes en total, aplicados a cada 3 m en una configuración cuadrada. El compactador considerado presenta una base cuadrada de 1,22 m de lado y es de acero.
7. Para la fase de compactación superficial, se consideró el mejoramiento de 1.0 m de profundidad, para lo cual se definió un compactador con peso de 20 kN, una altura de caída de 2.2 m y 7 golpes en total, aplicados a cada 1.2 m en una configuración cuadrada. El compactador considerado presenta una base cuadrada de 1.22 m de lado y es de acero.
8. Se espera que al aplicar la compactación la arena suelta pase a una condición media, con valores  $N_{SPT}$  mayores a 17, con lo cual el potencial de licuación es nulo, presentándose factores de seguridad ante licuación mayores a 2.51 para sismo con  $M_w = 6.7$  y mayores a 1.87 para sismos con  $M_w = 7.5$ . Adicionalmente, la capacidad soportante del terreno es tal que permite el uso de placas corridas como fundación, con un 36 % menos de área respecto a la losa de fundación, y con factores de seguridad mayores a los mínimos del CCCR para todos los casos de carga.
9. A partir de un análisis de profundidad de cráter y el número de golpes de la fase de compactación profunda se define que es posible realizar el mejoramiento en una sola fase. Debido a que los valores de profundidad y número de golpes se encuentran cercanos a los valores límite respectivos, se indica en especificaciones técnicas que existe la posibilidad de que se deban realizar dos fases en vez de una.
10. Respecto al control de velocidades superficiales, se calcula mediante la ecuación empírica de atenuación para arenas sueltas que, para el terreno natural, la caída del compactador se debe alejar al menos 12 m de las estructuras existentes con fin de que el valor de velocidad de partícula superficial sea menor a 19 mm/s.

11. Mediante un análisis de elemento finito axial-simétrico se determina que la construcción de una trinchera de 4.5 m de profundidad y 0,6 m de ancho atenúa la velocidad de partícula superficial vertical de forma que, a partir de los 6 m de distancia respecto al punto de aplicación de la compactación, dicha velocidad es menor al límite de 19 mm/s.
12. Se analizó el uso de pantallas de concreto de 3.0 m de profundidad y 1.0 m de espesor para la mitigación de la velocidad de onda superficial vertical mediante un análisis de elemento finito. Los resultados obtenidos muestran que hay una amplificación de las ondas respecto a las obtenidas para el terreno natural, lo que sería contraproducente para las estructuras vecinas, por lo que se descartó el uso de este tipo de barrera.
13. La construcción de la trinchera requiere del uso de lodos bentónicos para evitar su colapso. Es necesario utilizar una dosificación de lodos al 6% del peso y que el nivel superior de dichos lodos no varíe en más de 30 cm respecto al nivel del terreno superficial, de forma que el factor de seguridad sea igual o mayor a 1.14, el cual es mayor al mínimo requerido de 1. Asimismo, se debe colocar el material extraído a más de 3 m de las paredes de la trinchera.
14. Se presentan los planos constructivos del mejoramiento del terreno utilizando compactación dinámica, en los cuales se muestran los detalles de los compactadores, la ubicación de trinchera, el área por mejorar y la huella del edificio. Adicionalmente se muestra la ubicación de los puntos donde se dejará caer el compactador en ambas etapas, los sensores para la medición de velocidades de partícula superficial y los puntos donde se aplicará el método SPT para verificación de la compactación profunda y superficial.
15. Se incluyen las especificaciones técnicas de los materiales a utilizar en el proceso de mejoramiento del terreno, como lo son el acero del compactador, los lodos bentoníticos, el concreto y acero para el concreto reforzado de las cimentaciones, así como el proceso de ejecución de los trabajos: forma de aplicación de la compactación profunda y superficial, tipo de sensores a utilizar en la medición de las velocidades de

partícula superficial y frecuencia de medición, tipo y número de ensayos de verificación del mejoramiento y forma de construcción de la trinchera.

16. A partir del presupuesto realizado se concluye que la aplicación de la compactación dinámica para el mejoramiento del terreno presentará un costo de noventa millones seiscientos sesenta y cuatro mil seiscientos nueve colones (₡90 664 609).
17. Al comparar el costo del mejoramiento mediante compactación dinámica con el costo de pilas de grava compactada y sustitución del terreno con lastre se obtiene que el costo de estos otros métodos son un 307 % y un 420 % mayores al costo de la compactación dinámica, respectivamente, por lo que se concluye que el método de compactación dinámica es atractivo desde un punto de vista económico.
18. El costo de aplicar el método de compactación dinámica en una zona urbana en la cual hay que construir una trinchera para mitigar las ondas superficiales es aproximadamente un 560 % mayor al de aplicarlo en una zona sin dicha condición.
19. Los índices de costos por metro cuadrado y metro cúbico de terreno mejorado obtenidos al aplicar el método de compactación dinámica en una zona abierta, sin estructuras aledañas, se encuentran dentro del rango de valores que se manejan en Estados Unidos, por lo que se valida el uso del método como un procedimiento económico para la densificación de este tipo de terrenos en Costa Rica.

#### *IV.9 Recomendaciones*

- a. Los parámetros mecánicos del terreno utilizados en el modelo de elemento finito deben ser ajustados a partir de mediciones de velocidad de onda superficial vertical, por lo que conviene realizar una medición antes de iniciar con la construcción de la trinchera, con el fin de estimar con mayor precisión la mitigación que podría generar la construcción de dicha barrera en el terreno. Adicionalmente, se debe determinar parámetros como módulo de elasticidad, módulo de cortante y amortiguamiento mediante ensayos de laboratorio como el de columna resonante (según ASTM D4015) o el triaxial cíclico según ASTM D3999 o ensayos de campo como el “cross-hole” según ASTM D4428.
- b. Si el lote no presenta una distancia libre entre el borde del edificio a construir y la colindancia de al menos 13 m, se debe considerar otro tipo de solución, como lo son columnas de grava (que requieren una distancia libre de 5,4 m), o pilotes en el caso que el edificio se deba construir en la línea de colindancia.
- c. Se debe considerar que en los 13 m de distancia libre mencionada anteriormente solo se permite construir obras livianas, como techos para parqueos, ranchos para BBQ, etc., los cuales deben ser soportados por una losa rígida de fundación, pues dicha zona presentará problemas de hundimientos del terreno ante una eventual licuación del mismo.
- d. Evaluar el uso de polímeros en lugar de bentonita para la estabilización de la trinchera.
- e. Analizar la estabilidad de la trinchera ante cargas dinámicas como lo son las ondas superficiales generadas por la compactación dinámica en el terreno.
- f. Promover el uso de estas técnicas de mejoramiento del terreno mediante investigación, incorporación en temarios de cursos del posgrado y talleres con profesionales del exterior con el fin de que su uso se extienda en el país, pues son opciones técnica y económicamente viables para el aumento de la capacidad de soporte y la reducción del potencial de licuación en terrenos que así lo requieran.

## V. Referencias

- Ahmad, S., & Al-Hussaini, T. (1991). Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches. *Journal of Geotechnical Engineering*, 67 - 88.
- Alvarado, M. e. (2006). Amenazas y vulnerabilidad: el caso de los ríos Reventado y Toyogres, Cartago. *Reflexiones*(85), 331-349.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASTHO LRFD Bridge Design Specifications* (8 ed.). Washington.
- Andrus, R., & Stokoe, K. (1997). Liquefaction resistance based on shear wave velocity. *NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, 89-128.
- Arraiga, D. (2006). *Aspectos constructivos de la técnica de Compactación Dinámica para mejoramiento masivo de suelos*. Trabajo final de graduación, Universidad Autónoma de México, Ciudad de México.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de cimentaciones de Costa Rica* (2 ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). *Código geotécnico de taludes y laderas*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Bielza, A. (1999). *Manual de técnicas de mejora del terreno*. Madrid.
- Bowles, J. (1996). *Foundation analysis and design*. Singapore: McGraw-Hill.
- Bustamante, M. (2009). Reglas de cálculo de la resistencia de pilotes por el método de los estados límite últimos. Método presiométrico. *Jornada Técnica: El ensayo presiométrico en el proyecto geotécnico*, (págs. 21 - 32). Barcelona.
- Candia, G., & Sitar, N. (2013). *Seismic earth pressures on retaining structures in cohesive soils*. California: California Department of Transportation.
- Cano, H. (2009). Obtención de parámetros geotécnicos mediante el ensayo presiométrico. *Jornada Técnica: El ensayo presiométrico en el proyecto geotécnico* (págs. 33 - 58). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

- Cerdas, A., Jiménez, D., de los Ríos, M., & Loaiza, E. (2009). Caracterización geotécnica de conglomerados, brechas y lahares del Plio-Pleistoceno de las cuencas Pacífico y Limón Sur. *X Congreso de Geotecnia*. San José.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2011). *Código sísmico de Costa Rica 2010*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2013). *Comentarios al código sísmico de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Comisión Nacional de Emergencias. (01 de octubre de 2018). *Prevención de desastres: Mora*. Obtenido de Comisión Nacional de Emergencias: <https://www.cne.go.cr/Atlas%20de%20Amenazas/mora.htm>
- Comisión Nacional de Emergencias. (17 de abril de 2018). *Prevención de desastres: Puntarenas*. Obtenido de Comisión Nacional de Emergencias: <https://www.cne.go.cr>
- Comisión Nacional de Emergencias. (10 de setiembre de 2019). *Amenazas de origen natural en el cantón de Cartago*. Obtenido de Comisión Nacional de Emergencias: [https://www.cne.go.cr/reduccion\\_riesgo/mapas\\_amenazas/mapas\\_de\\_ameanza/cartago/Cartago%20-%20descripcion%20de%20amenazas.pdf](https://www.cne.go.cr/reduccion_riesgo/mapas_amenazas/mapas_de_ameanza/cartago/Cartago%20-%20descripcion%20de%20amenazas.pdf)
- Das, B. (1999). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Ciudad de México: International Thomson Editores.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Ciudad de México: Cengage Learning.
- Denyer, P., & Arias, O. (1990). *Geología de la hoja Abra*. San José: Instituto Geográfico Nacional.
- Denyer, P., & Kussmaul, S. (2000). *Geología de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Denyer, P., Aguilar, T., & Montero, W. (2013). *Mapa Geológico de la hoja Golfo*. San José: Universidad de Costa Rica.

- Di Prisco, C., & Vecchiotti, M. (2010). Design charts for evaluating impact forces on dissipative granular soil cushions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1529 - 1541.
- Duvall, W., & Fogelson, D. (1962). *Review of criteria of estimating damage to residences from blasting vibrations*. US Bureau of Mines.
- Elson, W. (1968). An experimental investigation of the stability of slurry trenches. *Géotechnique*, 37-49.
- Federal Highway Administration. (2018). *Design, analysis, and testing of Laterally Loaded Deep Foundations that support transportation facilities*. Washington: U.S Department of Transportation.
- Federal Highway Administration. (2018). *Drilled shafts: construction procedures and design methods*. Washington: U.S. Department of Transportation.
- Filtz, G. e. (2004). Stability of long trenches in sand supported by bentonite-water slurry. *Journal of Geotechnical and Geonviromental Engineering*, 915-921.
- Frank, R. (2009). Design of foundations in France with the use of Menard pressuremeter tests (MPM). *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 219 - 231.
- Geopier(R). (2017). *Geopier(R) technical workshop*. Phoenix, Arizona.
- González, L. (2002). *Ingeniería geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Google. (17 de mayo de 2018). Obtenido de Maps: <https://www.google.com>
- Google. (17 de setiembre de 2018). Obtenido de Maps: <https://www.google.com>
- Google. (17 de abril de 2019). Obtenido de Maps: <https://www.google.com>
- Google. (10 de setiembre de 2019). Obtenido de Maps: <https://www.google.com>
- Hassan, M. (agosto de 2017). Modified Schmertmann's Method (1978) for calculating settlement in sandy soils by using integration. *International Journal of Engineering and Technical Research*, 7(8), 43-38.
- Hwang, J., & Tu, T. (2006). Ground vibration due to dynamic compaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 337-346.

- Instituto Geográfico de Costa Rica. (2017). *Mapa geográfico de la hoja Istarú, Costa Rica*. Heredia.
- Iwasaki, T. e. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. *Procedures of the Second International Conference of Microzonation*, 885-896.
- Jibson, R. (1993). Predicting earthquake-induced landslide displacement using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Record*, 9-17.
- Jimenez, J. et al. (1981). *Geotecnia y cimientos tomo II*. Madrid: Rueda.
- Juarez, E., & Rico, A. (2015). *Mecánica de suelos, Tomo 2*. Ciudad de México: Limusa.
- Kulhawy, F., & Hirany, A. (2009). Interpreted Failure Load for Drilled Shafts via Davisson and L1-L2. *2009 International Foundation Congress and Equipment Expo*, 127-133.
- Laporte, G. (2012). Limitaciones de los sistemas de clasificación aplicados a macizos constituidos por rocas suaves volcánoclasticas y sedimentarias clásticas. *2ndo Simposio Sur Americano de Excavaciones en Roca*, (págs. 1-25). San José.
- Lourenço, J. e. (2010). Geotechnical characterization of volcanic rocks and soils of Madeira Island. *Tercer taller internacional, Tenerife, España*, 45 - 52.
- Lukas, R. (1995). *Geotechnical Engineering Circular N°1: Dynamic compaction*. Washington D.C.
- Mayne, P. (1984). Ground response to dynamic compaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 757 - 773.
- Mehdipour, S., & Hamidi, A. (2017). Impact of tamper shape on the efficiency and vibrations induced during dynamic compaction of dry sands by 3D finite element modeling. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 151-163.
- Mesri, G., & Abdel-Ghaffar, M. (1993). Cohesion intercept in effective stress-stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1229-1249.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on bearing capacity. *Canadian Geotechnical Journal*, 16-26.

- Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (2010). *Manual de especificaciones generales para carreteras CR-2010*. San José.
- Montero, W. (2014). Neotectónica en la Revista Geológica de America Central. *Revista Geológica de America Central*, 83-98.
- Newmark, N. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-159.
- Nilson, A. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Pan, J., & Selby, A. (2002). Simulation of dynamic compaction of loose granular soils. *Advances in Engineering Software*, 631-640.
- Picado, R. (2004). *Factibilidad de uso del método de Compactación Dinámica en Costa Rica para mejoramiento de suelos licuables*. Trabajo final de graduación, Universidad de Costa Rica, San José.
- Pourjenabi, M., & Hamidi, A. (2014). Numerical modeling of dynamic compaction considering critical distance from adjacent structures. *Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering*, 97-106.
- Red Sismológica Nacional. (01 de octubre de 2018). *Falla Picares* . Obtenido de <http://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/99-actividad-sismica/fallas-activas-ii/3447-falla-picagres?Itemid=225>
- Red Sismológica Nacional. (01 de octubre de 2018). *Fallas activas*. Obtenido de <http://rsn.ucr.ac.cr/map/fallas/>
- Red Sismológica Nacional. (01 de octubre de 2018). *Terremoto de Piedras Negras, 22 de diciembre de 1990*. Obtenido de <http://rsn.ucr.ac.cr/rsn/comunicados/26-sismologia/sismos-historicos/3234-terremoto-de-piedras-negras-22-de-diciembre-de-1990>
- Red Sismológica Nacional. (10 de setiembre de 2019). *Falla Aguacaliente*. Obtenido de <https://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/57-sismologia/fallas-activas2/2147-falla-aguacaliente?Itemid=225>

- Red Sismológica Nacional. (17 de abril de 2019). *Falla Frailes*. Obtenido de <https://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/57-sismologia/fallas-activas2/5039-falla-frailes-pirris-pangolin?Itemid=225>
- Red Sismológica Nacional. (17 de abril de 2019). *Fallas activas*. Obtenido de <http://rsn.ucr.ac.cr/map/fallas/>
- Red Sismológica Nacional. (10 de setiembre de 2019). *Fallas activas*. Obtenido de <http://rsn.ucr.ac.cr/map/fallas/>
- Rico, A., & Del Castillo, H. (2016). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres* (Vol. 2). Ciudad de México: Limusa.
- Rocscience. (08 de septiembre de 2018). *Active or passive support modeling in Slide*. Obtenido de [https://www.rocscience.com/help/slide2/pdf\\_files/developer\\_tips/Active-or-Passive-Support-Modeling-in-Slide.pdf](https://www.rocscience.com/help/slide2/pdf_files/developer_tips/Active-or-Passive-Support-Modeling-in-Slide.pdf)
- Rocscience. (08 de setiembre de 2018). *Critical slip surface search methods in Slide 7.0*. Obtenido de [https://www.rocscience.com/help/slide2/pdf\\_files/developer\\_tips/Slide\\_Search\\_Methods.pdf](https://www.rocscience.com/help/slide2/pdf_files/developer_tips/Slide_Search_Methods.pdf)
- Rocscience. (15 de abril de 2018). *Schmertmann settlement calculator*. Obtenido de <https://www.rocscience.com/settlecalc/schmertmann.html>
- Rollins, K., & Kim, J. (2010). Dynamic compaction of collapsible soils based on U.S. case histories. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136 - 145.
- Schmidt, W. (2014). Clasificación de suelos de 15 estaciones acelerográficas, mediante el uso de métodos basados en vibraciones ambientales y del parámetro V30. *Revista Geológica de América Central*(51), 33-67.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. Nueva York: John Wiley.
- Tomlinson, M. J. (1996). *Cimentaciones: diseño y construcción*. Ciudad de México: Trillas.

- U.S. Department of transportation. (2015). *Soil nail walls reference manual*. Washington: National Highway Institute.
- Unidad de Gestión Hídrica. (2013). *Pozo GO-117*. San José: Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA).
- Unidad de Gestión Hídrica. (s.f.). *Pozo IS-264*. San José: Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA).
- Washington State Department of Transportation. (2015). *Geotechnical Design Manual*. Washington: Washington State Department of Transportation.
- Wissman, K. et al. (1999). *Technical bulletin N°1: Behavior of Geopier-supported foundation systems during seismic events*. Geopier Foundation Company, Inc.
- Zhang, L. (2004). *Drilled shafts in rock: analysis and design*. Londres: Taylor y Francis.