

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELO CONJUNTO HABITACIONAL EL MORRO, TALCAHUANO



Solicitado por: CITEC UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

Empresa certificada ISO 9001:2008



1° CATEGORÍA EN REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES MINVU:
MECÁNICA DE SUELOS

2° CATEGORÍA EN REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES MOP:
MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS, GEOLOGÍA, PROSPECCIONES Y GEOFÍSICA

FOLIO: 448

ABRIL 2017

Estudios de mecánica de suelos – Asesoría geotécnica – Diseño y ejecución de campañas de exploración geotécnica – Sondajes (percusión, rotación y marítimos) – Medición de ondas superficiales – Estudios geológicos y topográficos.



REVISIÓN



INFORME GEOTÉCNICO

Estudio de mecánica de suelos Conjunto Habitacional El Morro

CITEC UNIVERSIDAD DEL BIOBIO

PREPARÓ:	REVISÓ	APROBÓ	
Marcelo González A. Gerente de Operaciones ROL 3-5598	Javier Mora T. Ingeniero de Proyectos ROL 3-1114	Jorge Araneda R. Gerente General ROL 3-63	
REVISIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA	APROBÓ
0	Informe geotécnico 448	12-01-2017	JAR
1	Informe geotécnico 448	14-02-2017	MGA
2	Informe geotécnico 448	03-04-2017	MGA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1.	REVISIÓN	1
	ÍNDICE DE CONTENIDOS	2
	ÍNDICE DE FIGURAS	5
	ÍNDICE DE TABLAS	10
2.	INTRODUCCIÓN	12
2.1.	ALCANCE	12
2.2.	OBJETIVOS.....	14
2.3.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	14
2.4.	ANTECEDENTES DE BASE	15
3.	ANTECEDENTES DEL TERRENO EN ESTUDIO	17
3.1.	Plan regulador comunal.....	17
3.2.	Geomorfología	17
3.3.	Geología general.....	19
3.4.	Geología local	20
3.5.	Peligro de licuación	20
3.6.	Peligro de inundación por tsunami	21
3.7.	Condición topográfica y situación actual	23
4.	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	24
4.1.	General	24
4.2.	Sondajes	26
4.3.	Calicatas.....	37
4.4.	Medición de ondas superficiales	43
4.5.	Campaña de exploración anterior (J.A. Ingeniería Ltda., 2011)	46
4.6.	Levantamiento campaña de exploración.....	48
5.	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO	49
5.1.	Modelo estratigráfico	49
5.2.	Nivel freático	52
5.3.	Resultados de ensayos de laboratorio	53

5.3.1.	Ensayos de clasificación completa en sondajes	53
5.3.2.	Ensayos de laboratorio en calicatas	58
a)	Clasificación completa.....	58
b)	Controles de compactación	59
c)	Razón de soporte California, CBR	60
c)	Infiltración Porchet	60
d)	Corte directo	60
5.4.	Resultados del ensayo de medición de ondas superficiales	63
5.5.	Resultados del ensayo de penetración estándar	67
5.5.1.	Corrección por confinamiento	67
5.5.2.	Corrección por energía transferida al SPT	68
5.5.3.	Corrección por longitud de barras de perforación.....	70
5.5.4.	Corrección por diámetro de la perforación	71
5.5.5.	Corrección por uso de tubo guía	71
5.5.6.	Índice de penetración estándar corregido	72
5.5.7.	Índice de penetración estándar corregido por el contenido de finos	72
5.6.	Susceptibilidad de licuación.....	78
5.6.1.	Criterio histórico	78
5.6.2.	Criterio geológico	79
5.6.3.	Criterio basado en la composición del suelo	79
5.7.	Potencial de licuación	81
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	91
7.	CONCLUSIONES	96
7.1.	Clasificación sísmica del suelo de fundación	102
8.	FUNDACION SOBRE COLUMNAS DE GRAVA COMPACTADA.....	103
8.1.	General	103
8.2.	Construcción de las columnas de grava	104
8.3.	Procedimiento general de construcción	105
8.4.	Control de calidad	106

8.5.	Especificaciones generales del proyecto.....	107
8.6.	Tensión admisible	109
9.	FUNDACION SOBRE PILOTES CFA.....	110
9.1.	Control de calidad	111
9.2.	Especificaciones generales	112
10.	FUNDACION SOBRE MEJORAMIENTO DE SUELO COMPACTADO (MASIVO) BAJO PLANTA DE LA ESTRUCTURA	113
10.1.	Especificaciones técnicas para fundación.....	114
10.1.1.	Mejoramiento eventual de suelo	116
10.1.2.	Métodos de agotamiento del nivel freático.....	116
11.	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE.....	118
11.1.	Propiedades mecánicas del suelo.....	118
11.2.	Expresiones para el cálculo de tensiones admisibles	118
12.	EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTO.....	121
12.1.	Asentamiento elástico instantáneo para cargas permanentes.....	121
12.2.	Expresiones para el cálculo de asentamiento dinámico	122
13.	REFERENCIAS.....	124
Anexo 1:	Certificados de laboratorio	125
Anexo 2:	Registro SPT.....	126
Anexo 3:	Velocidad de ondas de corte	127
Anexo 4:	Plano Campaña de Exploración.....	128
Anexo 5:	Levantamiento topográfico de terreno (incluye prospecciones)	129
Anexo 6:	Potencial de licuación.....	130
Anexo 7:	Cálculo Capacidad de soporte.....	131
Anexo 8:	Informe de medición de energía transferida al SPT / Informes de verificación martillo SPT / Especificaciones técnicas del varillaje del SPT / Factura que acredita la compra de varillaje AW	132

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Ubicación del terreno en estudio	13
Figura 2.2: Situación actual del terreno en estudio	13
Figura 2.3: Esquema general de proyecto	14
Figura 2.4: Emplazamiento preliminar	15
Figura 3.1: Extracto PRTC-04, 2016	17
Figura 3.2: Istmo (azul) y zonas de topografía alta (amarillo), (Pineda, 2011)	18
Figura 3.3: Vista comparativa del área en estudio. Se observa que el mar ocupaba una mayor superficie actual (Pineda, 2011)	18
Figura 3.4: Mapa geológico del área de estudio (adaptado de Sernageomin, 2003)	19
Figura 3.5: Peligro de licuación área Concepción - Talcahuano (adaptado de Sernageomin, 2010) ...	21
Figura 3.6: Peligro de licuación área Concepción - Talcahuano (Sernageomin, 2010)	22
Figura 3.7: Altura de flujo estacionario durante tsunami en zona en estudio (Sernageomin, 2010)	22
Figura 3.8: Terreno El Morro	23
Figura 4.1: Emplazamiento y ejecución de sondaje SPT-1 de 30 m de profundidad	26
Figura 4.2: Otra vista del emplazamiento de sondaje SPT-1 30 m	27
Figura 4.3: Muestra M-1 extraída mediante cuchara normal a 0.75 m de profundidad	27
Figura 4.4: Muestras M-3 y M6, extraídas mediante cuchara normal a 3.55 y 6.55 m de profundidad	28
Figura 4.5: Caja con testigos extraídos de sondaje SPT-1, desde 7.5 m (arenisca y limolita)	28
Figura 4.6: Emplazamiento y ejecución de sondaje SPT-2 de 5 m de profundidad	29
Figura 4.7: Ejecución de trabajos en sondaje SPT-2.....	29
Figura 4.8: Emplazamiento de sondaje SPT-3 de 5 m de profundidad	30
Figura 4.9: Ejecución de trabajos, vista hacia calle Manuel Rodríguez	30
Figura 4.10: Emplazamiento de sondaje SPT-4 de 5 m de profundidad.....	31
Figura 4.11: Ejecución de trabajos en sondaje SPT-4.....	31
Figura 4.12: Ejecución de trabajos en sondaje SPT-5 de 5 m de profundidad.....	32
Figura 4.13: Muestra M-3 extraída mediante cuchara normal a 3.56 m de profundidad.....	32
Figura 4.14: Ejecución de sondaje SPT-6 y medición de energía.....	33

Figura 4.15: Extracción de muestras M-3 y M-4 mediante cuchara normal en sondaje SPT-6	33
Figura 4.16: Medición del nivel freático en sondaje SPT-1	34
Figura 4.17: Cámaras de inspección para nivel freático en sondajes SPT-2 y SPT-3	34
Figura 4.18: Cámaras de inspección para nivel freático en sondajes SPT-4 y SPT-5	35
Figura 4.19: Cámaras de inspección para nivel freático en sondajes SPT-4 y SPT-6	35
Figura 4.20: Ubicación referencial de sondajes	36
Figura 4.21: Ubicación referencial de calicatas (C: Calicata)	38
Figura 4.22: Ejecución de calicata C-1. Se observan radieres de hormigón de 12 cm de espesor	38
Figura 4.23: Densidad in situ y medición de infiltración en calicata C-1	39
Figura 4.24: Descripción estratigráfica en calicata C-3.....	39
Figura 4.25: Ejecución de calicata C-6. Se detecta estrato de limo con restos orgánicos descompuestos entre 1.57 a 1.78 m	40
Figura 4.26: Ejecución de calicata C-7 y rotura de radier	40
Figura 4.27: Inspección de calicata C-10. Se detectan rellenos artificiales hasta 0.96 m.....	41
Figura 4.28: Limo con restos orgánicos entre 1.49 y 2.07 en calicata C-10	41
Figura 4.29: Ejecución de calicata C-16	42
Figura 4.30: Rellenos artificiales en calicata C-16, hasta 2.5 m de profundidad.....	42
Figura 4.31: Ubicación de perfiles sísmicos ensayo ReMi.....	43
Figura 4.32: Ejecución de Perfil PS-1	44
Figura 4.33: Ejecución de Perfil PS-2	44
Figura 4.34: Ejecución de Perfil PS-3	44
Figura 4.35: Ejecución de Perfil PS-4	45
Figura 4.36: Ejecución de Perfil PS-5	45
Figura 4.37: Ejecución de Perfil PS-6	45
Figura 4.38: Ejecución de sondaje SPT-16 de 15 m de profundidad (2011)	46
Figura 4.39: Ejecución de sondaje SPT-17 de 16 m de profundidad (2011)	47
Figura 4.40: Ejecución de sondaje SPT-19 de 16 m de profundidad (2011)	47
Figura 4.41: Ubicación referencial de exploración anterior (2011)	48

Figura 4.42: Puntos de referencia PR1 y PR2.....	48
Figura 5.1: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-1	54
Figura 5.2: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-2.....	55
Figura 5.3: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-3	56
Figura 5.4: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-4	57
Figura 5.5: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-5	58
Figura 5.6: Distribución granulométrica de muestras en calicatas.....	59
Figura 5.7: Tensión de corte y desplazamiento horizontal muestra de calicata C-1	61
Figura 5.8: Deformación de corte y tensión de corte normalizada en calicata C-1	61
Figura 5.9: Desplazamiento horizontal y desplazamiento vertical en calicata C-1	62
Figura 5.10: Diagrama tensión normal y tensión de corte para calicatas C-1	62
Figura 5.11: Curvas de dispersión, lentitud (s/m) – frecuencia (Hz) perfil PS-1 (izq.) y PS-2 (der.)	63
Figura 5.12: Curvas de dispersión, lentitud (s/m) – frecuencia (Hz) perfil PS-3 (izq.) y PS-4 (der.)	64
Figura 5.13: Curvas de dispersión, lentitud (s/m) – frecuencia (Hz) perfil PS-5 (izq.) y PS-6 (der.)	64
Figura 5.14: Vs (m/s) en profundidad, perfiles PS-1, PS-2.....	65
Figura 5.15: Vs (m/s) en profundidad, perfiles PS-3, PS-4.....	65
Figura 5.16: Vs (m/s) en profundidad, perfiles PS-5, PS-6.....	66
Figura 5.17: SPT Analyser	69
Figura 5.18: Registro del índice de penetración estándar SPT-1	73
Figura 5.19: Registro del índice de penetración estándar SPT-2 y SPT-3	74
Figura 5.20: Registro del índice de penetración estándar en SPT-4 y SPT-5	74
Figura 5.21: Registro del índice de penetración estándar en SPT-6	75
Figura 5.22: Registro de penetración estándar corregido, SPT-1	76
Figura 5.23: Registro de penetración estándar corregido, SPT-2 y SPT-3.....	77
Figura 5.24: Registro de penetración estándar corregido, SPT-4 y SPT-5.....	77
Figura 5.25: Variación en profundidad de la DR en función del SPT.....	80
Figura 5.26: CSR o CRR vs $(N_1)_{60}$ (Idriss and Boulanger, 2008)	82
Figura 5.27: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-1	84

Figura 5.28: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-2.....	84
Figura 5.29: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-3.....	85
Figura 5.30: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-4.....	85
Figura 5.31: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-5.....	86
Figura 5.32: Potencial de licuación en sondaje SPT-1	87
Figura 5.33: Potencial de licuación en sondaje SPT-4	88
Figura 5.34: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-16 (2011).....	89
Figura 5.35: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-17 (2011).....	89
Figura 6.1: Trazado en planta de esquemas estratigráficos	92
Figura 6.2: Esquema estratigráfico P-1	93
Figura 6.3: Esquema estratigráfico P-2.....	93
Figura 6.4: Esquema estratigráfico P-3.....	94
Figura 6.5: Esquema estratigráfico P-4.....	94
Figura 6.6: Análisis comparativo de Vs en profundidad	95
Figura 7.1: Columnas de grava compactada, esquema referencial (tomado de EMIN, 2017)	98
Figura 7.2: Ejecución de pilotes CFA (tomado de Keller Cimentaciones, 2017)	100
Figura 8.1: Sistema de vía seca con alimentación por fondo	104
Figura 8.2: Fases de ejecución de columnas de grava	105
Figura 8.3: Ejemplo de registro continuo de parámetros del sistema	106
Figura 8.4: Columnas de confinamiento ante licuación	108
Figura 8.5: Esquema general mejoramiento con columna de grava	109
Figura 9.1: Esquema general pilotes CFA (tomado de Terratest)	110
Figura 9.2: Ejecución en terreno de pilote CFA (tomado de Terratest).....	111
Figura 9.3: Ejemplo de sistema de monitoreo (tomado de Terratest).....	111
Figura 9.4: Esquema pilotes CFA en zona 1	112
Figura 10.1: Esquema general de mejoramiento de suelo (dibujo sin escala)	115
Figura 10.2: Esquema general de mejoramiento de suelo (dibujo sin escala)	116
Figura 12.1: Valores de α	121

Figura 12.2: Aceleración crítica kh^* para $kv = 0$ (Tomado de Braja 2010) 122

Figura 12.3: Variación de $\tan \alpha_{AE}$ con Kh^* y ángulo de fricción del suelo ϕ (Tomado de Braja 2010) 123

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1: Profundidad y referencia topográfica de sondajes	36
Tabla 4.2: Profundidad y referencia topográfica de calicatas	37
Tabla 4.3: Configuración de perfiles ensayo ReMi	46
Tabla 4.4: Profundidad y referencia topográfica de sondajes anteriores (2011)	47
Tabla 4.5: Cuadro de referencia PR (Datum WGS-84 Huso 19)	49
Tabla 5.1: Modelo estratigráfico superficial (calicatas)	49
Tabla 5.2: Modelo estratigráfico en profundidad (sondajes)	50
Tabla 5.3: Registro del nivel freático en sondajes	52
Tabla 5.4: Registro del nivel freático en calicatas.....	52
Tabla 5.5: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-1	54
Tabla 5.6: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-2.....	54
Tabla 5.7: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-3.....	55
Tabla 5.8: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-4.....	56
Tabla 5.9: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-5.....	57
Tabla 5.10: Clasificación completa en calicatas	58
Tabla 5.11: Control de compactación en calicatas, ensayo Proctor Modificado	59
Tabla 5.12: Control de compactación en calicatas, Densidad mínima y máxima	59
Tabla 5.13: Resultados ensayos CBR	60
Tabla 5.14: Resultados ensayo de infiltración Porchet	60
Tabla 5.15: Resultados ensayo de corte directo	63
Tabla 5.16: Resultados ensayo ReMi	67
Tabla 5.17: Resultados medición de energía SPT-6.....	70
Tabla 5.18: Factores de corrección por efecto de longitud de barras (Youd et al., 2001)	71
Tabla 5.19: Factores de corrección por diámetro de la perforación (Skempton, 1986)	71
Tabla 5.20: Densidad relativa de un suelo granular y su descripción cualitativa	81
Tabla 5.21: Parámetros para el análisis del potencial de licuación	83
Tabla 5.22: Estratos potencialmente licuables en sondajes	86

Tabla 10.1: Definición de sellos de fundación y excavación	113
Tabla 11.1: Propiedades mecánicas mejoramiento de suelo	118
Tabla 11.2: Factores de capacidad de carga (Terzaghi y N_γ según Kumbhojkar, 1993)	119
Tabla 11.3: Capacidad de soporte mejoramiento de suelo	120

INFORME GEOTÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELO CONJUNTO HABITACIONAL EL MORRO, TALCAHUANO

2. INTRODUCCIÓN

2.1. ALCANCE

El presente informe geotécnico hace referencia al proyecto denominado "Estudio de mecánica de suelos Conjunto Habitacional El Morro" y ha sido solicitado a esta oficina consultora por el Centro de Investigación en Tecnologías de la Construcción (CITEC), de la Universidad del Biobío, quien a su vez, se encuentra desarrollando el diseño del proyecto para SERVIU Región del Biobío. El estudio sigue los lineamientos de las bases técnicas denominadas "Prestación de servicios de asistencia técnica para la elaboración de proyecto técnico asociado a Conjunto Habitacional Sector El Morro, comuna de Talcahuano" y los requisitos particulares del cliente.

Dicho documento está relacionado con el análisis de lo observado en las prospecciones que constituyen la exploración geotécnica, análisis topográfico, resultados de laboratorio, análisis de ingeniería, los antecedentes de base disponibles, los cuales permitieron identificar las características del suelo explorado y sentar las bases y recomendaciones para el sistema de fundaciones de las estructuras que se proyectan.

El terreno en estudio posee una extensión cercana a los 9.000 m², se ubica en la comuna de Talcahuano entre la intersección de las calles Avda. Pérez Gacitúa y Manuel Rodríguez, limitando al Este con el conjunto habitacional El Morro (casas) y al Sur con El Morro (edificios). La Figura 1.1 muestra la ubicación del terreno en estudio y la Figura 1.2 muestra la situación actual de éste.



Figura 2.1: Ubicación del terreno en estudio



Figura 2.2: Situación actual del terreno en estudio

2.2. OBJETIVOS

El estudio de mecánica de suelo tiene por objetivo principal factibilizar desde el punto de vista geotécnico el suelo de fundación del lote en estudio, mediante un análisis de las características estructurales de éste, de tal forma de entregar soluciones técnicas y recomendaciones para el diseño de fundaciones de las estructuras proyectadas en el sector.

El objetivo específico que se deriva entonces es; conocer y analizar las características y propiedades geotécnicas del suelo de fundación explorado mediante sondajes, calicatas y ensayos de medición de ondas superficiales, con sus respectivos resultados de ensayos de laboratorio y procesamiento de los datos recopilados en terreno.

2.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

De acuerdo a la información proporcionada por CITEC UBB, el proyecto considera la construcción de un conjunto habitacional en base a edificios eficientemente energéticos de hasta 5 niveles en madera. Lo anterior se origina debido al interés que posee el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) en fomentar el uso de la madera en construcciones de mediana altura. La Figura 1.3 muestra un esquema del conjunto habitacional, mientras que la Figura 1.4 muestra detalle del emplazamiento preliminar de los edificios.



Figura 2.3: Esquema general de proyecto

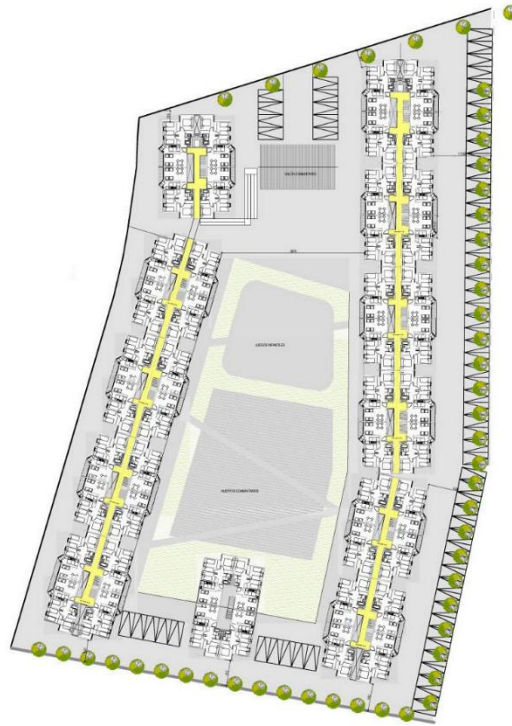


Figura 2.4: Emplazamiento preliminar

2.4. ANTECEDENTES DE BASE

Para el desarrollo del presente informe se tuvieron en cuenta principalmente los siguientes antecedentes:

- a) Propuesta técnica 1267-103-03-01, de fecha 9 de agosto de 2016
- b) Bases técnicas "Prestación de servicios de asistencia técnica para la elaboración de proyecto técnico asociado a Conjunto Habitacional Sector El Morro, comuna de Talcahuano"
- c) Propuesta técnica Campaña de exploración geotécnica Conjunto Habitacional El Morro, de fecha 23 de noviembre de 2016, elaborada por Aragón Ingeniería de Suelos Ltda.
- d) Estudio de mecánica de suelos terreno El Morro, comuna de Talcahuano, elaborado por J.A. Ingeniería Ltda en noviembre de 2011
- e) Decreto supremo N°61 MINVU 2011, reglamento que fija el diseño sísmico de edificios
- f) NCh1508 Of.2014 Geotecnia, estudios de mecánica de suelo
- g) Reunión técnica en terreno, en conjunto con el ingeniero civil Jonatan Quijada contraparte técnica de SERVIU Región del Biobío, realizada el 29 de noviembre de 2016,

para la determinación de la ubicación de las prospecciones que componen la campaña de exploración geotécnica.

- h) Reunión técnica realizada el día 07/02/2017 en dependencias del SERVIU Biobío con motivo de la revisión del informe preliminar de mecánica de suelos. La reunión se llevó a cabo con la presencia del Sr. Roberto Arriagada, en representación de CITEC UBB, equipo de ingeniería SERVIU Biobío, conformado por Sr. Jaime Salinas, Jonatan Quijada y Benjamín Quiroz, y en representación de Aragón Ltda., el Sr. Marcelo González y Sr. Francisco Acuña.
- i) Reunión técnica realizada el día 23/03/2017 en dependencias del SERVIU Biobío con motivo de una nueva revisión del informe de mecánica de suelos. La reunión se llevó a cabo con la presencia del Sr. Roberto Arriagada, en representación de CITEC UBB, el Sr. Juan Marcus en representación de JMS Ingenieros Consultores y el equipo de ingeniería SERVIU Biobío, conformado por Sr. Jonatan Quijada y Benjamín Quiroz, y en representación de Aragón Ltda., el Sr. Marcelo González y Sr. Francisco Acuña.

En el apartado 13 del presente informe se detallan los documentos técnicos que fueron utilizados.

3. ANTECEDENTES DEL TERRENO EN ESTUDIO

3.1. Plan regulador comunal

De acuerdo al Plan Regulador Comunal (PRCT abril 2006), el terreno en estudio se encuentra zonificado dentro del sector ZH-5, tal como se observa en la Figura 2.1, la cual corresponde a una zona residencial dentro del área urbana.

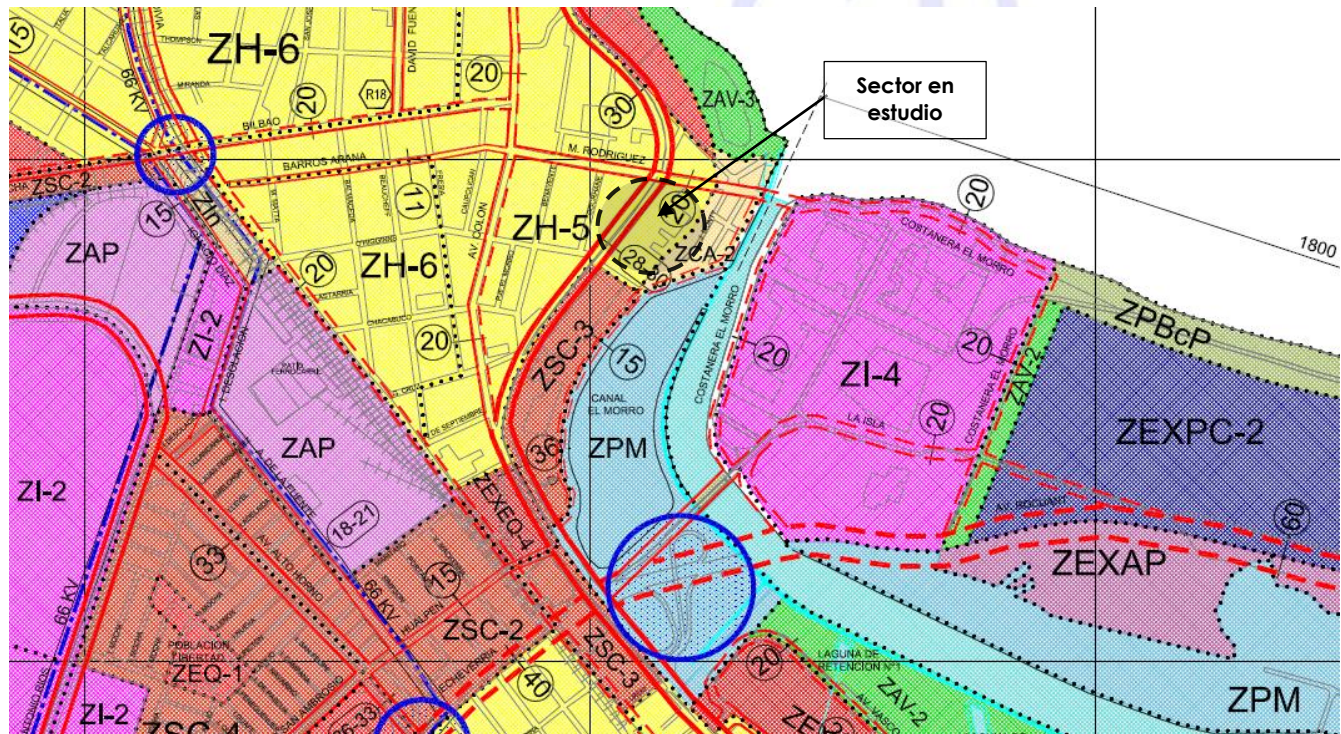


Figura 3.1: Extracto PRTC-04, 2016

3.2. Geomorfología

Según Pineda y Quezada (2011), el terreno El Morro se localiza al Oeste del humedal de Rocuant y en un istmo que forma parte de la planicie litoral que une la Península de Tumbes con el resto del relieve litoral. Al norte del área de estudio, se encuentra el cerro El Morro que es un relicto de plataforma de abrasión marina emergida.

La Figura 2.2 muestra el istmo (achurado azul) que está formado principalmente por los sedimentos transportados por el río Bío-Bío, los cuales cierran la conexión entre las bahías San Vicente y Talcahuano. La zona del istmo es topográficamente una superficie plana y baja, con cotas inferiores a los 15 m.s.n.m., razón por la cual la hace muy vulnerable a las inundaciones por tsunami. El área de estudio se encuentra bajo la cota de los 3 m.



Figura 3.2: Istmo (azul) y zonas de topografía alta (amarillo), (Pineda, 2011)

De acuerdo al croquis del área realizado en 1817, se puede observar que el mar ocupaba una superficie mayor a la actual y que el sector estaba ocupado por varias lagunas.

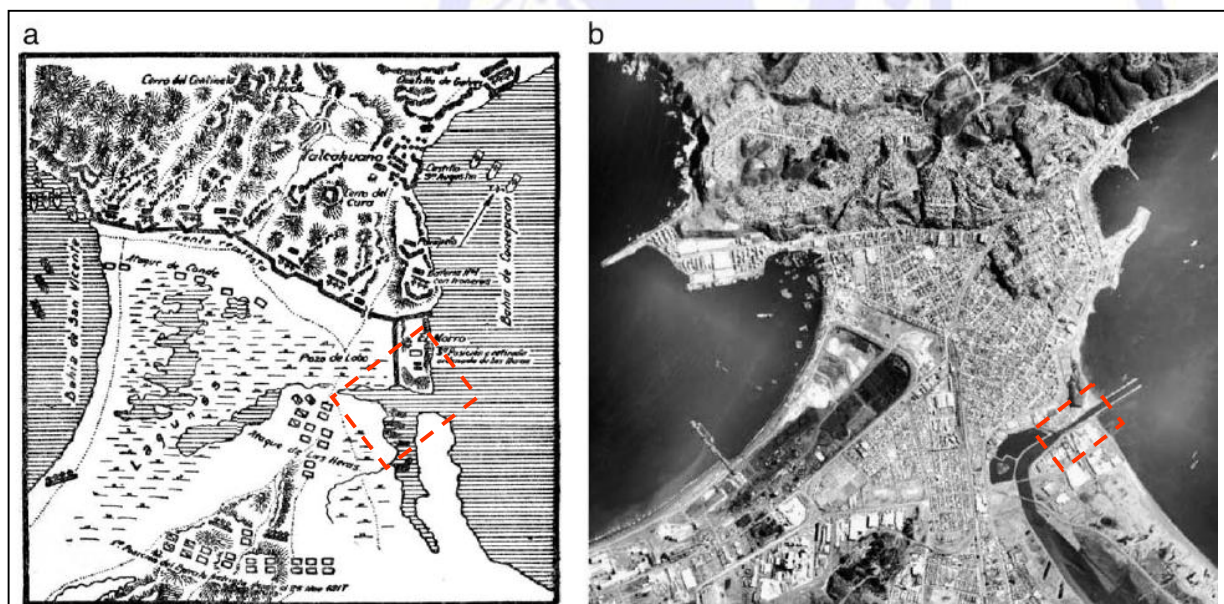


Figura 3.3: Vista comparativa del área en estudio. Se observa que el mar ocupaba una mayor superficie actual (Pineda, 2011)

Durante el terremoto del 20 de febrero de 1835, la zona de Talcahuano se alzó 1,7 m (Fitz-Roy, 1839) provocando un retroceso importante del mar. Durante la primera mitad del siglo XX, la zona de El Morro - Rocuant era un balneario muy concurrido. Desde mediados del siglo XX se instalaron industrias pesqueras lo cual constituyó una modificación antrópica mayor en la zona, realizándose rellenos en el humedal y vertiendo riles (residuos industriales líquidos) lo cual provocó una profunda contaminación del lugar. Desde el siglo XXI, las industrias pesqueras introdujeron tecnología menos contaminante. El terremoto del 27 de febrero de 2010 generó un nuevo alzamiento cosísmico en la zona de 0,5 m provocando un nuevo descenso del nivel del mar, el cual debido a la baja pendiente topográfica y batimétrica, es muy notorio. Los daños importantes en la mayoría de las industrias durante el terremoto del 27 de Febrero de 2010, significó que muchas dejaran de funcionar.

3.3. Geología general

De acuerdo al Mapa Geológico de Chile (Sernageomin, 2003), el terreno en estudio se encuentra emplazado en la unidad **Qm** según lo que se muestra en la Figura 2.4.

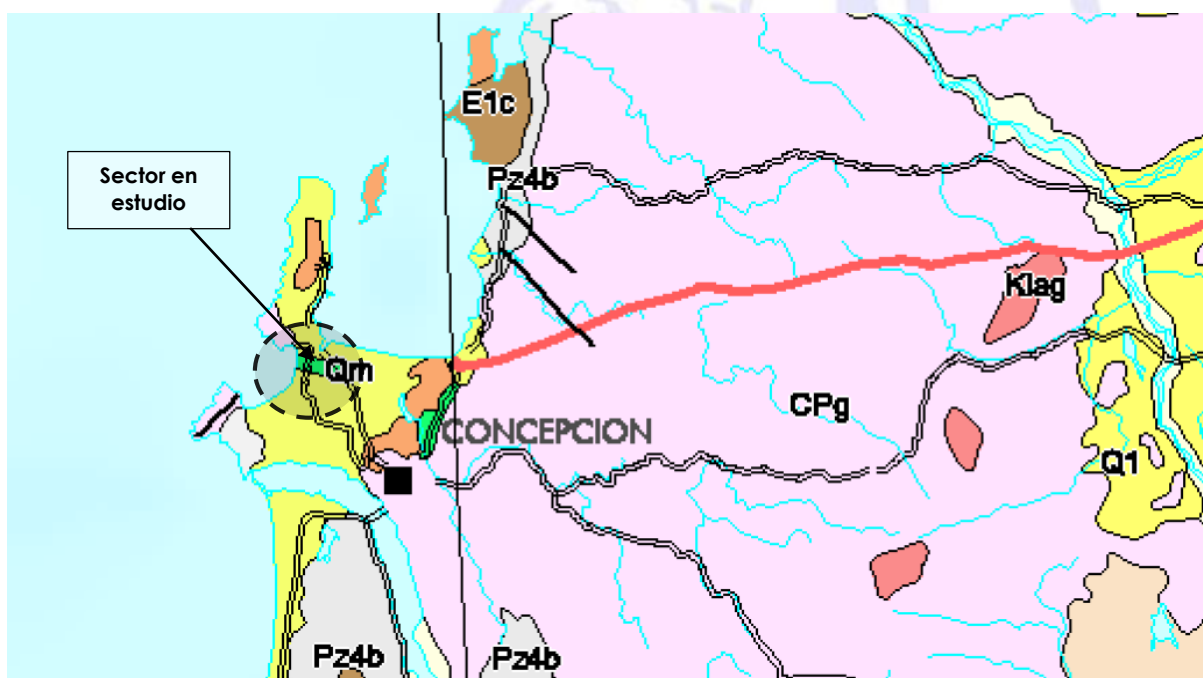


Figura 3.4: Mapa geológico del área de estudio (adaptado de Sernageomin, 2003)

En la zona predominan los depósitos litorales: arenas y gravas de playas actuales (**Qm**) que datan de la era de la era del Cenozoico, periodo Cuaternario, época del Pleistoceno – Holoceno.

3.4. Geología local

Según Pineda y Quezada (2011), la parte plana del sector El Morro, que forma parte de la planicie litoral, hace aproximadamente 8.000 años, correspondió a un antiguo delta del río Bío Bío, con brazos que desembocaron en la Bahía de Concepción, Bahía de San Vicente y Golfo de Arauco. Hace 8.000 años ocurrieron dos fenómenos geológicos importantes: la erupción catastrófica del volcán Antuco y la transgresión marina del Holoceno Medio.

La erupción del volcán Antuco que fue explosiva, generó un aluvión gigante (lahar) y los productos volcánicos fueron transportados por el río Bio Bío llegando hasta la costa. El nivel del mar tuvo una posición relativa más alta que la actual facilitando la depositación de los productos volcánicos en el litoral. Estos depósitos corresponden a la Arena Biobío o formación Huachipato (Galli, 1967). La arena Biobío es negra, de composición basáltica y su tamaño varía de arena fina a gruesa.

La estabilización del nivel del mar desde 8.000 años y los alzamientos generados por terremotos de subducción sucesivos, provocan el retroceso del mar y algunos cursos de agua remanentes del río Bio Bío, conformaron el humedal de Rocuant con depósitos más finos. Sobre estos depósitos se disponen los rellenos antrópicos.

3.5. Peligro de licuación

De acuerdo al mapa 12-2 "Evaluación preliminar de peligros geológicos área de Concepción – Talcahuano – Hualpén – Chiguayante" (Sernageomín, 2010), se observa que la zona en estudio corresponde a un terreno altamente susceptible a experimentar licuación (Figura 2.5), debido a que corresponde a suelos formados por sedimentos no consolidados de baja compactación y saturados. **Si bien, la zona es apta para construcción, debido a la condición de suelo licuable, es necesaria la ejecución de estudios, que concluyan acerca de los tratamientos necesarios para mitigar el fenómeno.**

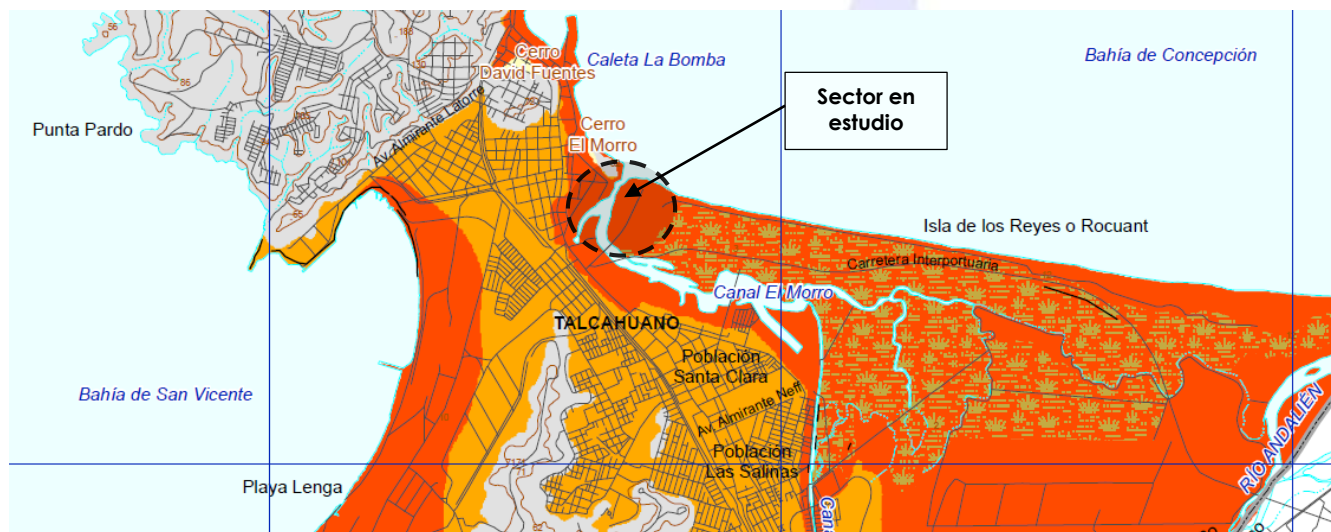


Figura 3.5: Peligro de licuación área Concepción - Talcahuano (adaptado de Sernageomin, 2010)

Para el sector en estudio, Pineda y Quezada (2011), señalan que los suelos arenosos-limosos poco compactados en estado saturado son potencialmente suelos licuables. El proceso de licuación puede ser inducido por el paso de las ondas sísmicas. Dado las características de los sedimentos en el área de estudio estos pueden ser afectados por licuación.

3.6. Peligro de inundación por tsunami

De acuerdo al mapa "Peligro de inundación por tsunami: Concepción – Talcahuano – Hualpén – Chiguayante" (Sernageomín, 2012), se observa que la zona en estudio se encuentra dentro del área de inundación afectada por el terremoto de febrero de 2010 (Figura 2.6).

La Figura 2.7 hace referencia a la zona inundada y la altura por sobre el nivel del mar del flujo estacionario asociado al tsunami de 2010.



Figura 3.6: Peligro de licuación área Concepción - Talcahuano (Sernageomin, 2010)



Figura 3.7: Altura de flujo estacionario durante tsunami en zona en estudio (Sernageomin, 2010)

Pineda y Quezada (2011), indican que durante el terremoto de 2010, no se formaron grietas en los rellenos y suelo (arena Bío Bío). La probable compactación previa de los rellenos, posiblemente durante el terremoto anterior de 1960 inhibió estos efectos. Sin embargo, el daño mayor fue producido por el tsunami. Por ser una zona plana y de baja cota, situada al interior de la bahía, específicamente el extremo SW de la bahía de Concepción, es una zona muy vulnerable a la inundación de tsunamis.

El tsunami de 2010 tuvo un runup (altura inundación) mayor a 3 m y el de 1835 fue aún mayor, llegando el agua hasta Perales. También esta zona fue afectada por los tsunamis del norte de Chile de 1868, 1877, del sur de Perú en los años 2001 y 2007, así como los tsunamis generados en el extremo opuesto del planeta el 5 de Noviembre de 1952 (generado un día antes en la Península de Kamchatka, Siberia) y el tsunami del 12 de Marzo de 2011 (generado un día antes en Japón). Ello evidencia la elevada vulnerabilidad que presenta esta zona a los tsunamis, lo que se debe a la baja pendiente topográfica del área de estudio y batimétrica de la bahía. Además, la bahía de Concepción produce el efecto literal de un tsunami generando una amplificación. La caleta El Morro se encuentra en el borde Sur-Oeste de esta bahía y los tsunamis provienen principalmente desde el norte, siendo una zona de concentración de energía.

3.7. Condición topográfica y situación actual

El sitio en estudio actualmente se encuentra deshabitada. La porción central del sitio, donde anteriormente se emplazaba la pesquera SPK, posee una losa de hormigón que es utilizada como área de recreación por los vecinos del sector. En términos generales el sitio posee una topografía plana con diferencias de cota topográficas inferiores a 1 m y con leves pendientes descendientes hacia las calles Manuel Rodríguez y la Avda. Pérez Gacitúa.

La Figura 2.8 entrega una vista frontal del terreno desde la calle Manuel Rodríguez.



Figura 3.8: Terreno El Morro

4. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

4.1. General

La campaña de exploración geotécnica realizada para la elaboración del estudio de mecánica de suelos, concordante con la propuesta técnica indicada en la metodología de trabajo, evaluada y aprobada por el SERVIU Región del Biobío, fue la siguiente:

- 1 sondaje rotatorio de 30 m de profundidad con ejecución de ensayo SPT y extracción de muestras cada 1 m de avance
- 1 sondaje rotatorio de 11 m de profundidad con ejecución de ensayo SPT y extracción de muestras cada 1 m de avance
- 4 sondajes rotatorios de 5 m de profundidad, ejecución de ensayo SPT y extracción de muestras cada 1 m de avance
- Medición del nivel freático en sondajes mediante pozometro
- 1 ensayo de medición de energía en sondaje SPT en sondaje SPT-6, de 11 m de profundidad (NCh 3364 of 2014, ASTM D 6066)
- 1 ensayo de medición de ondas superficiales, mediante la técnica ReMi (refracción de microtemores)
- 2 calicatas de 2 m de profundidad o hasta detectar nivel freático
- Levantamiento topográfico del terreno en estudio y de la campaña de exploración geotécnica

Cabe destacar que una vez finalizados los sondajes, se instaló en cada uno de ellos, una tubería ranurada de PVC en toda su profundidad, siendo éstas, debidamente protegidas mediante cámaras de hormigón prefabricado, esto con la finalidad de que el mandante pueda verificar la profundidad de la prospección y además monitorear en el tiempo la variación del nivel freático.

Con la finalidad de aumentar el detalle de la campaña de exploración geotécnica, en terreno se materializaron 14 calicatas adicionales a las solicitadas, efectuándose finalmente 16 prospecciones de este tipo, esto con la finalidad de poder describir en detalle los estratos superficiales del subsuelo, considerando el uso que anteriormente tenía el sector (zona industrial). De igual forma, se ejecutaron 3 ensayos de medición de ondas superficiales (2 adicionales), todo lo anterior bajo cargo de esta oficina consultora.

La propuesta técnica para el programa de ensayos de terreno y laboratorio asociada a la exploración geotécnica, es la que se detalla a continuación:

- 6 estratigrafías detalladas de sondajes
- 50 toma de muestras para ensayos que componen la clasificación completa, esto es, granulometría, límites de Atterberg, contenido de humedad natural, gravedad específica y clasificación USCS (1 por cada metro de sondaje)
- 16 estratigrafías detalladas de calicatas
- 2 ensayos que componen la clasificación completa, esto es, granulometría, límites de Atterberg, contenido de humedad natural, gravedad específica y clasificación USCS en calicatas
- 2 controles de compactación en calicatas (Proctor Modificado o Densidad mínima y máxima, según corresponda)
- 2 ensayos CBR
- 2 ensayos de infiltración, mediante método Porchet
- 1 ensayo de corte directo

La correcta ejecución de los ensayos de laboratorio planificados, es función del tipo de material auscultado, en ese sentido es importante indicar que no es posible ejecutar ensayos de laboratorio en suelo no competente para los fines de cada análisis específico.

La supervisión de los trabajos que conformaron la exploración geotécnica en terreno mediante calicatas y sondajes estuvo a cargo del Ingeniero Civil Marcelo González, mientras que la medición de ondas superficiales estuvo a cargo del Ingeniero Civil Francisco Acuña Olate, ambos de ésta oficina consultora y se desarrollaron entre los días 21 de noviembre y el 10 de diciembre de 2016.

La medición de energía en sondaje SPT-6, fue realizada el día 4 de febrero de 2017 y estuvo supervisada por el Ingeniero civil Marcelo González Aliante.

El servicio de ejecución de ensayos de laboratorio y toma de muestras en terreno, fue realizado por el laboratorio Idiem zonal Concepción, cuyas instalaciones se ubican en la Avenida Las Golondrinas 1945 de la comuna de Hualpén. Esta institución cuenta con acreditación como laboratorio de mecánica de suelos por parte del INN y MINVU.

4.2. Sondajes

La ubicación de los sondajes fue definida en terreno en conjunto con la contraparte técnica de SERVIU Región del Biobío, considerando el emplazamiento preliminar del conjunto habitacional, con la premisa de explorar el subsuelo bajo los bloques de edificios proyectados.

Las siguientes figuras muestran el emplazamiento del sondaje y el desarrollo de los trabajos de terreno.

Cabe destacar que la ubicación exacta de todas las prospecciones que conformaron la exploración geotécnica, se entrega en anexo 4.



Figura 4.1: Emplazamiento y ejecución de sondaje SPT-1 de 30 m de profundidad



Figura 4.2: Otra vista del emplazamiento de sondaje SPT-1 30 m



Figura 4.3: Muestra M-1 extraída mediante cuchara normal a 0.75 m de profundidad



Figura 4.4: Muestras M-3 y M-6, extraídas mediante cuchara normal a 3.55 y 6.55 m de profundidad



Figura 4.5: Caja con testigos extraídos de sondaje SPT-1, desde 7.5 m (arenisca y limolita)



Figura 4.6: Emplazamiento y ejecución de sondaje SPT-2 de 5 m de profundidad



Figura 4.7: Ejecución de trabajos en sondaje SPT-2



Figura 4.8: Emplazamiento de sondaje SPT-3 de 5 m de profundidad



Figura 4.9: Ejecución de trabajos, vista hacia calle Manuel Rodríguez



Figura 4.10: Emplazamiento de sondaje SPT-4 de 5 m de profundidad



Figura 4.11: Ejecución de trabajos en sondaje SPT-4



Figura 4.12: Ejecución de trabajos en sondaje SPT-5 de 5 m de profundidad

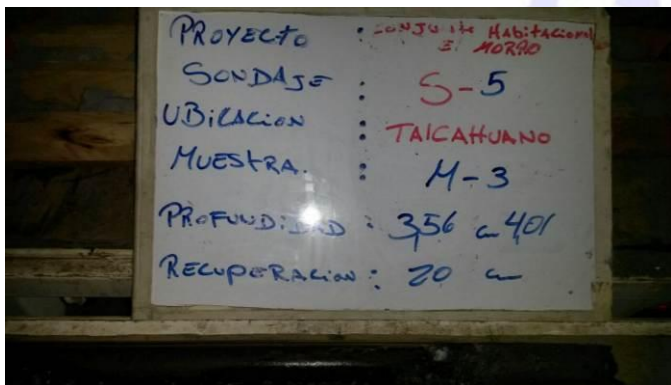


Figura 4.13: Muestra M-3 extraída mediante cuchara normal a 3.56 m de profundidad



Figura 4.14: Ejecución de sondaje SPT-6 y medición de energía

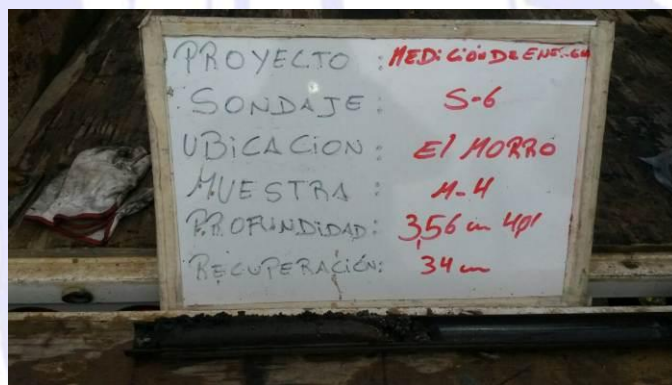
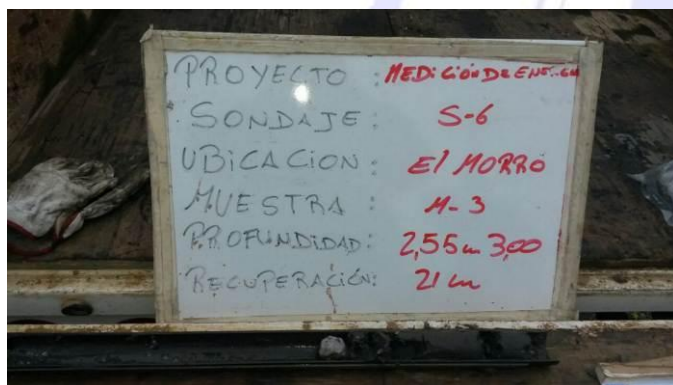


Figura 4.15: Extracción de muestras M-3 y M-4 mediante cuchara normal en sondaje SPT-6

Como se comentó en el punto 3.1., finalizada la ejecución de los sondajes, se instaló un tubo de PVC ranurado debidamente identificado con una cámara de hormigón prefabricado. Lo anterior tiene como finalidad que el mandante pueda verificar la profundidad de la prospección y además permitirá monitorear la profundidad del nivel freático en el tiempo, tal como se muestra en las siguientes fotografías



Figura 4.16: Medición del nivel freático en sondaje SPT-1



Figura 4.17: Cámaras de inspección para nivel freático en sondajes SPT-2 y SPT-3



Figura 4.18: Cámaras de inspección para nivel freático en sondajes SPT-4 y SPT-5



Figura 4.19: Cámaras de inspección para nivel freático en sondajes SPT-4 y SPT-6

La Figura 3.20 muestra la ubicación referencial de los 6 sondajes ejecutados al interior del terreno en estudio, mientras que la Tabla 3.1, entrega la referencia topográfica de cada una de las prospecciones.



Figura 4.20: Ubicación referencial de sondajes

Tabla 4.1: Profundidad y referencia topográfica de sondajes

SONDAJE	PROFUNDIDAD DE SONDAJE Z_p (m)	COORDENADAS		COTA DE TERRENO (m)	COTA DE FONDO (m)
		NORTE (m)	ESTE(m)		
SPT-1	30.0	5933924.36	669093.76	2.53	-27.47
SPT-2	5.0	5933885.92	669059.12	2.76	-2.24
SPT-3	5.0	5933828.28	669068.52	2.85	-2.15
SPT-4	5.0	5933922.22	669133.56	2.51	-2.49
SPT-5	5.0	5933888.34	669101.40	2.54	-2.46
SPT-6	11.0	5933919.50	669131.67	2.52	-8.48

4.3. Calicatas

Considerando que en el sector se emplazaba antiguamente una industria pesquera, se presumía la presencia de estructuras enterradas, motivo por el cual se decidió aumentar la cantidad de calicatas, las cuales se distribuyeron de forma uniforme en el terreno y alcanzaron profundidades que variaron entre 0.46 y 3 m de profundidad, detectándose nivel freático en gran parte de ellas. La Tabla 3.2 entrega la profundidad y referencia topográfica de calicatas, mientras que la Figura 3.21 muestra la ubicación en planta referencia de cada una de ellas.

Tabla 4.2: Profundidad y referencia topográfica de calicatas

CALICATA	PROFUNDIDAD DE CALICATA z_p (m)	COORDENADAS NORTE (m)	ESTE(m)	COTA DE TERRENO (m)	COTA DE FONDO (m)
C-1	2.20	5933906.52	669098.16	2.51	0.31
C-2	2.39	5933876.65	669067.20	2.66	0.27
C-3	0.46	5933838.99	669068.16	2.72	2.26
C-4	2.55	5933843.23	669097.19	2.29	-0.26
C-5	2.36	5933882.12	669118.08	2.30	-0.06
C-6	2.75	5933898.99	669131.08	2.32	-0.43
C-7	2.49	5933917.97	669139.49	2.48	-0.01
C-8	2.46	5933925.32	669119.85	2.54	0.08
C-9	3.00	5933993.93	669105.56	2.55	-0.45
C-10	2.70	5933916.91	669079.39	2.50	-0.20
C-11	0.75	5933877.87	669048.11	2.83	2.08
C-12	2.20	5933877.87	669036.04	3.15	0.95
C-13	0.80	5933860.30	669053.77	3.04	2.24
C-14	2.60	5933843.58	559057.84	3.08	0.48
C-15	0.90	5933829.69	559070.36	2.95	2.05
C-16	2.76	5933817.99	669082.44	2.75	-0.01



Figura 4.21: Ubicación referencial de calicatas (C: Calicata)



Figura 4.22: Ejecución de calicata C-1. Se observan radieres de hormigón de 12 cm de espesor



Figura 4.23: Densidad in situ y medición de infiltración en calicata C-1



Figura 4.24: Descripción estratigráfica en calicata C-3



Figura 4.25: Ejecución de calicata C-6. Se detecta estrato de limo con restos orgánicos descompuestos entre 1.57 a 1.78 m



Figura 4.26: Ejecución de calicata C-7 y rotura de radier



Figura 4.27: Inspección de calicata C-10. Se detectan rellenos artificiales hasta 0.96 m



Figura 4.28: Limo con restos orgánicos entre 1.49 y 2.07 en calicata C-10



Figura 4.29: Ejecución de calicata C-16



Figura 4.30: Rellenos artificiales en calicata C-16, hasta 2.5 m de profundidad

4.4. Medición de ondas superficiales

La medición de ondas superficiales, se llevó a cabo utilizando la técnica ReMi (Louie, 2001) y se concretó realizando 3 ensayos (2 adicionales a los solicitados). Si bien se tenía planificado originalmente como servicio, la confección de 1 ensayo de medición de ondas superficiales, teniendo presente lo detectado en terreno y la importancia del proyecto, esta consultora consideró necesaria la confección de 2 ensayos adicionales, con la finalidad de entregar un mayor detalle al estudio de mecánica de suelos.

La Figura 3.31 muestra la ubicación aproximada de los arreglos que conforman los perfiles de medición de ondas superficiales. En anexo 4 del presente informe, se entrega el estudio de velocidad de propagación de ondas de corte con los antecedentes del equipamiento utilizado, mediciones, consideraciones, procesamientos de datos y resultados del ensayo.



Figura 4.31: Ubicación de perfiles sísmicos ensayo ReMi

Se muestra a continuación fotografías de los trabajos de terreno:



Figura 4.32: Ejecución de Perfil PS-1



Figura 4.33: Ejecución de Perfil PS-2



Figura 4.34: Ejecución de Perfil PS-3



Figura 4.35: Ejecución de Perfil PS-4



Figura 4.36: Ejecución de Perfil PS-5



Figura 4.37: Ejecución de Perfil PS-6

Tabla 4.3: Configuración de perfiles ensayo ReMi

PERFIL	ESPACIAMIENTO ENTRE GEÓFONOS (m)	LONGITUD DEL TENDIDO (m)	PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN (m)	COTA TOPOGRÁFICA CENTRO DEL PERFIL (m)
PS-1	3	69	30	2.54
PS-2	3	69	30	2.58
PS-3	2	46	30	3.03
PS-4	3	69	30	2.75
PS-5	2	46	30	2.55
PS-6	3	69	30	2.43

En anexo 4 se entrega plano del levantamiento topográfico de la campaña de exploración geotécnica con la referencia de cada una de las prospecciones ejecutadas.

4.5. Campaña de exploración anterior (J.A. Ingeniería Ltda., 2011)

Con motivo de la ejecución del estudio de mecánica de suelos para el terreno colindante con la zona estudio, la consultora J.A. Ingeniería Ltda., ejecutó durante noviembre de 2011 una campaña de exploración en base a sondajes de profundidades variables. De estos los sondajes SPT-16, SPT-17 y SPT-19 son los más cercanos a la zona en estudio y por lo tanto serán utilizados como antecedentes de base para reforzar la campaña de exploración actual.

Se muestra a continuación algunas fotografías de los trabajos realizados, así como su referencia topográfica.



Figura 4.38: Ejecución de sondaje SPT-16 de 15 m de profundidad (2011)



Figura 4.39: Ejecución de sondaje SPT-17 de 16 m de profundidad (2011)



Figura 4.40: Ejecución de sondaje SPT-19 de 16 m de profundidad (2011)

Tabla 4.4: Profundidad y referencia topográfica de sondajes anteriores (2011)

SONDAJE	PROFUNDIDAD DE SONDAJE Z_p (m)	COORDENADAS NORTE (m)	ESTE(m)	COTA DE TERRENO (m)	COTA DE FONDO (m)
SPT-16	15	5933917.05	669152.72	2.84	-12.16
SPT-17	16	5933898.30	669101.82	2.51	-13.49
SPT-19	16	5933823.84	669104.20	2.48	-13.52



Figura 4.41: Ubicación referencial de exploración anterior (2011)

4.6. Levantamiento campaña de exploración

Durante la fase de exploración de terreno, se realizó un levantamiento topográfico de los trabajos ejecutados, identificándose cada una de las prospecciones de la exploración geotécnica, de manera tal de tener la referencia exacta de su ubicación. Dicho levantamiento se complementó con la información base disponible, aportada por el mandante. En anexo 5 del presente informe se entrega el plano de levantamiento topográfico del terreno y además el anexo 4 muestra el levantamiento de prospecciones.

Las siguientes figuras muestran la ubicación de los puntos de referencia marcados en terreno, así como también, la Tabla 3.5 entrega el detalle de estos.



Figura 4.42: Puntos de referencia PR1 y PR2

Tabla 4.5: Cuadro de referencia PR (Datum WGS-84 Huso 19)

PR	NORTE (m)	ESTE (m)	COTA (m)	UBICACIÓN
1	5245912,89	687285,16	2.17	Clavo hilti en solera de calle Manuel Rodríguez esquina Avda. Pérez Gacitúa
2	5245915,57	687279,47	2.68	Clavo hilti en solera de calle Avda. Pérez Gacitúa frente a terreno en estudio

5. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

En base a la exploración geotécnica realizada, la inspección visual del ingeniero geotécnico en terreno y los resultados de laboratorio, se entrega el modelo estratigráfico representativo del terreno en estudio.

En anexo 2 se entregan los certificados de laboratorio correspondientes a los ensayos ejecutados, emitidos por laboratorio IDIEM.

5.1. Modelo estratigráfico

Tabla 5.1: Modelo estratigráfico superficial (calicatas)

HORIZONTE	PROFUNDIDAD LÍMITE (m)	ESPESOR (m)	DESCRIPCIÓN
H-1	0,00 – 2,0 (promedio)	2,0	Relleno artificial, conformado por arenas limosas, gravas aisladas, restos de basuras y escombros de construcción, de compacidad suelta. El espesor del estrato es variable y por tanto no uniforme en toda la superficie en estudio, detectándose espesores mínimos del orden de 0.3 m y máximos de 1.7 m aproximadamente. En 13 de las 16 calicatas ejecutadas se detectan a profundidades que varían entre 0.3 a 1 m, estructuras enterradas, que corresponden radieres de hormigón. Particularmente en calicatas C-8 se detectó un muro de ladrillos posicionado de forma horizontal entre los 0.2 a 1.75 m de profundidad, mientras que en calicata C-15 se observa una losa de hormigón sobre la cual se adhieren residuos de pescado. Lo anterior guarda relación con la actividad industrial que anteriormente se desarrollaba en el sector.

Estratificaciones de arena limosa y gravas arenosas, ambas de compacidad suelta y en estado saturado.		
H-2	2.0 – 3.0 (estimado)	1.0
Las arenas son de grano medio a grueso, poseen humedad alta y según USCS clasifican como SM, SP. Las gravas arenosas poseen en general tamaños máximos de 2.5" y cantos redondeados a subredondeados.		

Tabla 5.2: Modelo estratigráfico en profundidad (sondajes)

HORIZONTE	PROFUNDIDAD LÍMITE (m)	ESPESOR (m)	DESCRIPCIÓN
H-1	0,00 – 2.5 (máximo en sondaje SPT-1)	2.5 (variable)	Arena limosa, con presencia de grava aislada (tamaño máximo 1"). Humedad alta, de color gris oscuro, abundante presencia de conchuelas y lente de material orgánico dispersos. Su compacidad es suelta a muy suelta, registrándose en sondajes índices de penetración inferiores a los 6 golpes/pie a los 3 m de profundidad en el sondaje SPT-1, 7 golpes/pie a los 2 m en sondaje SPT-2 y 4 golpes/pie a los 2 m de profundidad en sondaje SPT-4. El estrato no presenta espesor uniforme, ya que para el caso de los sondajes SPT-3 y 5, el espesor promedio es del orden 2 a 2.5 m, para el sondaje SPT-2, el espesor alcanza los 4 m, mejorando en ambos casos su compacidad (media a densa) y el registro SPT. De acuerdo a USCS clasifican como SP-SM y SM.
H-2	2.5 – 5.0 (promedio)	2.5	Estratificaciones de arena limosa con gravas y gravas arenosas. La arena limosa se presenta con mayor espesor en sondaje SPT-2, de compacidad media a densa e índices de penetración que aumentan de 29 a 49 golpes/pie. En sondajes SPT-3, 4 y 5, se observan gravas arenosas, de tamaño máximo 1" y compacidad media a densa, con índices de penetración en general superiores a los 30 golpes/pie. Particularmente en sondaje SPT-4 se observan arenas limosas (SW-SM y SM) de compacidad media con índices SPT de 25 y 20 golpes/pie.
H-3	5.0 a 7.0 (SPT-1)	2.0	Grava arenosa, de finos no plásticos y tamaño máximo 5". Se observan grumos de material arenoso algo cementados, humedad media a alta. La grava presenta cantos angulares a subangulares.

			De compacidad alta, registrando 94 golpes/pie a entre los 4.53 y 4.98 m del sondaje SPT-1. En profundidad se registran rechazos consecutivos hasta el fin del estrato. Según USCS clasifica como GP. En sondaje SPT-6 (cercano a SPT-4) se detecta arena fina limosa cementada, de compacidad compacta, a partir de 5.2 m de profundidad.
H-4	7.0 – 8.50	1.50	Arena limosa , bien graduada, de finos no plásticos, color gris claro, humedad media, con gravas dispersas de tamaño máximo $\frac{3}{4}$ ". Presenta compacidad media a alta, con registro SPT igual a 38 golpes/pie. Según USCS clasifica como SW-SM
H-5	8.50 – 10.0	1.50	Limo arenoso de mediana plasticidad, humedad media, color gris claro. Se observan gravas dispersas de tamaño máximo 1". De consistencia dura, presenta 51 golpes/pie en ensayo SPT a 29 m de profundidad. Según USCS clasifica como ML
H-6	10.0 – 12.0	2.0	Arenisca , conformada por arena fina limosa, fuertemente cementada, color gris verdoso, textura arenosa, humedad baja. Presenta rechazo al ensayo SPT
H-7	12.0 – 14.0	2.0	Limo arenoso , fuertemente cementado de estructura laminar. Presenta incrustaciones de arcilla, humedad baja. Presenta rechazo al ensayo SPT
H-8	14.0 – 19.0	5.0	Arenisca , conformada por arena fina algo limosa, textura arenosa, humedad baja, con gravas dispersas de tamaño máximo $\frac{1}{2}$ ", color gris verdoso, compacidad muy densa. Presenta rechazo al ensayo SPT
H-9	19.0 – 22.0	3.0	Limo de mediana a alta plasticidad , fuertemente cementado, color gris verdoso, humedad baja, consistencia dura. Presenta rechazo al ensayo SPT
H-10	22.0 – 30.0	8.0	Arenisca , conformada por arena fina limosa, textura arenosa, color gris verdoso claro, compacidad muy densa. Presenta rechazo al ensayo SPT

5.2. Nivel freático

A la fecha de ejecución de la exploración, se encontró napa freática en las siguientes prospecciones:

Tabla 5.3: Registro del nivel freático en sondajes

SONDAJE	PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN Z_p (m)	PROFUNDIDAD DE NIVEL FREÁTICO (m)	COTA TERRENO (m)	COTA NAPA (m)
SPT-1	30	1.50	2.53	1.03
SPT-2	5.0	1.65	2.76	1.11
SPT-3	5.0	1.50	2.85	1.35
SPT-4	5.0	1.65	2.51	0.86
SPT-5	5.0	1.55	2.54	0.99
SPT-6	11.0	1.50	2.52	1.02

Tabla 5.4: Registro del nivel freático en calicatas

CALICATA	PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN Z_p (m)	PROFUNDIDAD DE NIVEL FREÁTICO (m)	COTA TERRENO (m)	COTA NAPA (m)
C-1	2.20	1.80	2.51	0.71
C-2	2.39	1.48	2.66	1.18
C-3	0.46	-	2.72	-
C-4	2.55	2.60	2.29	-0.30
C-5	2.36	2.0	2.30	0.30
C-6	2.75	2.53	2.32	-0.23
C-7	2.49	1.85	2.48	0.63
C-8	2.46	2.26	2.54	0.28
C-9	3.00	2.70	2.55	-0.15
C-10	2.70	2.36	2.50	0.14

C-11	0.75	-	2.83	-
C-12	2.20	2.20	3.15	0.95
C-13	0.80	-	3.04	-
C-14	2.60	2.50	3.08	0.58
C-15	0.90	-	2.95	-
C-16	2.76	2.55	2.75	0.20

Finalmente, se debe señalar que el control realizado, es representativo exclusivamente de la fecha en la cual fue controlada, esto debido a que se desconoce la variación estacional y temporal de las reservas de agua subterránea, ya que este tema está fuera del alcance de la especialidad consultada. Sin embargo, se debe tener presente lo indicado en el caso de realizar excavaciones que requieran deprimir el nivel freático.

Como se comentó, los sondajes contienen tubos de pvc, protegidos con cámara de inspección, para que el mandante pueda monitorear la profundidad del nivel freático en la etapa de construcción del proyecto.

5.3. Resultados de ensayos de laboratorio

Se entregan los resultados de ensayos de laboratorio practicados a las muestras extraídas de sondajes y calicatas.

5.3.1. Ensayos de clasificación completa en sondajes

Los ensayos de laboratorio que componen la clasificación completa quedan definidos en la norma NCh1508 Of.2014 y son; Granulometría, límites de consistencia (Atterberg), clasificación USCS. De forma adicional se suele integrar el contenido de humedad natural y la gravedad específica, en las siguientes tablas se muestran resúmenes de los resultados ensayos realizados en 5 de los 6 sondajes realizados, destacando que en sondaje SPT-6 no se realizaron ensayos de clasificación completa (solo estratigrafía). Se hace hincapié que el sondaje S-6, se ejecutó aprovechando la confección de ensayo de medición de energía (extrayendo de la prospección, muestras para estratigrafía y registro de ensayo SPT).

Tabla 5.5: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-1

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	USCS	AASHTO	T200 %	w_L %	w_p %	IP %	w_n	G_s
M-1	0.75 – 1.20	SP-SM	A-1-b(0)	10	-	-	NP	18.2	2.61
M-2	2.57 – 3.02	SM	A-2-4(0)	21	21	19	2	23	2.63
M-3	3.55 – 4.00	GP-GM	A-1-b(0)	9	-	-	NP	9.9	2.62
M-4	4.50 – 5.01	SW-SM	A-2-4(0)	10	-	-	NP	21.7	2.72
M-5	5.54 – 5.99	SM	A-2-4-(0)	12	-	-	NP	18.0	2.72
M-6	6.55 – 7.00	SP-SM	A-1-b(0)	6	-	-	NP	21.5	2.75
-	7.00 – 30.0	ROTACIÓN (ARENISCA – LIMOLITA CEMENTADA)							

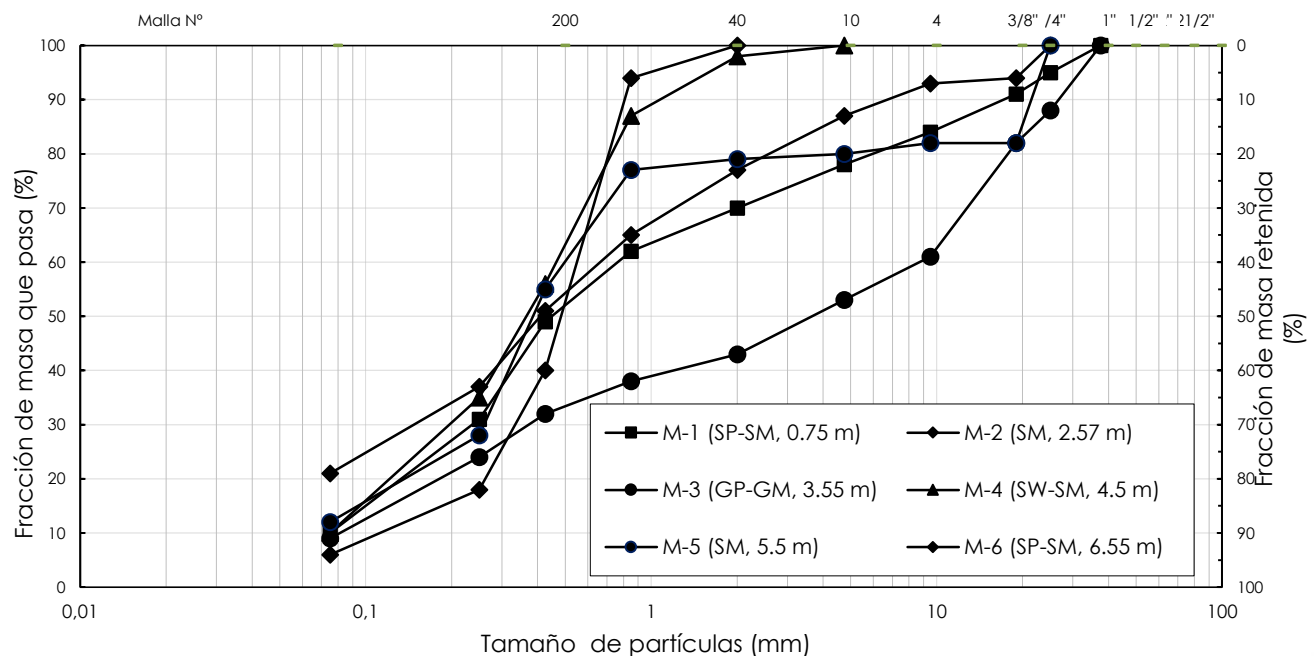


Figura 5.1: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-1

Tabla 5.6: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-2

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	USCS	AASHTO	T200 %	w_L %	w_p %	IP %	w_n	G_s
M-1	1.55 – 2.00	SW-SM	A-1-b(0)	9	-	-	NP	15.4	2.6
M-2	2.57 – 3.02	SW-SM	A-1-a(0)	6	-	-	NP	9.9	2.62
M-3	3.55 – 4.00	SW-SM	A-1-a(0)	9	-	-	NP	8.5	2.70
M-4	4.56 – 5.01	GP-GM	A-1-a(0)	8	-	-	NP	9.1	2.65

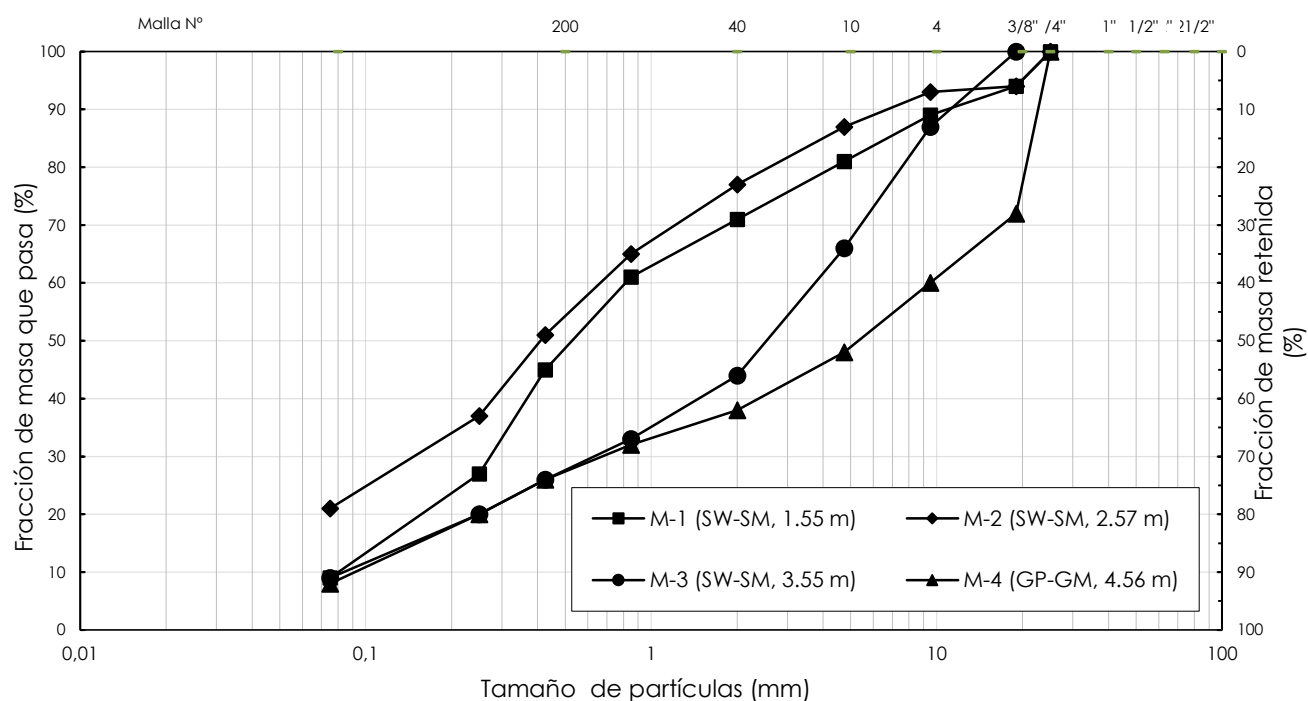


Figura 5.2: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-2

Tabla 5.7: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-3

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	USCS	AASHTO	T200 %	w_L %	w_p %	IP %	w_n	G_s
M-1	0.60 – 1.05	SP-SM	A-1-b(0)	9	-	-	NP	12.3	2.68
M-2	1.55 – 2.00	SW-SM	A-1-b(0)	7	-	-	NP	10.1	2.48
M-3	2.56 – 3.06	GP-GM	A-1-a(0)	5	-	-	NP	1.6	2.64
M-4	3.56 – 4.01	GW	A-1-a(0)	5	-	-	NP	7.9	2.60
M-5	4.55 – 5.00	GP-GM	A-1-a(0)	8	-	-	NP	9.7	2.60

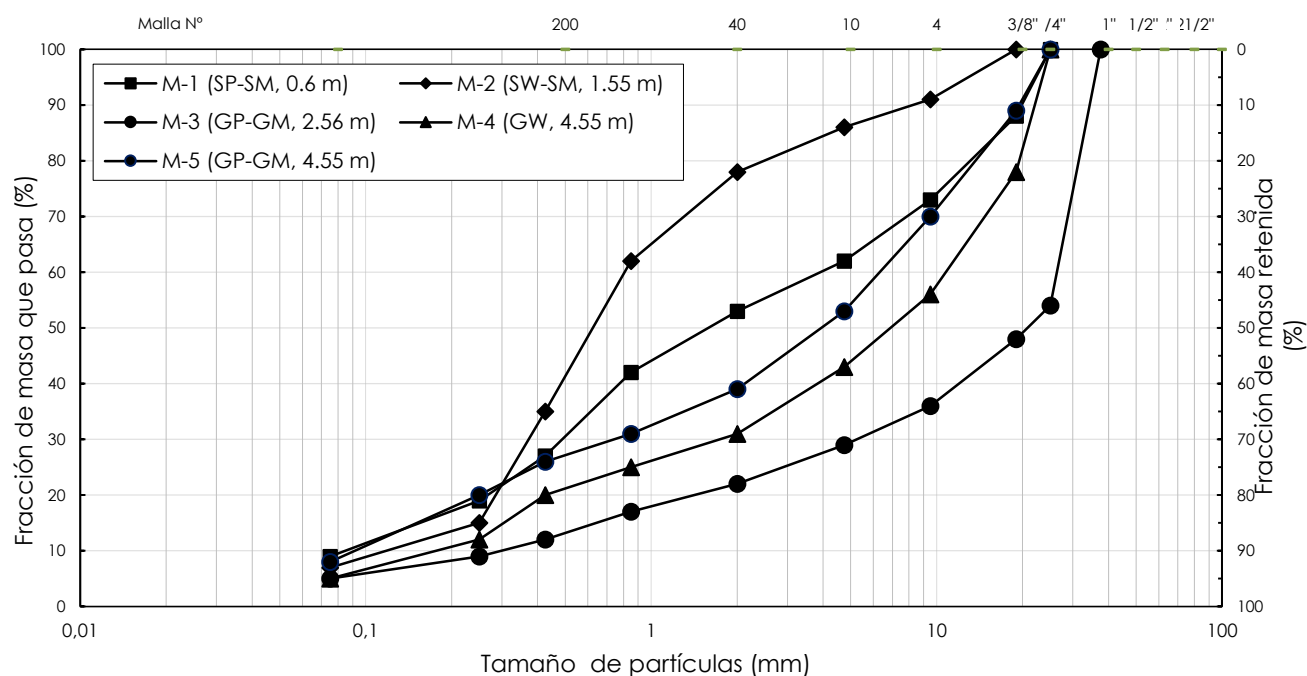


Figura 5.3: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-3

Tabla 5.8: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-4

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	USCS	AASHTO	T200 %	w_L %	w_P %	IP %	w_n	G_s
M-2	1.15 – 2.00	GP	A-1-b(0)	1	-	-	NP	0.5	-
M-3	2.55 – 3.00	GW-GM	A-1-b(0)	10	-	-	NP	7.1	2.61
M-4	3.56 – 4.01	SW-SM	A-1-a(0)	10	-	-	NP	15.8	2.67
M-5	4.56 – 5.01	SM	A-2-4(0)	25	-	-	NP	13.9	2.56

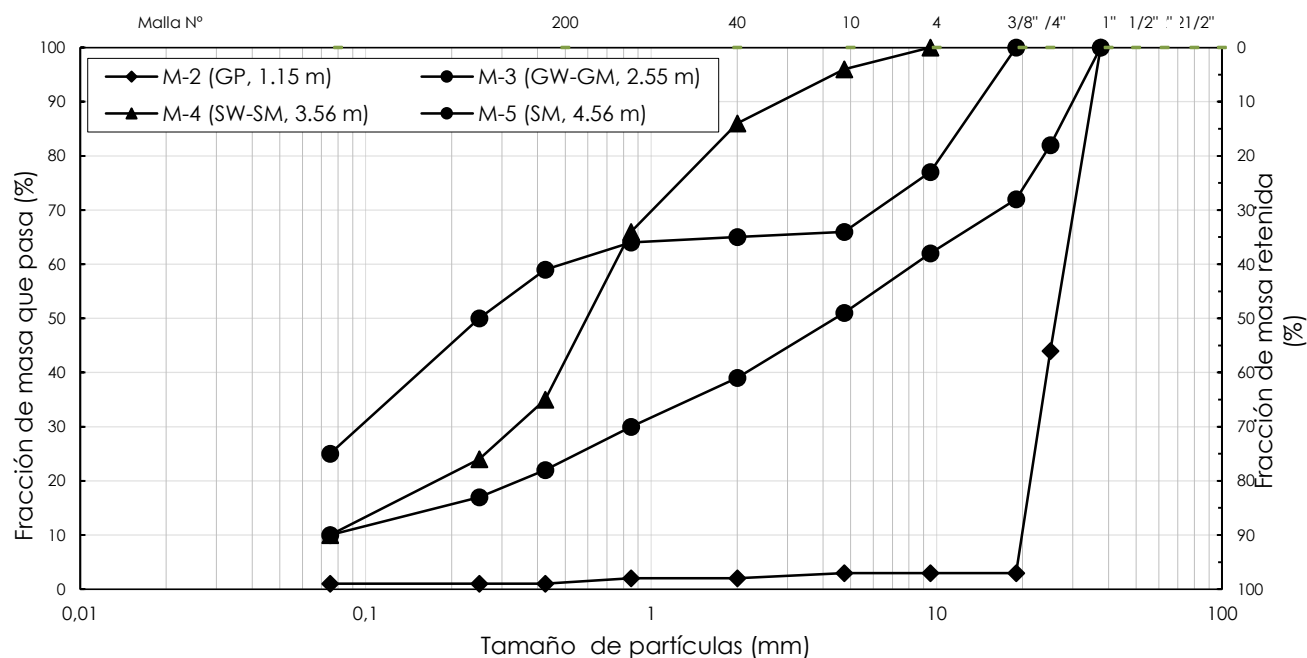


Figura 5.4: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-4

Tabla 5.9: Resultados de ensayos de clasificación completa en sondaje SPT-5

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	USCS	AASHTO	T200 %	w_L %	w_P %	IP %	w_n	G_s
M-1	1.56 – 2.01	SP-SM	A-1-b(0)	9	-	-	NP	13.8	2.60
M-2	2.55 – 3.00	GW-GM	A-1-b(0)	6	-	-	NP	7.4	2.63
M-3	3.56 – 4.01	GP-GM	A-1-a(0)	8	-	-	NP	7.9	2.65
M-4	4.57 – 5.02	GP-GM	A-1-a(0)	6	-	-	NP	9.4	2.66

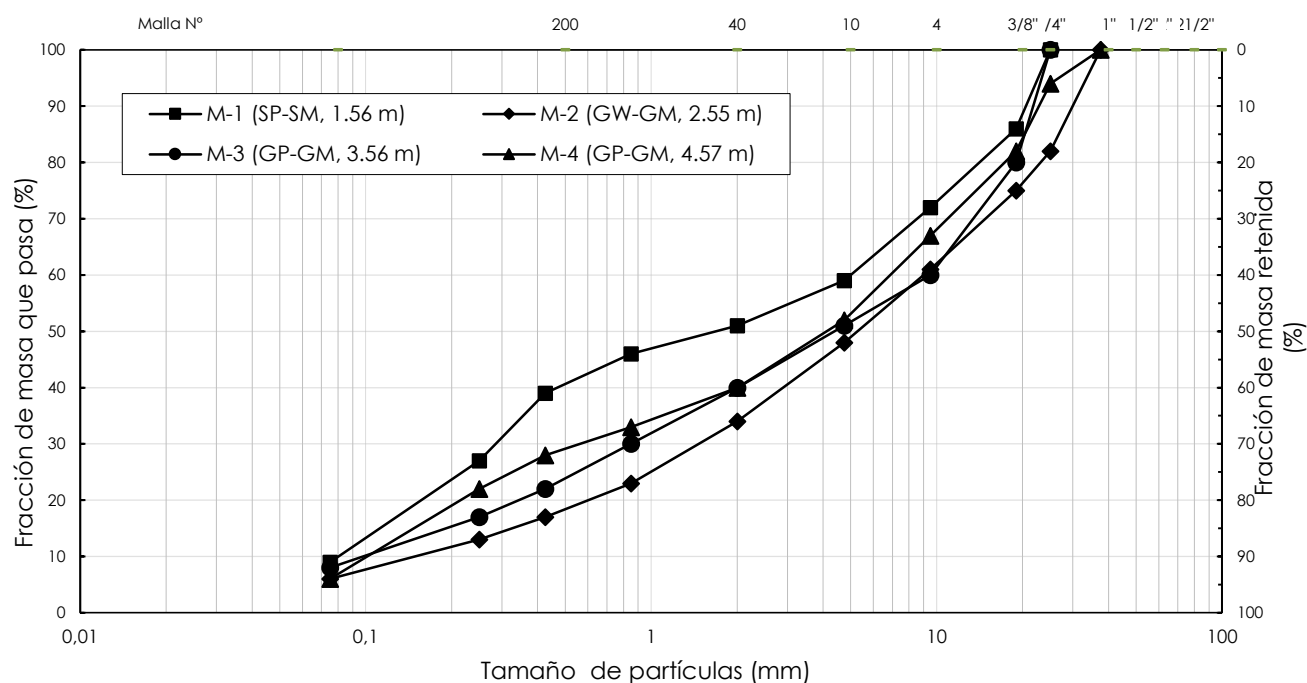


Figura 5.5: Distribución granulométrica muestras en sondaje SPT-5

Las figuras anteriores resumen las curvas granulométricas de las muestras analizadas en sondajes, donde se observa que el suelo prospectado corresponde en general a 2 tipos de suelo (arena limosa y gravas arenosas), los cuales se presentan en estratificaciones de espesor variable.

5.3.2. Ensayos de laboratorio en calicatas

Se entrega a continuación el detalle de los resultados de ensayos de clasificación completa, compactación CBR, Porchet y corte directo.

a) Clasificación completa

Tabla 5.10: Clasificación completa en calicatas

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		USCS	AASHTO	% Tamiz #200	w_L (%)	w_P (%)	IP (%)	w_n (%)	G_s
	CALICATA	MUESTREO								
C-1	2.51	1.00	SM	A-2-4(0)	16	-	-	NP	31.7	2,55
C-2	2.66	1.40	SP	A-1-b(0)	3	-	-	NP	13.6	2,62

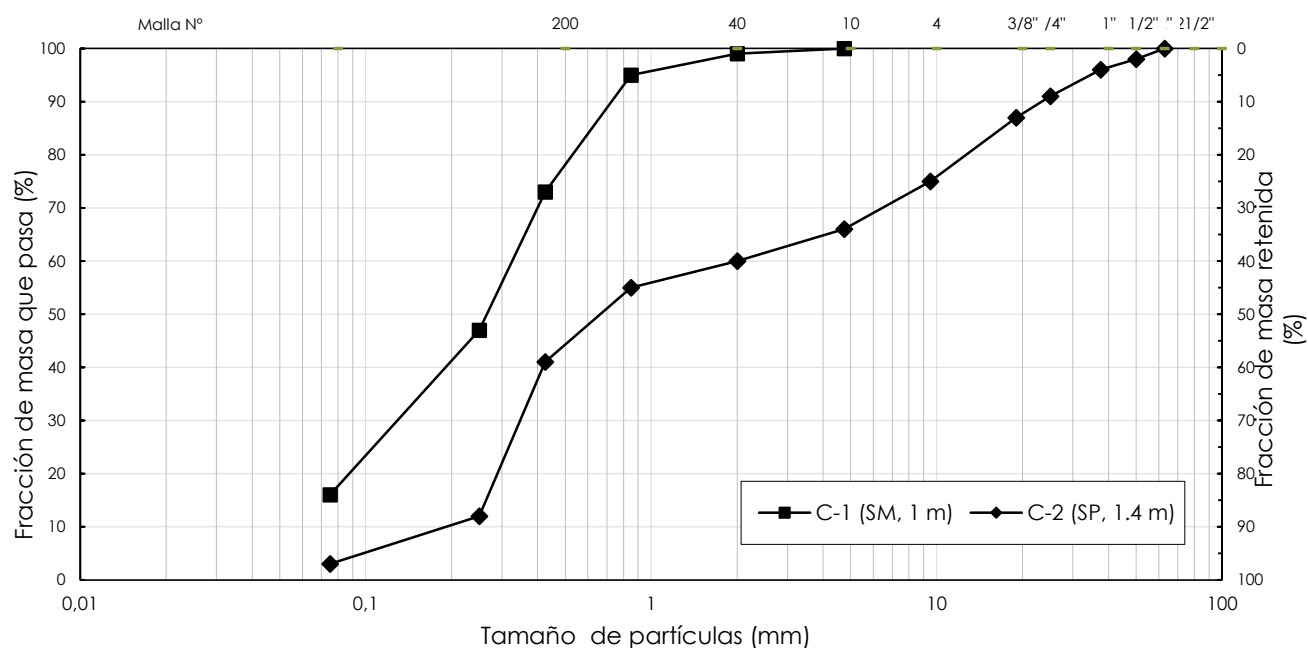


Figura 5.6: Distribución granulométrica de muestras en calicatas

b) Controles de compactación

Tabla 5.11: Control de compactación en calicatas, ensayo Proctor Modificado

CALICATA	PROFUNDIDAD (m)		USCS	w_{DMCS} (%)	DMCS (kg/dm ³)	Densidad húmeda (kg/dm ³)	% Proctor
	CALICATA	MUESTREO					
C-1	2.51	1,00	SM	16.5	1.669	1.690	77

Tabla 5.12: Control de compactación en calicatas, Densidad mínima y máxima

CALICATA	PROFUNDIDAD (m)		USCS	Densidad mínima (kg/dm ³)	Densidad máxima (kg/dm ³)	Densidad húmeda (kg/dm ³)	Humedad (%)	% DR
	CALICATA	MUESTREO						
C-2	2.66	1,40	SP	1.707	1.946	1.989	13.6	20

c) Razón de soporte California, CBR

Tabla 5.13: Resultados ensayos CBR

CALICATA	PROFUNDIDAD		USCS	Hinchamiento (%)	CBR para 0.2" (%)
	CALICATA (m)	MUESTREO (m)			
C-1	2.51	1.00	SM	-	16
C-2	2.66	1.40	SP	-	68

c) Infiltración Porchet

Tabla 5.14: Resultados ensayo de infiltración Porchet

CALICATA	PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m)	USCS	INFILTRACIÓN PROMEDIO (mm/hr)
C-1	1,00	SM	99.6
C-2	1.40	SP	267.5

d) Corte directo

A continuación se exponen los diagramas de tensión de corte y desplazamiento horizontal para los ensayos de corte directo realizado a la muestra extraída de la calicata C-1. Dicho ensayo fue ejecutado con probetas remoldeadas en una caja de corte cuadrada de lado 60 mm. A su vez, se grafica la tensión de corte normalizada, así como también la deformación vertical, de manera tal de analizar el comportamiento de las probetas. Cabe señalar que la probeta de C-1 fue preparada a un 77% respecto de la *DMCS* del Proctor modificado, es decir que corresponde a la densidad obtenida en terreno.

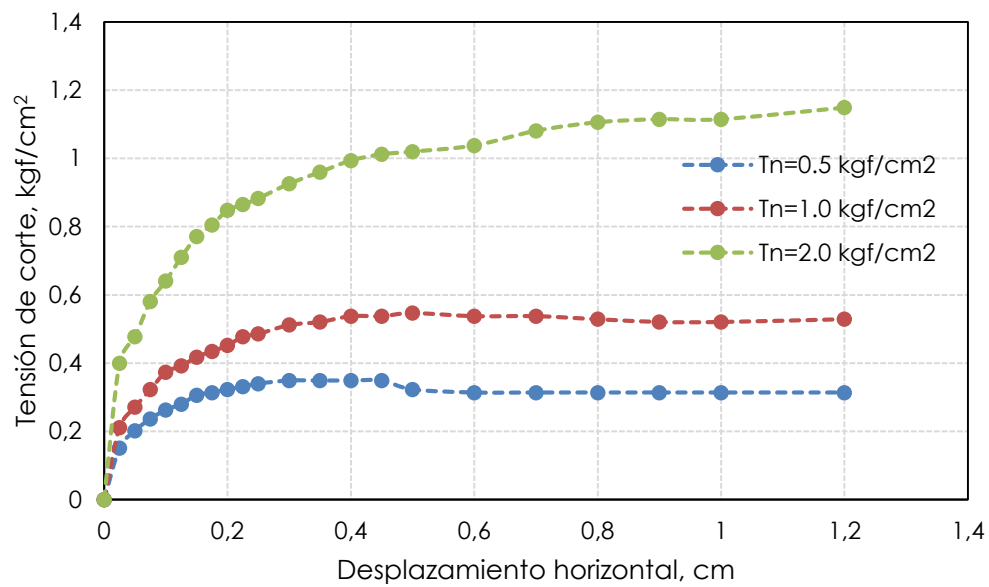


Figura 5.7: Tensión de corte y desplazamiento horizontal muestra de calicata C-1

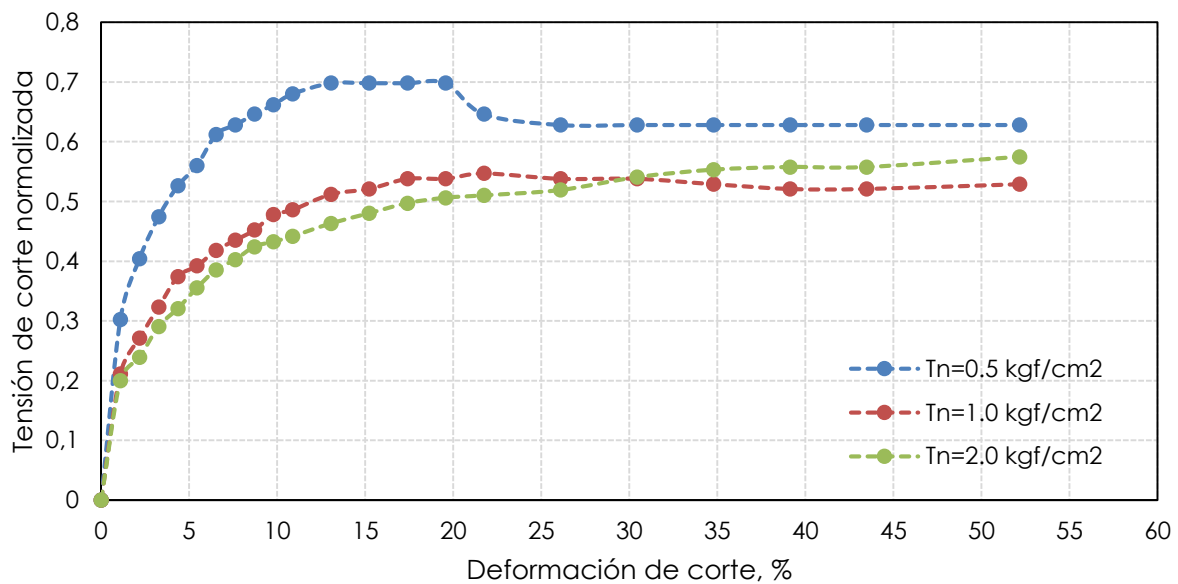


Figura 5.8: Deformación de corte y tensión de corte normalizada en calicata C-1

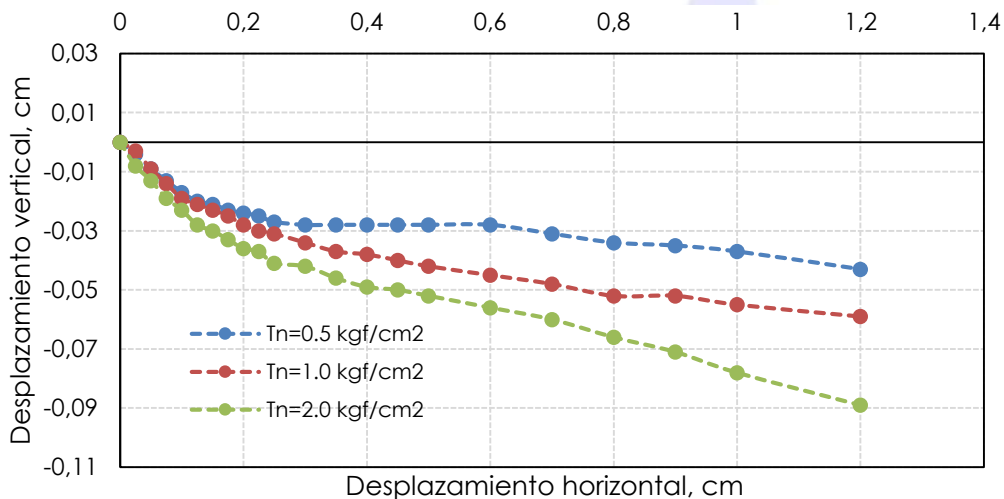


Figura 5.9: Desplazamiento horizontal y desplazamiento vertical en calicata C-1

Para la determinación de los parámetros de resistencia como; ángulo de fricción y cohesión, se aplica el criterio de falla de Mohr- Coulomb, usando la expresión:

$$\tau_{max} = c + \sigma_n \tan \phi$$

Dónde:

τ_{max} : Tensión de corte máxima

c : Cohesión

σ_n : Tensión normal

$\tan \phi$: Tangente del ángulo de fricción interna del suelo

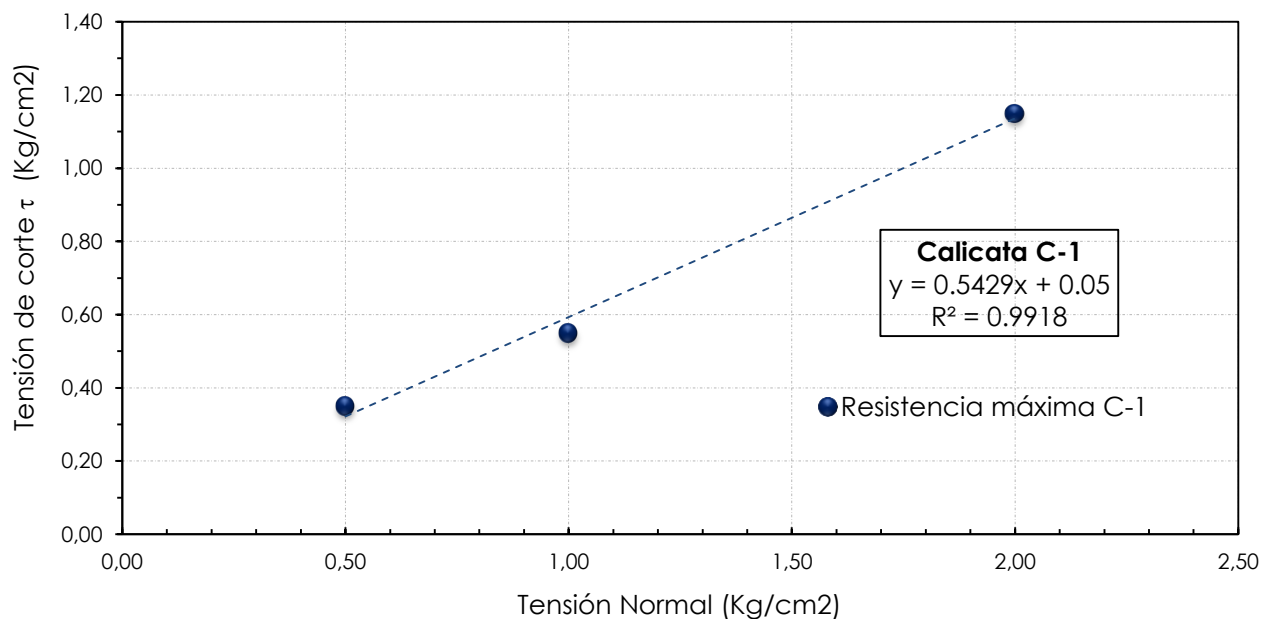


Figura 5.10: Diagrama tensión normal y tensión de corte para calicatas C-1

Tabla 5.15: Resultados ensayo de corte directo

CALICATA	PROBETA	PROFUNDIDAD DE MUESTREO (m)	USCS	AASHTO	$\sigma_n \left(\frac{kg_f}{cm^2} \right)$	$\tau_{max} \left(\frac{kg_f}{cm^2} \right)$	$c \left(\frac{kg_f}{cm^2} \right)$	$\phi \left(^\circ \right)$
C-1	1	1.0	SM	A-1-b(0)	0,5	0.35	0,05	28
	2				1	0.55		
	3				2	1.15		

5.4. Resultados del ensayo de medición de ondas superficiales

El método sísmico de análisis de registros de microtremores “ReMi”, para medir la velocidad de ondas de corte en el suelo fue propuesto por Louie (2001) y constituye un método geofísico aplicado a la caracterización dinámica de depósitos de suelo. Considerando la dificultad de realizar mediciones de tipo geofísicas para determinar la velocidad de ondas de corte en sectores urbanos, éste método utiliza como fuente de ondas el ruido ambiental conocido como microtremores. ReMi se basa en el análisis e inversión de la curva de dispersión de las ondas superficiales de tipo Rayleigh, las cuales debido a su comportamiento dispersivo viajan a diferentes velocidades dentro de un mismo tren de ondas. Mediante un arreglo lineal de geófonos verticales y un sísmógrafo, es posible explorar desde el nivel superficial hasta 30 o 100 metros de profundidad, de acuerdo a la geometría del arreglo a utilizar.

Se muestra a continuación el resumen de los resultados obtenidos en las mediciones de onda superficial para todos los perfiles ejecutados:

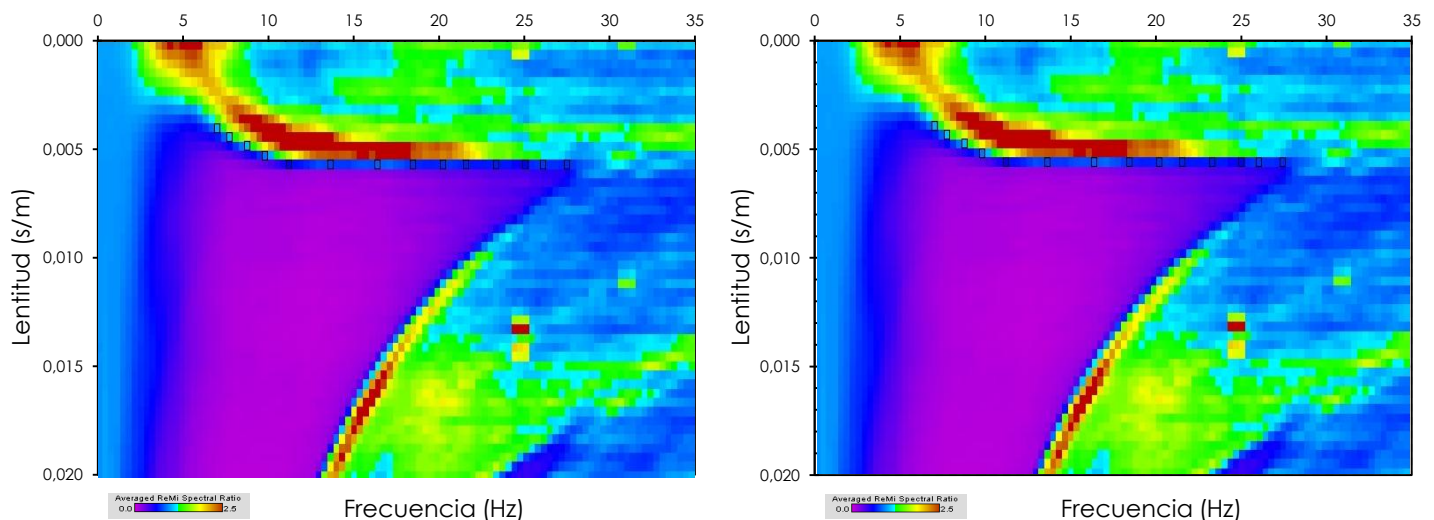


Figura 5.11: Curvas de dispersión, lentitud (s/m) – frecuencia (Hz) perfil PS-1 (izq.) y PS-2 (der.)

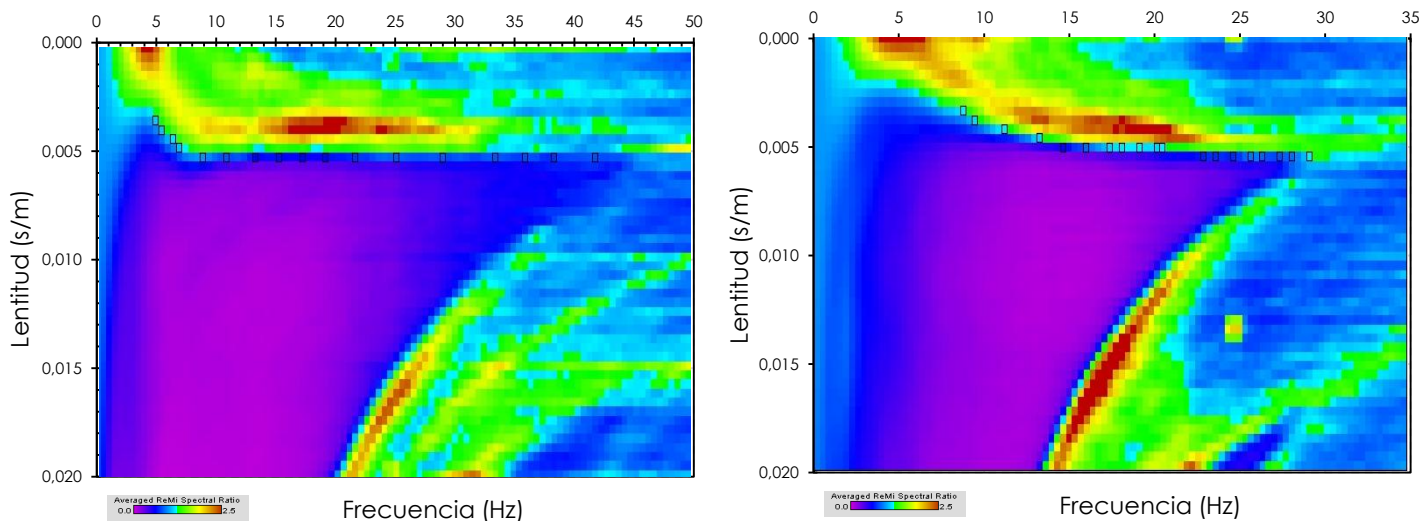


Figura 5.12: Curvas de dispersión, lentitud (s/m) – frecuencia (Hz) perfil PS-3 (izq.) y PS-4 (der.)

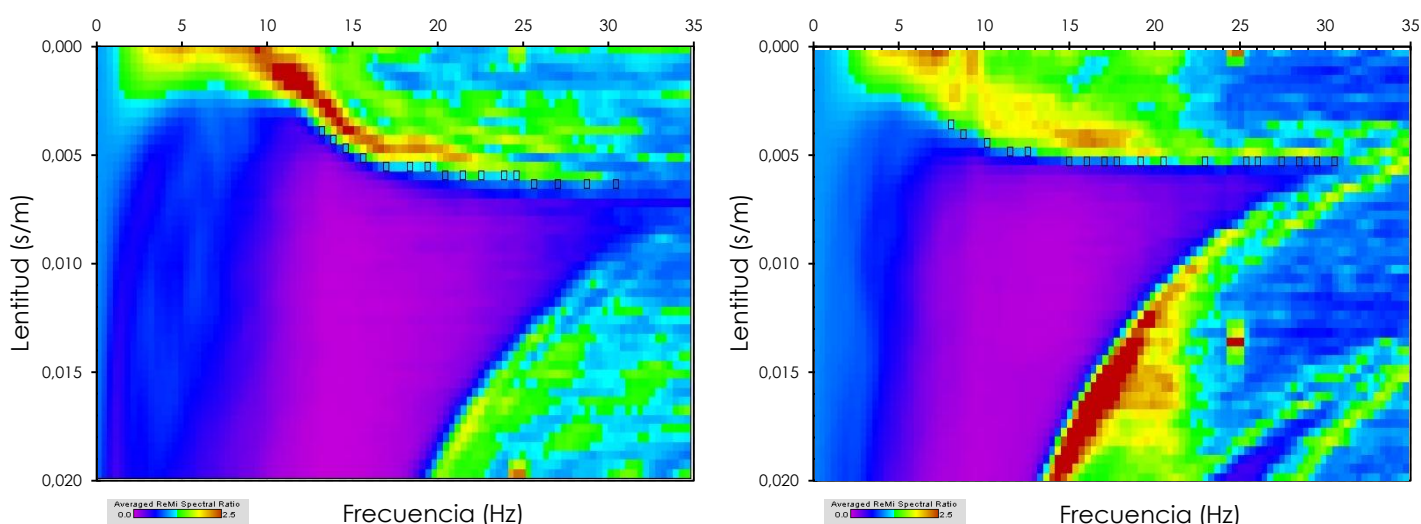


Figura 5.13: Curvas de dispersión, lentitud (s/m) – frecuencia (Hz) perfil PS-5 (izq.) y PS-6 (der.)

Las siguientes figuras describen el comportamiento en profundidad de la propagación de velocidad de onda de corte. Se observa un aumento de la velocidad de ondas de corte en profundidad, asociado a un aumento de rigidez en la columna de suelo.

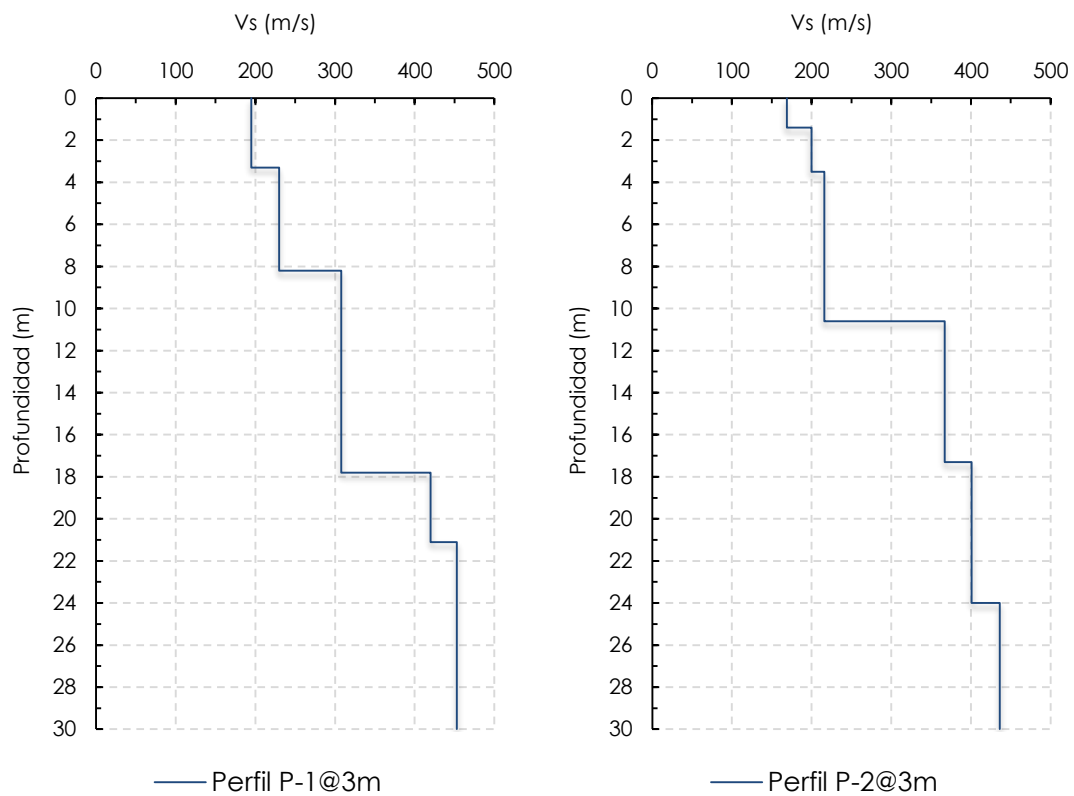


Figura 5.14: Vs (m/s) en profundidad, perfiles PS-1, PS-2

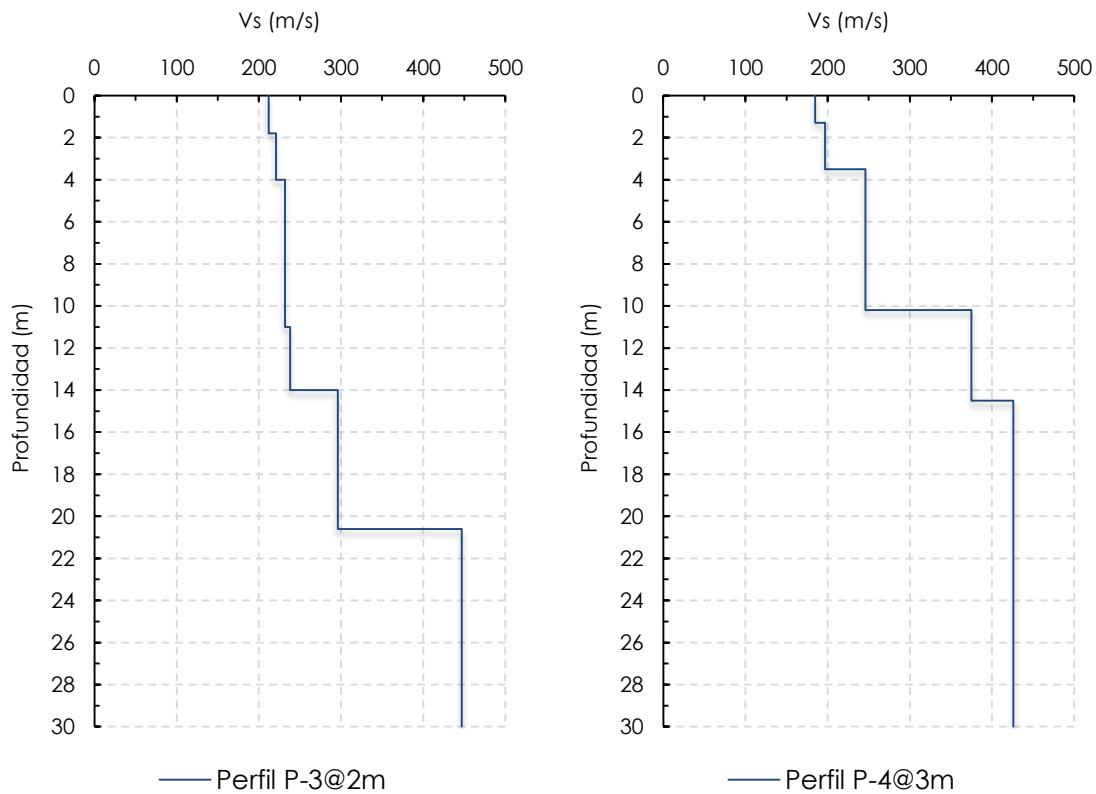


Figura 5.15: Vs (m/s) en profundidad, perfiles PS-3, PS-4

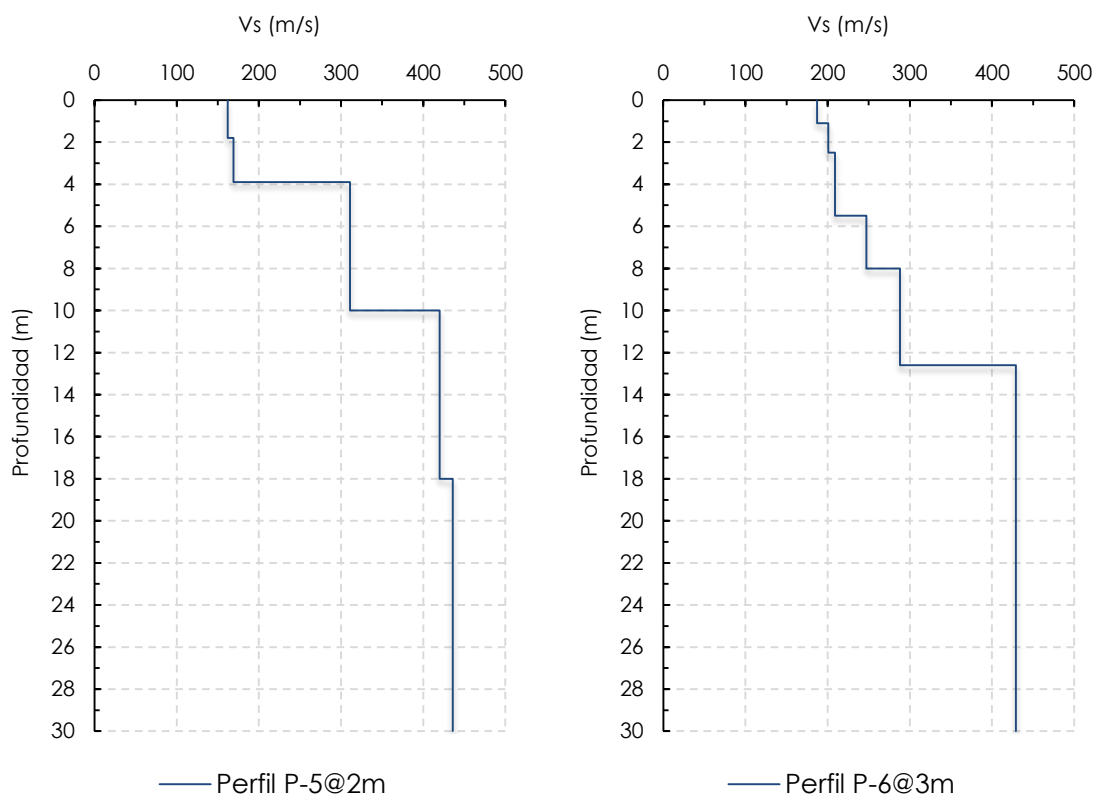


Figura 5.16: Vs (m/s) en profundidad, perfiles PS-5, PS-6

A partir de los perfiles de velocidad mostrados anteriormente, se observa claramente una tendencia de aumento de Vs en los primeros 5 arreglos, a partir de los 4 m de profundidad. Particularmente el perfil PS-6 muestra un aumento marcado de Vs a partir de los 5.5 a 6 m de profundidad, lo cual guarda relación con la estratigrafía del sondaje SPT-4 y la detección de un estrato de arena limosa, de menor compacidad, con respecto al resto de los sondajes. Por lo tanto, los resultados medidos son absolutamente concordantes con la información obtenida a partir de la exploración mediante sondajes.

La Tabla 4.16, muestra el valor de Vs30 para cada perfil medido, a partir de esta y de acuerdo a lo indicado por el DS N°61 "Diseño sísmico de edificios", el valor de Vs30 queda caracterizado por el perfil más desfavorable, que en este caso corresponde a 288 (m/s).

Tabla 5.16: Resultados ensayo ReMi

PERFIL	V_{s30} (m/s)	ERROR RMS (m/s)
PS-1	311	8.8
PS-2	301	8.7
PS-3	288	10.1
PS-4	323	8.8
PS-5	335	9.4
PS-6	312	10

5.5. Resultados del ensayo de penetración estándar

En los sondeos realizados se ejecutó el ensayo SPT (ASTM D1586, 2011; NCh3364, 2014), donde fue posible obtener el registro de penetración cada 1 m de avance (en suelo).

El número de golpes registrado en el ensayo SPT debe ser corregido por múltiples factores, los cuales consideran por ejemplo: el diámetro de la perforación, el uso de tubo guía, longitud de barras que penetran el suelo y el nivel de energía aplicado durante el ensayo. La energía que se proporciona durante el ensayo es, teóricamente dependiente de la masa que golpea las barras y su altura de caída, sin embargo, estos valores se encuentran afectados a reducciones debido a la manipulación misma que ofrece el operador, por lo que diferentes niveles de energía pueden ser efectivamente aplicadas a la penetración de la cuchara.

Es por estos motivos, que el índice de penetración estándar medido en terreno debe ser corregido por una serie de factores que se detallan a continuación, con el fin de obtener el parámetro $(N_1)_{60}$.

5.5.1. Corrección por confinamiento

De acuerdo a lo establecido en DS N°61 "Diseño Sísmico de Edificios" (MINVU, 2011), el índice N_1 , correspondiente al índice de penetración normalizado por presión de confinamiento de 1

kg/cm² o 0.1 Mpa, aplicable solo a suelos que clasifican como arenas (SM, SP, SW, SP-SM, SW-SM) y cuya expresión se detalla a continuación:

$$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \frac{\sigma'_v}{P_a}}$$

C_N : Factor de corrección por confinamiento, según Kayen *et. al* (1992)

P_a : Presión atmosférica

σ'_v : Tensión efectiva de confinamiento

La expresión anterior se encuentra acotada a un valor máximo de $C_N = 1.7$

5.5.2. Corrección por energía transferida al SPT

Dada la variabilidad que hoy existe entre los tipos de martillos utilizados en el SPT y el equipamiento (barras, uniones, cabeza de golpe, etc.), así como también la experiencia del operador y el tipo de suelo, es que este factor de corrección toma en cuenta todos estos aspectos y realiza la corrección del número de golpes registrado en terreno, mediante el factor:

$$C_E = \frac{ETR}{0.60} = \frac{EMX}{0.60 * E(t)}$$

Donde:

ETR : Proporción de energía transmitida, con respecto a la teórica

EMX : Máxima energía transmitida, calculada a través de la medición

$E(t)$: Energía teórica (caída libre)

La energía teórica se establece a partir de una caída libre del martinete, de 63.5 Kg de una altura de 76 cm sobre el sistema de barras, obteniéndose lo siguiente:

$$E(t) = m * g * h = 63.5 * 9.81 * 0.76 = 473 \text{ N} * m = 0.473 \text{ KN}$$

La normalización a 60%, nace a partir de la recomendación de Seed et al. (1985) y Skempton (1986) sobre la necesidad de normalizar el índice de penetración medido en terreno a un valor de referencia del 60% de la energía potencial que entrega el martillo, esto debido a la variabilidad de razones de energía aplicadas con distintos martillos.

En Chile, la norma NCh 3362 of.2014 “Geotécnica – Ensayo de Penetración Estándar”, en el capítulo A.5 “Medida de la energía aplicada al ensayo”, establece la necesidad de medir el porcentaje de energía que se está aplicando al sondaje, con respecto a la energía teórica nominal, medida en la cabeza de golpe (ASTM D 4633:2010), como requisito necesario para realizar la evaluación potencial de licuación.

La medición de energía en la máquina (Hanfaring HF-3, Drilling Machine), fue realizada mediante el equipo SPT Analyzer de la empresa Pile Dynamics Inc., mediante el montaje de una barra instrumentada bajo la cabeza de golpe en la máquina de sondaje. Las siguientes figuras muestran el equipo Analyser:

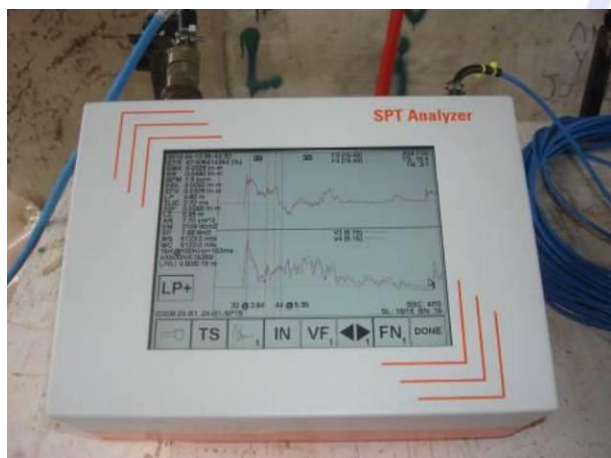


Figura 5.17: SPT Analyser

Los resultados de la medición en el sondaje SPT-6, fueron procesados mediante software Pile Driving (2010.125) y PDIPlot (2016.1.56.3), y se muestran en la Tabla 4.17

Tabla 5.17: Resultados medición de energía SPT-6

SPT N°	N	PROFUNDIDAD (m)	ETR (%)			
			Max	Min	Desviación Estándar	Promedio
1	1	6.55	119.3	71.00	8.20	89.20
2	2	7.55	109.8	63.30	7.80	80.40
5	3	8.55	113.9	67.60	10.10	83.00
6	4	9.55	87.34	57.19	6.56	73.06
7	5	10.55	103.00	63.90	9.00	84.7
Valor promedio					8.33	82.07

Del análisis de los resultados, se observó que los ensayos SPT entregan una transferencia de energía aceptable, con un promedio de 82% y una desviación estándar de 8.3%.

Debido a que las mediciones de energía fueron realizadas en estratos que presentaron rechazo, se empleara como ETR el valor promedio, menos la desviación estándar, es decir un 74%. Por lo que se puede inferir que el equipo de sondaje evaluado, del 100% de energía teórica pierde un 26%.

Los análisis y resultados en detalle de la medición se adjuntan en anexo 8.

5.5.3. Corrección por longitud de barras de perforación

Aoki et al. (2007) encontraron que la energía aplicada durante el ensayo, disminuye (número de golpes aumenta) considerablemente para longitudes de barra $L < 10$ m, por lo que era necesario corregir el índice de penetración por este efecto rigidizante que produce una corta longitud de barras. Para el presente estudio se han considerado los factores de corrección de Youd et al. (2001), que se indican en la Tabla 5.18.

Tabla 5.18: Factores de corrección por efecto de longitud de barras (Youd et al., 2001)

LONGITUD DE BARRAS (m)	C_R
> 10	1.00
6 – 10	0.95
4 – 6	0.85
3 – 4	0.80
< 3	0.75

5.5.4. Corrección por diámetro de la perforación

Existe también un efecto del diámetro de la perforación, el cual al aumentar más allá de los 100 mm produce un efecto de relajación de tensiones en el fondo de la perforación en una forma similar a lo que ocurre en el caso del hincado de pilotes. La Tabla 5.19 muestra los valores del factor de corrección por diámetro de la perforación sugeridos por Skempton (1986).

Tabla 5.19: Factores de corrección por diámetro de la perforación (Skempton, 1986)

DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN (mm)	C_B
65 – 115	1.00
150	1.05
200	1.15

5.5.5. Corrección por uso de tubo guía

Si se usa un tubo tomamuestras (*liner*) el índice de penetración estándar medido en terreno aumenta considerablemente debido a la disminución del diámetro por el cual se introduce el suelo, además del efecto rigidizador. Seed et al. (2001) sugieren un factor de corrección por uso de cuchara normal sin *liner*, como:

$$C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$$

Sin embargo, en el sondaje, no se utilizó un *liner*, por lo tanto, se ha considerado un factor $C_S = 1.0$

5.5.6. Índice de penetración estándar corregido

Con todo lo anterior, el índice de penetración estándar medido de terreno es corregido por todos los factores antes mencionados, dando a lugar al índice de penetración corregido, como:

$$(N_1)_{60} = N_1 * C_E * C_B * C_R * C_S$$

Dónde:

$(N_1)_{60}$: Índice de penetración estándar corregido al 60% de la energía efectiva.

N_1 : Índice de penetración estándar corregido por confinamiento.

C_E : Corrección por energía aplicada

C_B : Corrección por diámetro de perforación

C_R : Corrección por longitud de barras

C_S : Corrección para muestreadores con o sin tubo guía

5.5.7. Índice de penetración estándar corregido por el contenido de finos

Seed (1985) notó un aparente incremento de la resistencia cíclica del suelos (CRR) con el incremento del contenido de finos, no siendo claro si este incremento está asociado a un aumento de la resistencia a la licuación o a una disminución de la resistencia a la penetración.

Los autores que participaron en "Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", recomiendan emplear las siguientes expresiones para corregir el índice de penetración por el contenido de finos:

$$(N_1)_{60CS} = \beta * N_{1,60} + \alpha$$

Dónde los coeficientes que acompaña la expresión, se determinan de la siguiente forma:

$(N_1)_{60CS}$: Índice de penetración estándar corregido al 60% de la energía efectiva y por el contenido de finos.

Si el contenido de finos, $FC \leq 5\%$

$$\beta = 1$$

$$\alpha = 0$$

Si el contenido de finos, $5 < FC \leq 35\%$

$$\beta = \left(0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}\right)$$
$$\alpha = e^{\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right)}$$

Si el contenido de finos, $FC \geq 35\%$

$$\beta = 1.2$$

$$\alpha = 1.0$$

Las siguientes figuras muestran los registros SPT medidos en terreno (sin corregir)

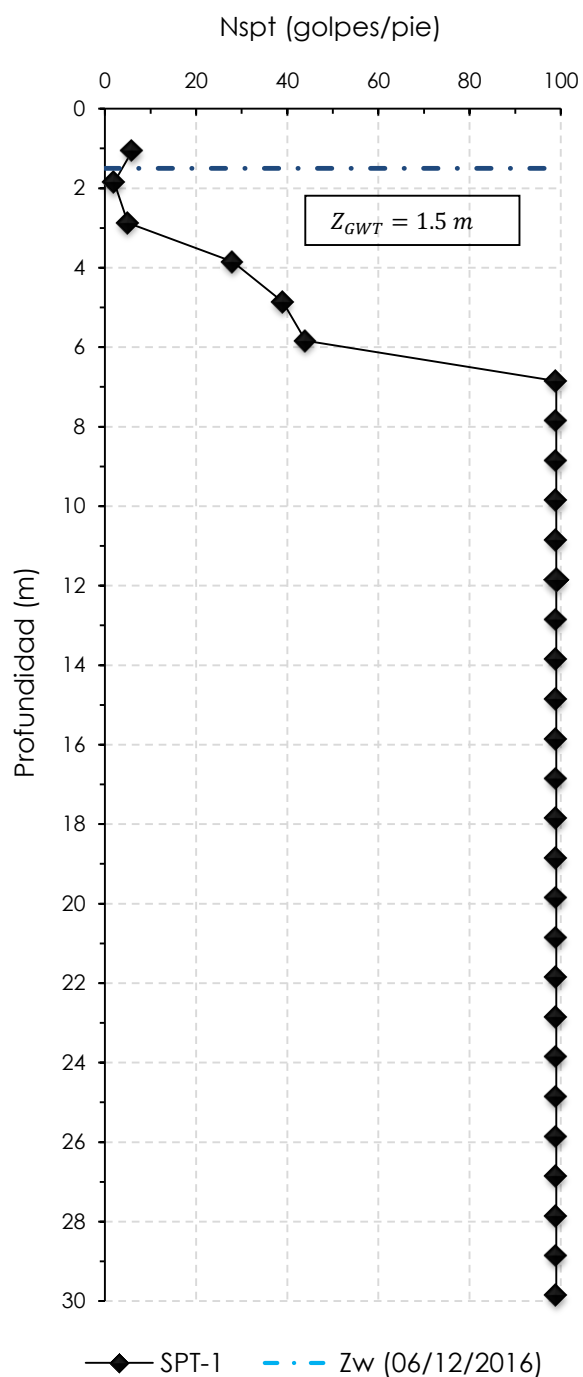


Figura 5.18: Registro del índice de penetración estándar SPT-1

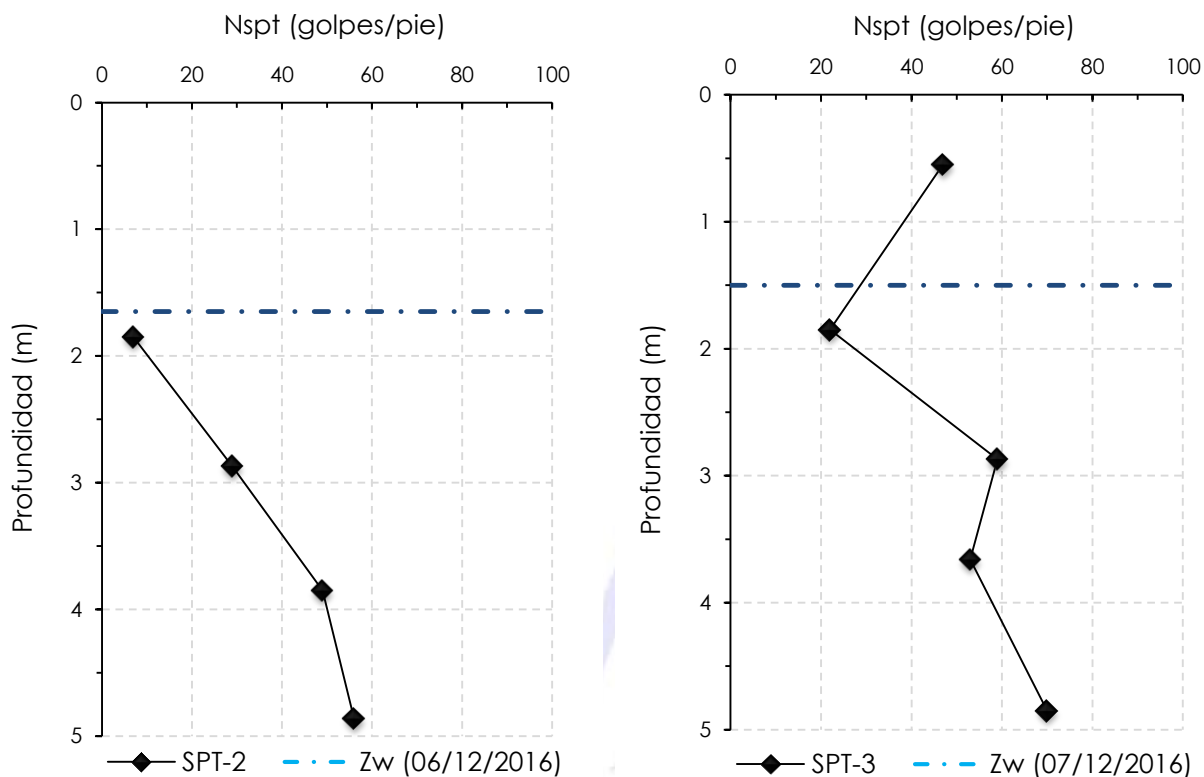


Figura 5.19: Registro del índice de penetración estándar SPT-2 y SPT-3

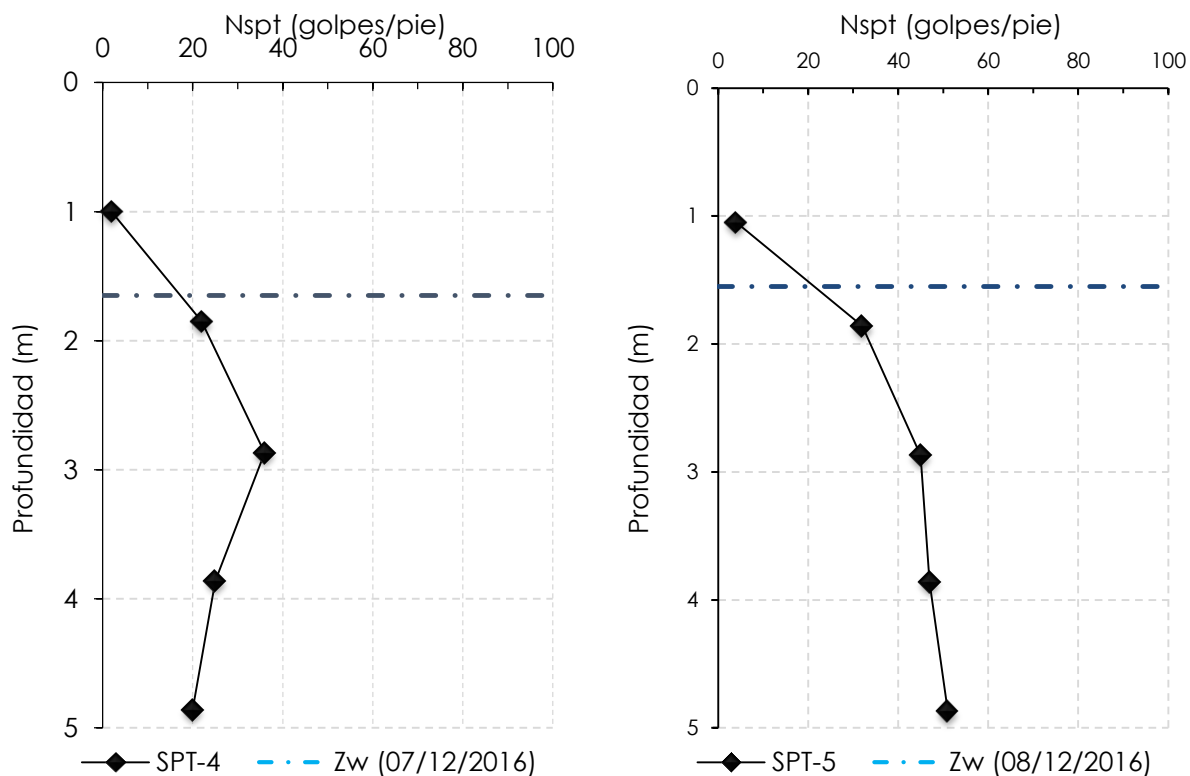


Figura 5.20: Registro del índice de penetración estándar en SPT-4 y SPT-5

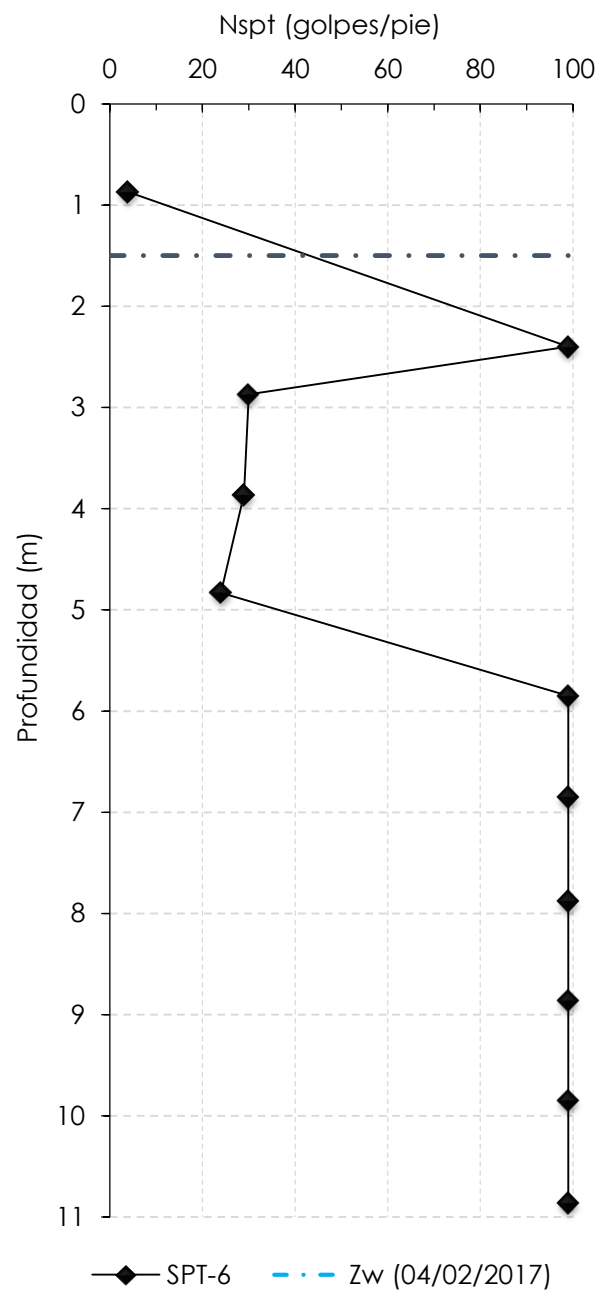


Figura 5.21: Registro del índice de penetración estándar en SPT-6

Debido al tipo de suelo analizado y considerando los registros de penetración de terreno (sin corregir), se observan índices inferiores a los 25 golpes/pie, asociados a suelos de compacidad media a suelta, que pudiesen ser potencialmente licuables. Las siguientes figuras muestran los registros de penetración corregidos.

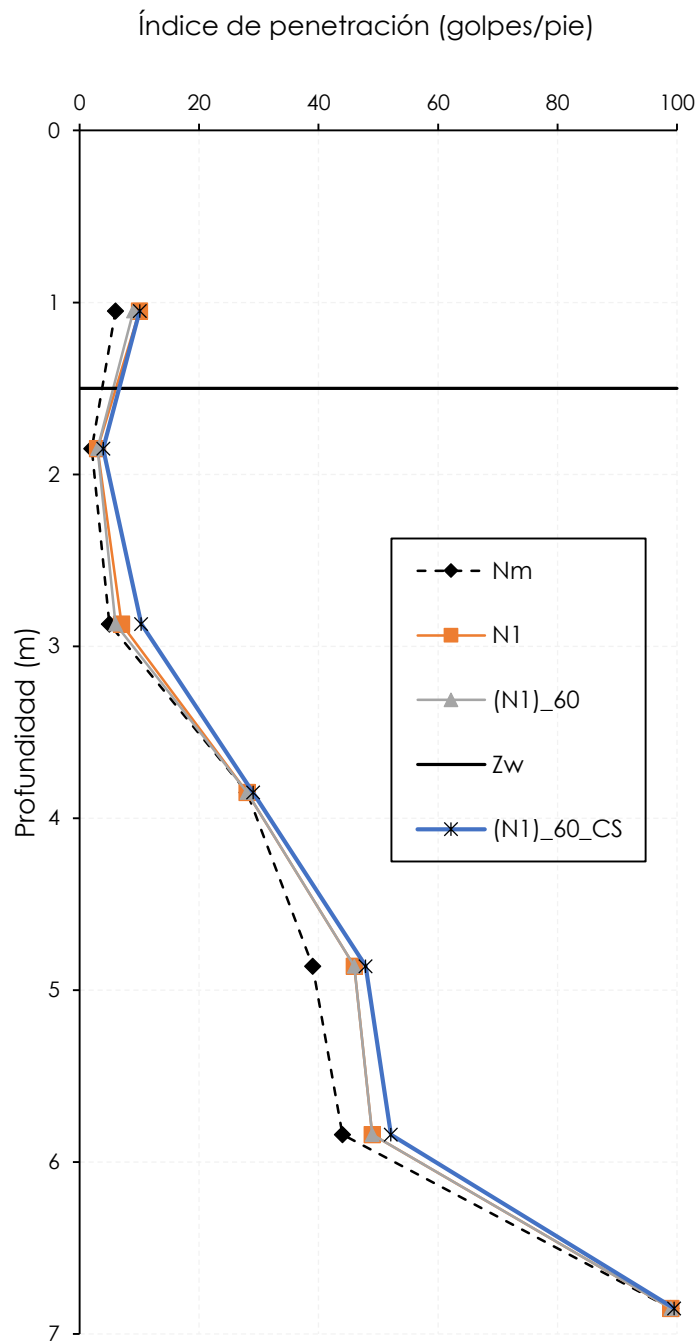


Figura 5.22: Registro de penetración estándar corregido, SPT-1

(*) Nota: Bajo los 7 m de profundidad se detecta material fuertemente cementado, que presenta rechazo al SPT, por tanto carece de sentido realizar correcciones a este material.

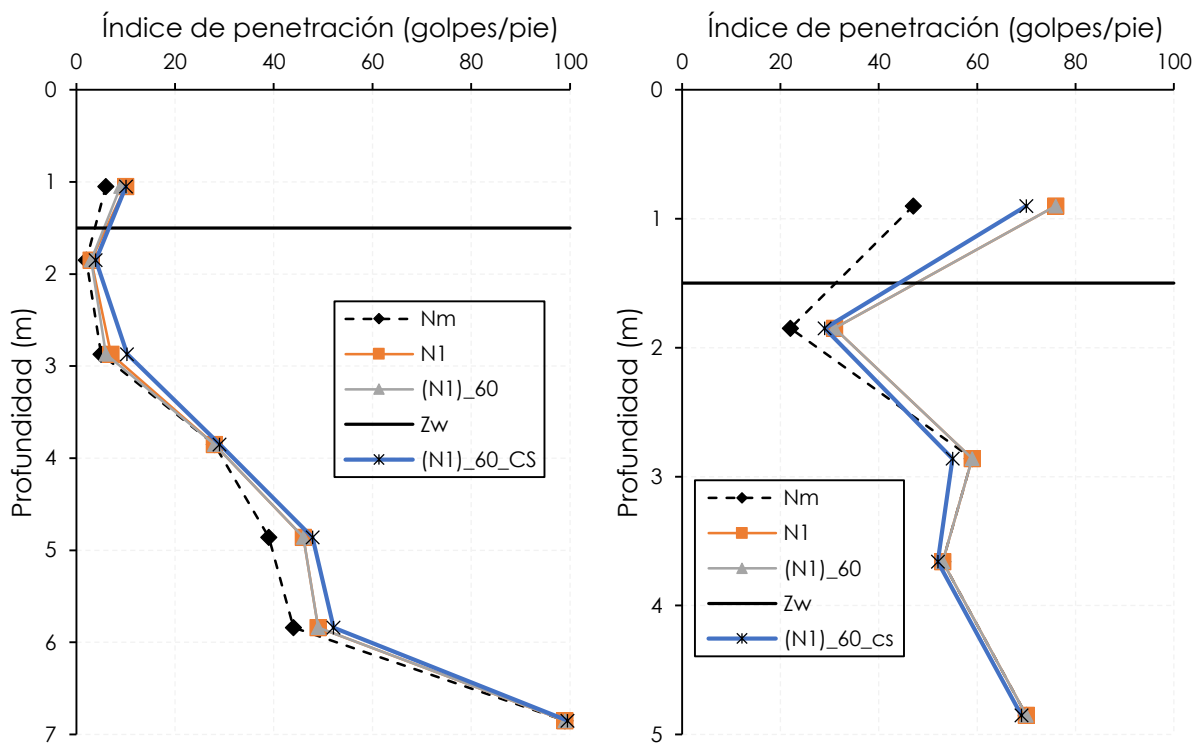


Figura 5.23: Registro de penetración estándar corregido, SPT-2 y SPT-3

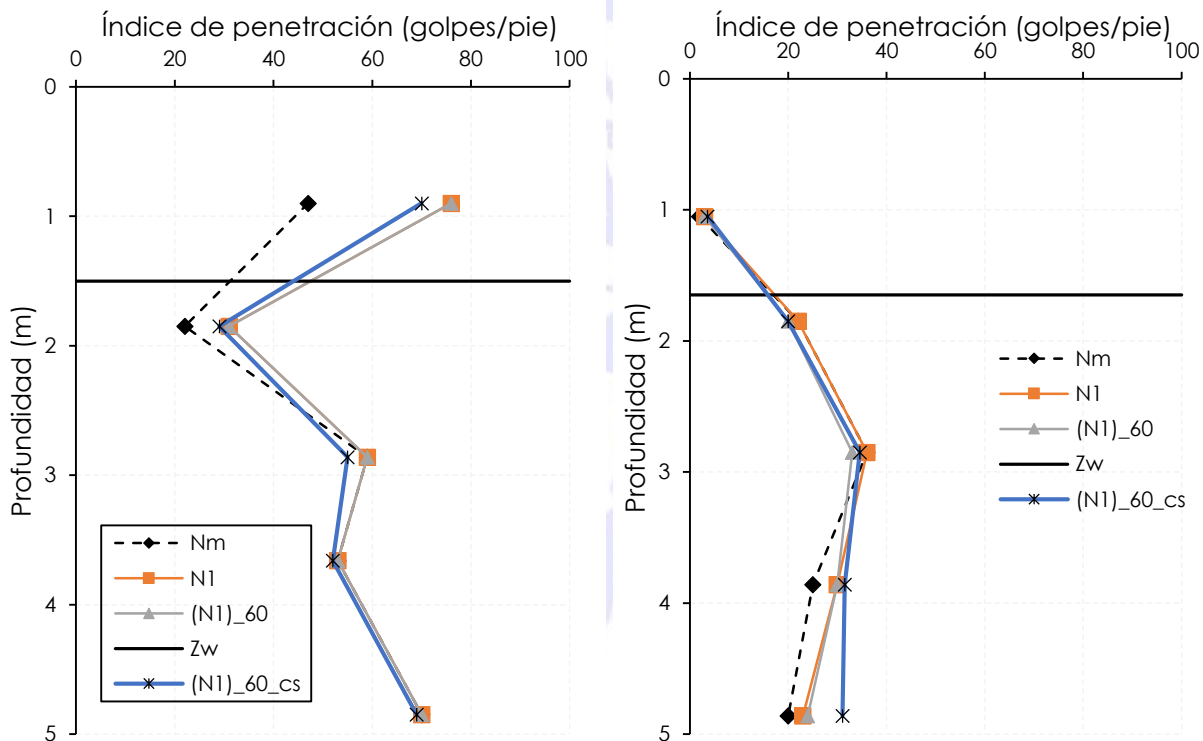


Figura 5.24: Registro de penetración estándar corregido, SPT-4 y SPT-5

Considerando los antecedentes del terreno en estudio, expuestos en el capítulo 2 y considerando que el suelo analizado es de tipo arenoso, con nivel freático cercano a la superficie, estado de compacidad medio a suelto en los primeros metros y los índices de penetración son en algunos casos inferiores a 25 golpes/pie, es necesario analizar la susceptibilidad a licuación ante eventos sísmicos, que pueden presentar el estrato H-1 y H-2.

Nota: No se realizan correcciones para el sondaje SPT-6, puesto que en él no se realizaron ensayos de clasificación completa, tal como se señala en el punto 4.3.1.

5.6. Susceptibilidad de licuación

La licuación se define como la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado líquido, como consecuencia del incremento de la presión de poros y reducción de la tensión efectiva (Marcuson 1978). El incremento de la presión de poros es inducida por la tendencia de los materiales granulares a compactar cuando se someten a deformaciones de corte cíclica. El cambio de estado ocurre más fácilmente en suelos granulares sueltos a moderadamente densos con pobre drenaje, tales como arenas limosas o arenas entre capas de sedimentos impermeables. A medida que ocurre licuación, el estrato de suelo se ablanda, permitiendo que se produzcan grandes deformaciones cíclicas. En depósitos sueltos, el ablandamiento también es acompañado por una pérdida de resistencia al corte que puede dar lugar a grandes deformaciones o incluso fluir bajo moderadas tensiones de corte.

A continuación se presenta una serie de criterios que forman parte de una metodología de evaluación del riesgo de licuación (Kramer 1996).

5.6.1. Criterio histórico

Se ha observado que la licuación ocurre frecuentemente en los mismos lugares cuando las condiciones del suelo y aguas subterráneas se mantienen constantes, es por esto que la evidencia de la ocurrencia histórica de licuación puede ser utilizada como prueba de susceptibilidad de licuación, en un determinado lugar.

Talcahuano presenta un alto porcentaje de suelos licuables, sobre los cuales se ha construido la ciudad. El terreno de febrero de 2010 posiblemente produjo licuación en muchos suelos, sin embargo el posterior tsunami eliminó las evidencias de este fenómeno (Sernageomín, 2010)

5.6.2. Criterio geológico

Las condiciones geológicas también pueden indicar susceptibilidad de licuación, por ejemplo los suelos de depósitos fluviales y eólicos, cuando se encuentran saturados, tienen una alta probabilidad de ser susceptibles de presentar licuación. Además, los procesos geológicos que dan origen a suelos con distribución de tamaño uniforme y depósitos de suelos en estado suelto, producen gran susceptibilidad a la licuación.

De acuerdo a los antecedentes geológicos disponibles, el suelo en estudio posee un origen aluvional (depósitos de aluviones), fluviales y rellenos de valle, que se encuentran saturados y en estado suelto en estratos superiores, por tanto, cumple con la condición geológica para ser susceptibles a la licuación y es necesario realizar un análisis en detalle sobre el potencial de licuación.

5.6.3. Criterio basado en la composición del suelo

Dado que la licuación requiere del desarrollo de un exceso de presiones de poro, la susceptibilidad a esta, está influenciada por las características de composición del suelo que influyen en el comportamiento de cambio de volumen del suelo. Estas características, asociadas con un gran potencial de cambio de volumen guardan relación entre otras, con el tamaño de partícula, forma y graduación.

Las arenas uniformemente graduadas y limpias, compuestas principalmente de partículas redondeadas son intrínsecamente más susceptibles a licuar, mientras que los suelos bien graduados y los suelos con granos angulares son menos susceptibles. La presencia de finos, particularmente finos plásticos ($IP > 10\%$), tiende a disminuir la susceptibilidad de licuar. Luego, considerando que gran parte de las muestras de sondajes corresponden a arenas limosas pobremente graduadas (SP-SM, SM) con menos de un 10% de finos bajo tamiz 200, se indica que reúnen las condiciones de susceptibilidad.

El riesgo de licuación de un suelo, también depende de su estado, esto es, las tensiones efectivas a las que está sometido y su densidad in situ, ya que la tendencia de un terreno a densificarse, bajo condiciones de cargas cíclicas (como un sismo), depende de su densidad y de las tensiones efectivas. Los suelos sueltos son bastante más susceptibles de licuar que los suelos densos y, para una densidad dada, los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas

altas, son más susceptibles a licuar, que los suelos bajo tensiones de confinamiento bajas, debido a que es más difícil disipar las presiones de poros.

Una de las formas de interpretar los valores del SPT, es correlacionar sus resultados con parámetros de uso común, por ejemplo, la densidad relativa. La densidad relativa es un indicador de la densidad in situ del subsuelo, en relación a sus estados de densidad mínimo y máximo. Skempton (1986) propuso la siguiente expresión para evaluar la densidad relativa, en función de los resultados del SPT.

$$D_R = 100 \cdot \sqrt{\frac{\alpha(N_1)_{60}}{60}}$$

Donde $\alpha = 0.92$ para arenas finas, $\alpha = 1.0$ para arenas de tamaño medio y $\alpha = 1.08$ para arenas gruesas. En este caso se adoptó $\alpha = 1.0$.

Luego, evaluando la expresión anterior, para los resultados obtenidos de los índices SPT corregidos, se obtiene una aproximación al perfil de densidad del terreno en profundidad.

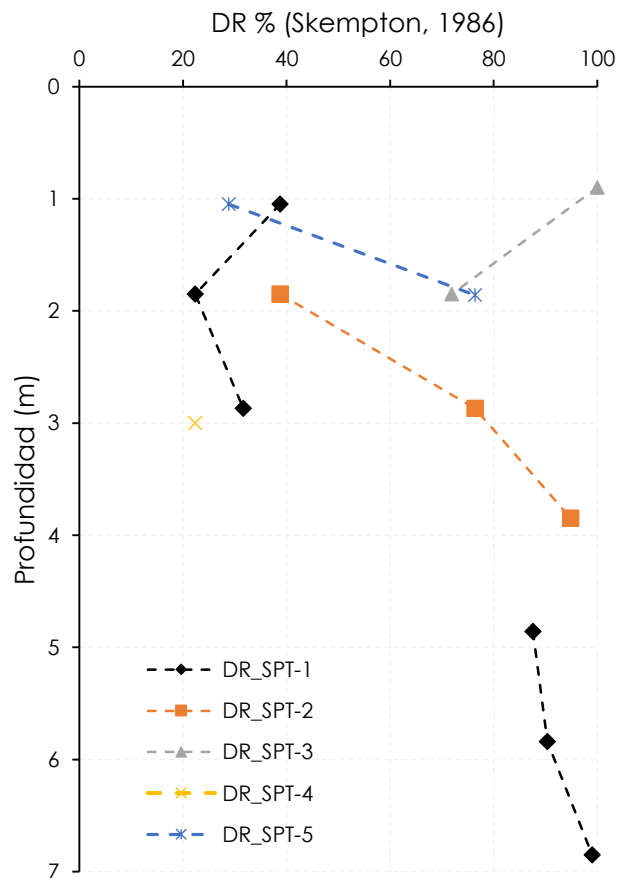


Figura 5.25: Variación en profundidad de la DR en función del SPT

De acuerdo a Das (1999), los niveles de densidad relativa en suelos granulares, se pueden asociar al estado de compactación en el cual se encuentran, tal como se muestra en la Tabla 5.20 y a la vez en la Figura 5.25, donde se observan compacidades muy sueltas, sueltas y medias dentro de los primeros 5 m de profundidad y compacidades medias a densas para profundidades mayores.

Tabla 5.20: Densidad relativa de un suelo granular y su descripción cualitativa

DR (%)	DESCRIPCIÓN CUALITATIVA
0 - 20	Muy suelto
20 - 40	Suelto
40 - 60	Medio
60 - 80	Denso
80 - 100	Muy denso

Notar que la correlación de la densidad relativa y el SPT muestran en general estados de compactación por sobre el 40%, asociados suelos medios a densos, sin embargo los sondajes SPT-1 y SPT-4, presentan estratos superficiales con DR que clasifican como suelta, lo cual indica una característica de un suelo con probabilidad de licuar.

5.7. Potencial de licuación

Uno de los métodos más empleados para realizar la evaluación del potencial de licuación, es el propuesto por Seed e Idriss, cuyo procedimiento se basa en los datos obtenidos a partir del ensayo de penetración estándar (SPT).

La filosofía principal de éste método es determinar dos variables; una de ellas es la demanda sísmica que se espera en los estratos de suelo durante un sismo de diseño, expresada en términos de resistencia, como *CSR* (cyclic stress ratio) y, la otra variable es la resistencia del suelo para oponerse a la licuación, expresada como *CRR* (cyclic resistance ratio).

Los autores formulan la ecuación para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos *CSR* como;

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d$$

Notar que la expresión anterior está limitada para índices de penetración inferior a 34 goles/pie. Ahora bien, para valores mayores a 30 golpes/pie el suelo se encuentra muy compacto para experimentar licuación.

Con todo lo anterior, se puede obtener un factor de seguridad, que indica si el estrato de suelo analizado es potencialmente licuable o no, el cual se define como:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR}$$

Para el análisis de licuación se han considerado los parámetros indicados en la Tabla 4.21

Tabla 5.21: Parámetros para el análisis del potencial de licuación

PARÁMETRO	VALOR
PGA (Zona III)	0,4
Magnitud del terremoto	8.0
Nivel freático (m)	1.50
MSF que modifica CSR a un sismo de 8.0 Richter	0.84

La aceleración máxima en superficie se obtuvo de la norma chilena NCh433 Of.1996 Mod. 2009, para zona II.

Se entrega a continuación el detalle con el cálculo del potencial de licuación asociado a cada sondaje, se debe observar que el factor de seguridad indicado anteriormente, señala que si $FS < 1$ el estrato de suelo es potencialmente licuable, por otro lado, si $FS > 1$ el estrato de suelo analizado, no es licuable.

El detalle asociado al cálculo de licuación es entregado en el anexo 6.

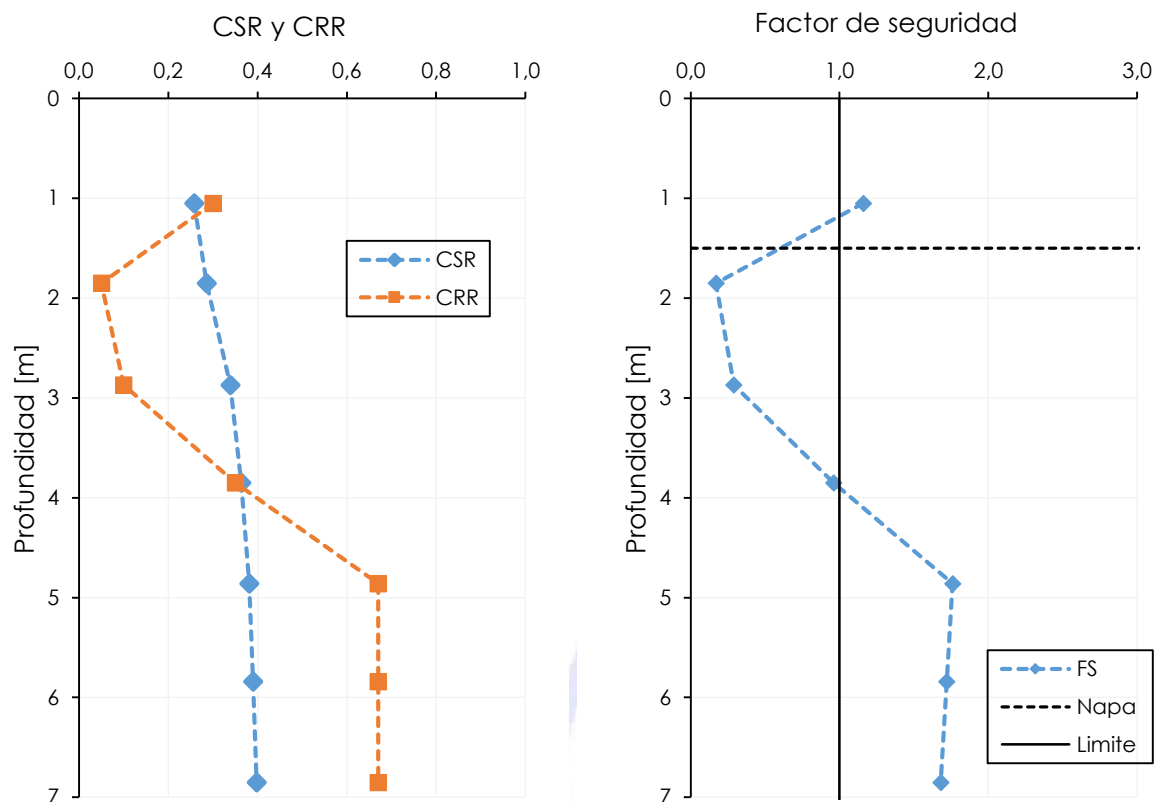


Figura 5.27: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-1

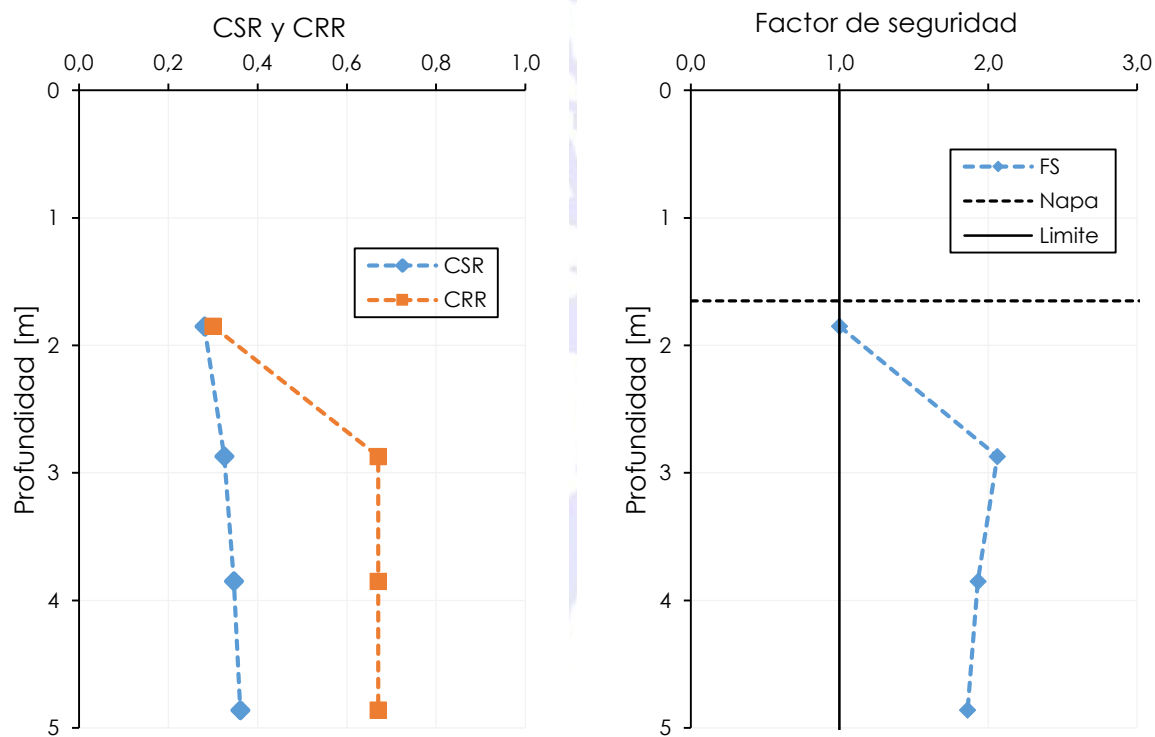


Figura 5.28: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-2

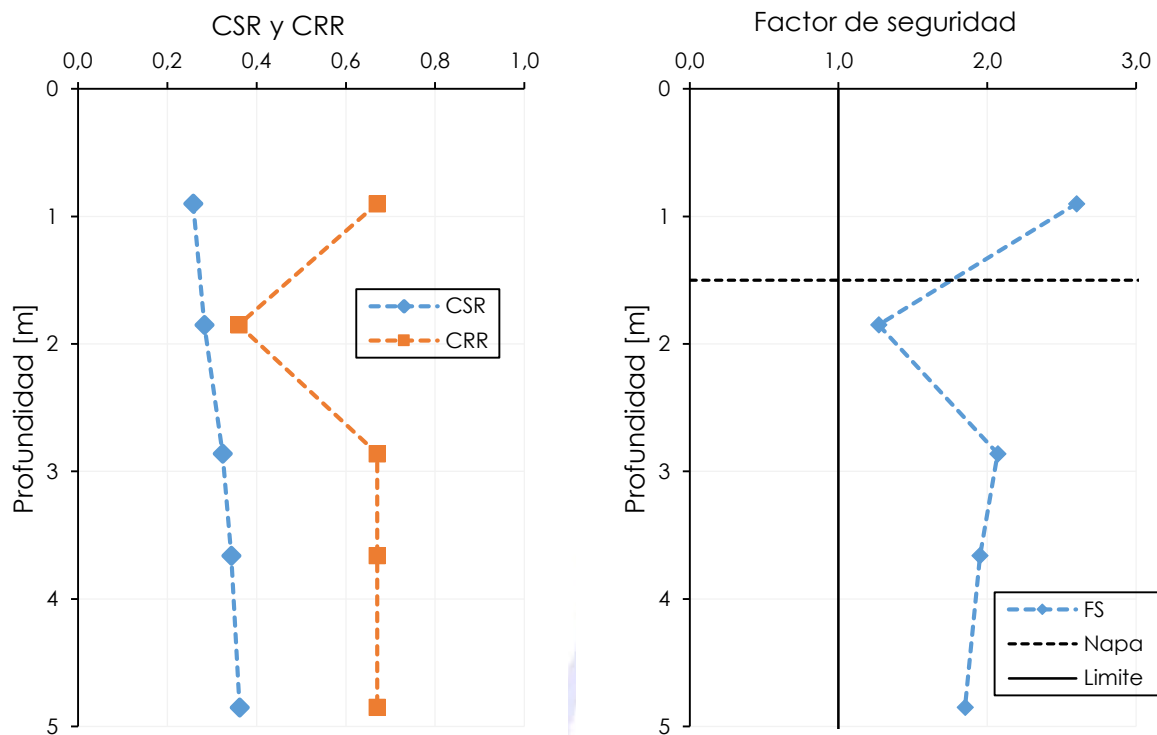


Figura 5.29: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-3

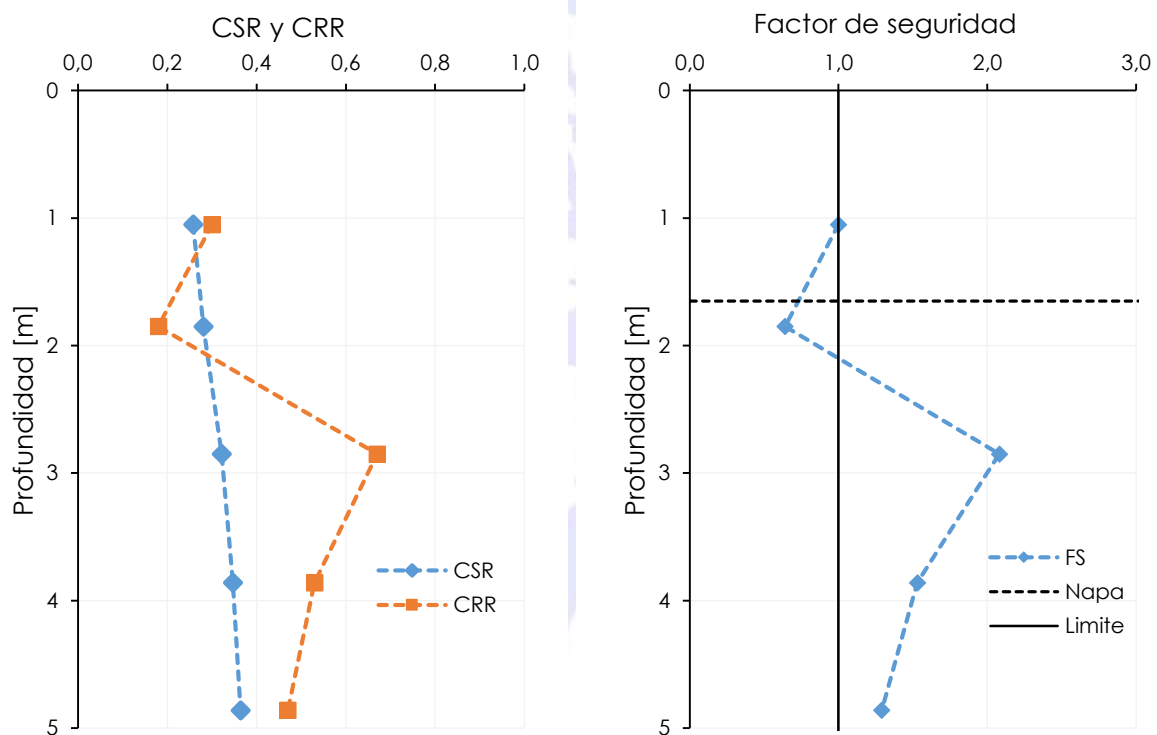


Figura 5.30: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-4

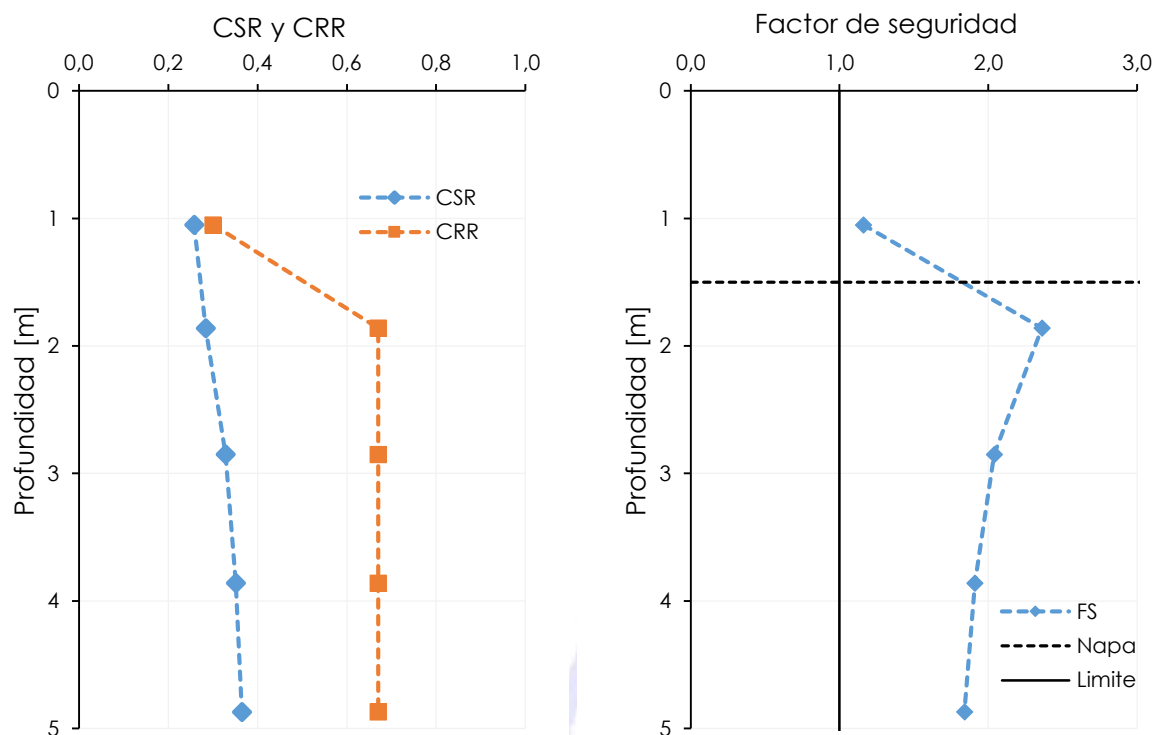


Figura 5.31: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-5

Del análisis realizado se concluye la presencia de estratos potencialmente licuables en 2 de los 5 sondeos ejecutados, cuyo detalle se resume en la Tabla 4.22

Tabla 5.22: Estratos potencialmente licuables en sondeos

SONDAJE	PROFUNDIDAD DE SONDAJE Z_p (m)	COTA DE TERRENO (m)	ESTIMACIÓN DE ESTRATO POTENCIALMENTE LICUABLE (m)	ASENTAMIENTO EN SUPERFICIE (cm)
SPT-1	30.0	2.53	1.5 a 3.5	7.15
SPT-2	5.0	2.76	No presenta	-
SPT-3	5.0	2.85	No presenta	-
SPT-4	5.0	2.51	1.55 a 2.0 (puede ser despreciado, por el tipo de suelo)	1.03
SPT-5	5.0	2.54	No presenta	No presenta

A modo de verificar los cálculos anteriores, las Figuras 4.31 y 4.32 muestran las salidas gráficas del programa LiquefyPro V4.5D, para los sondajes SPT-1 y SPT-4, donde se observa que los estratos potencialmente licuables, concuerdan con lo indicado en el capítulo 4.7.

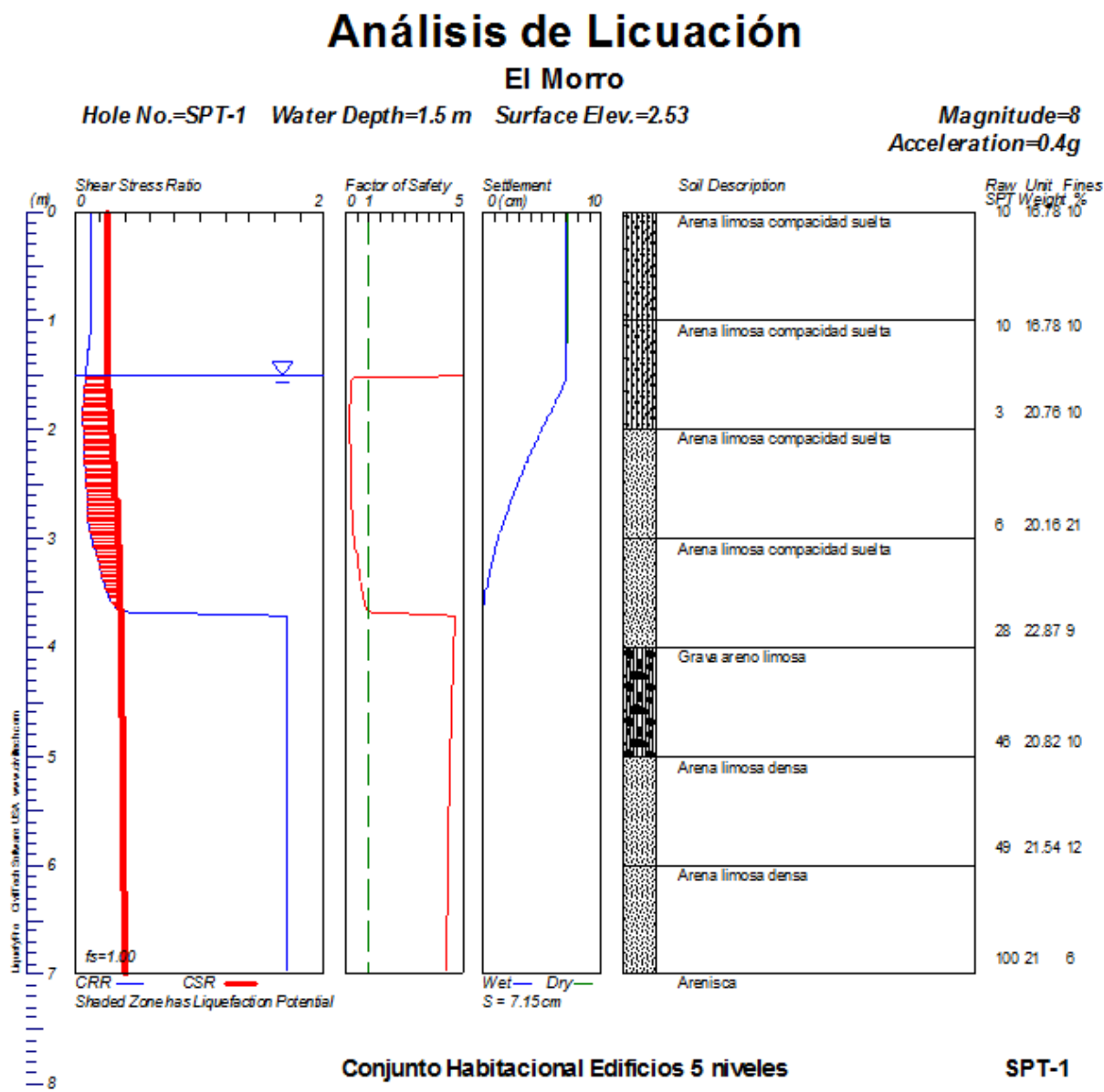


Figura 5.32: Potencial de licuación en sondaje SPT-1

Análisis de Licuación

El Morro

Hole No.=SPT-4 Water Depth=1.5 m Surface Elev.=2.51

Magnitude=8
Acceleration=0.4g

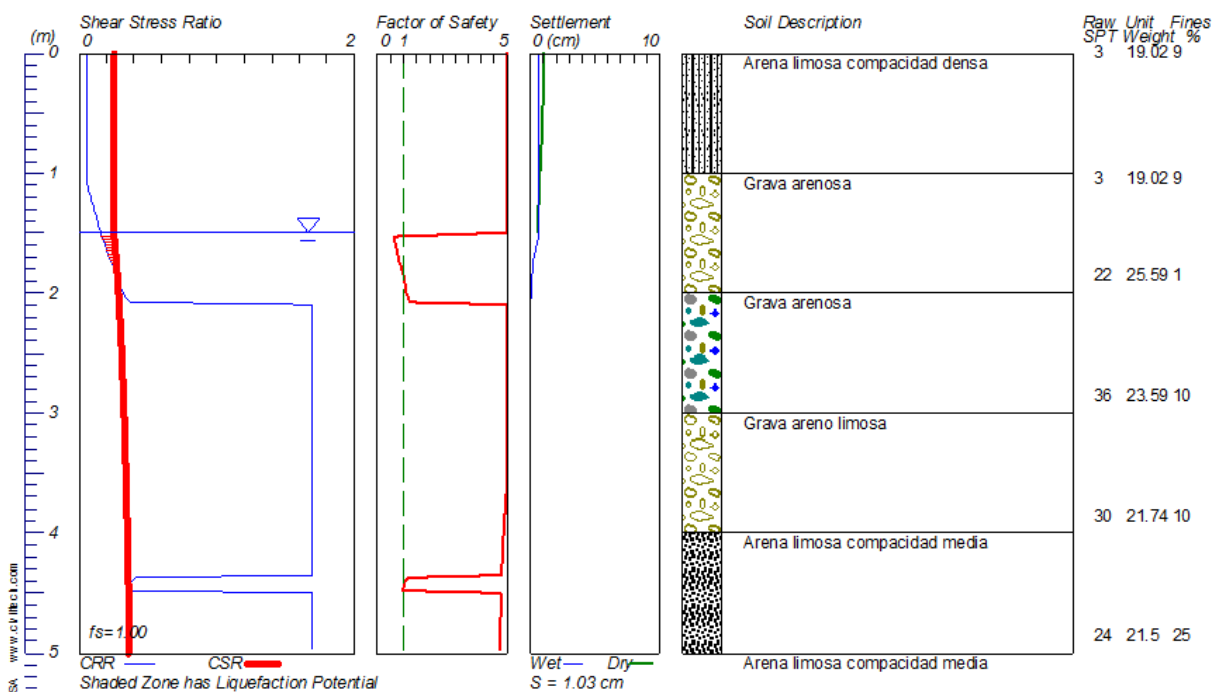


Figura 5.33: Potencial de licuación en sondaje SPT-4

Para los sondajes SPT-1 y SPT-4, la zona potencialmente licuable se encuentra aproximadamente a un nivel relativamente superficial comprendido entre 1.5 a 3.5 m de profundidad, con asentamientos por licuación estimados en 7 y 1 cm, respectivamente. Por tanto del análisis realizado se concluye, que existe la presencia de suelo potencialmente licuable.

Luego, es necesario analizar la información de base disponible, para lo cual se analiza la información de base disponible, correspondiente a los sondajes SPT-16 y SPT-17 (de mayor cercanía a la zona en análisis), ejecutados por J.A. Ingeniería Ltda. en 2011, cuyos resultados se muestran a continuación:

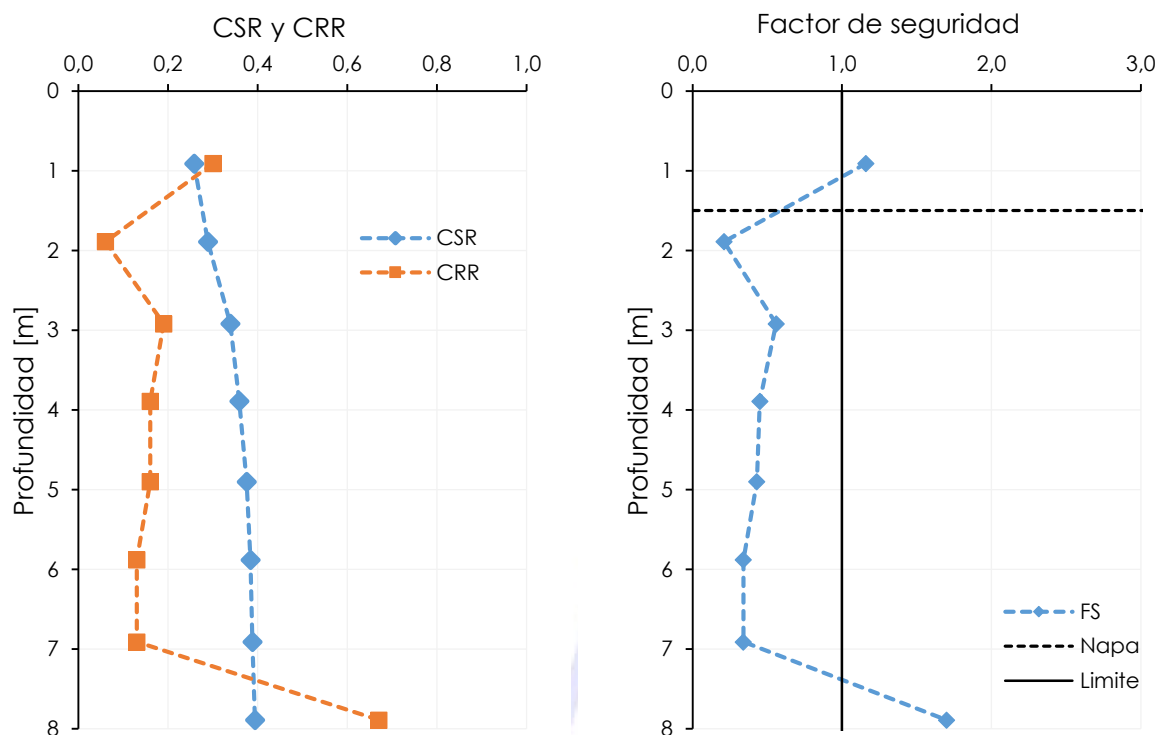


Figura 5.34: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-16 (2011)

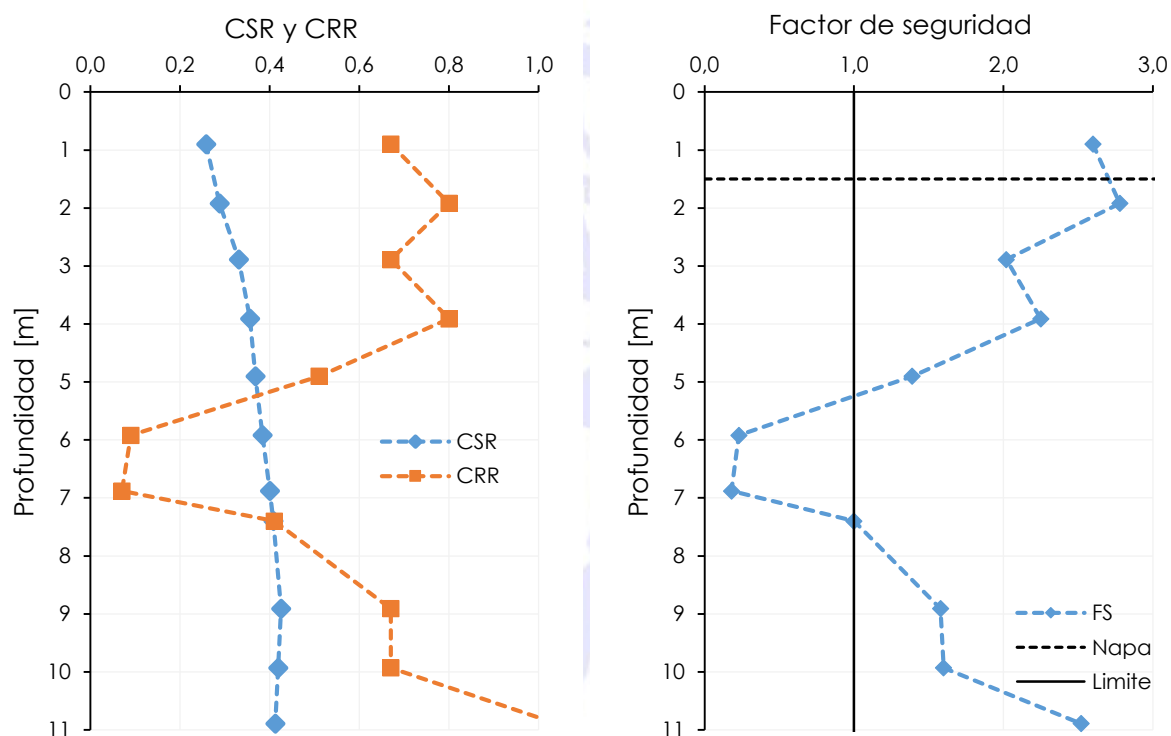


Figura 5.35: Factor de seguridad del análisis del potencial de licuación y CSR/CRR, SPT-17 (2011)

El análisis de potencial de licuación en sondajes SPT-16 y SPT-17 ejecutados en 2011, sugiere la presencia de estratos potencialmente licuables, sin embargo este debe ser analizado en detalle. Particularmente, el sondaje SPT-16, muestra suelo potencialmente licuable entre el nivel freático (1.5 m) y los 7.5 m de profundidad, dicho sondaje se encuentra en el entorno de los sondajes SPT-4 y SPT-6, y partir de los análisis realizados en estos, es posible descartar la licuación en profundidad, debido a que en este sector del terreno en estudio, el suelo cementado se detecta a 5.2 m de profundidad. El sondaje SPT-17, presenta un estrato potencialmente licuable entre 5.6 y 7 m, asociados a arena limosa de limos arenosos con índices SPT inferiores a 6 golpes/pie.

Ante los resultados de estos análisis, las recomendaciones de fundación de las estructuras proyectadas, se condicionan a la presencia de estratos potencialmente licuables, debiendo estas apuntar a la mitigar este fenómeno.

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los antecedentes obtenidos en terreno, producto de la exploración geotécnica y resultados de ensayos de laboratorio es posible destacar los siguientes aspectos:

- La condición estratigráfica del terreno en estudio presenta complejidad en cuanto a la clara definición de los horizontes de suelo, debido a que existe gran variación del tipo y propiedades del suelo, dentro de una superficie acotada de terreno.

De la exploración superficial realizada mediante calicatas, se detectan rellenos artificiales en una matriz arenosa limosa, caracterizados por la presencia de estructuras enterradas como losas y/o radieres pertenecientes a la empresa que realizaba antiguamente trabajos industriales en el sector. En general la matriz arenosa presenta escombros y una compacidad suelta.

En profundidad, la condición estratigráfica del suelo fue explorada mediante 1 sondaje de 30 m, 4 sondajes de 5 m y un sondaje de 11 m profundidad. La condición particular de cada sondaje es variable, existiendo grandes diferencias en el rango de compacidad del suelo, en sondajes contiguos. Sin embargo, en general, es posible observar un estrato superficial de 2.5 m de espesor caracterizado por la presencia de arenas limosas de compacidad variable (densa a suelta), del tipo SP-SM y SM. Entre 2.5 a 5 m de profundidad, se detectan estratificaciones de arenas limosas con gravas y gravas arenosas, de compacidad variable, presentando rechazo al ensayo SPT en algunos casos y en otros índices inferiores a los 10 golpes/pie.

En particular para el sondaje 1, de 30 m de profundidad, se detecta entre 5 a 7 m de profundidad, gravas arenosas, de compacidad media a densa, a las subyace un estrato de arenas limosas de compacidad densa, que se extiende hasta los 7.0 m de profundidad aproximadamente. Luego, desde los 7.0 m y hasta la profundidad explorada, se observan estratificaciones de suelo cementado, conformado por areniscas y limos, de compacidad y consistencia alta. Particularmente en sondaje SPT-6, se detectó suelo cementado a partir de los 5.2 m de profundidad.

- La Figura 6.1 muestra el trazado en planta de 4 esquemas estratigráficos, con la finalidad de exponer de manera gráfica el modelo de suelo observado en la etapa de exploración.

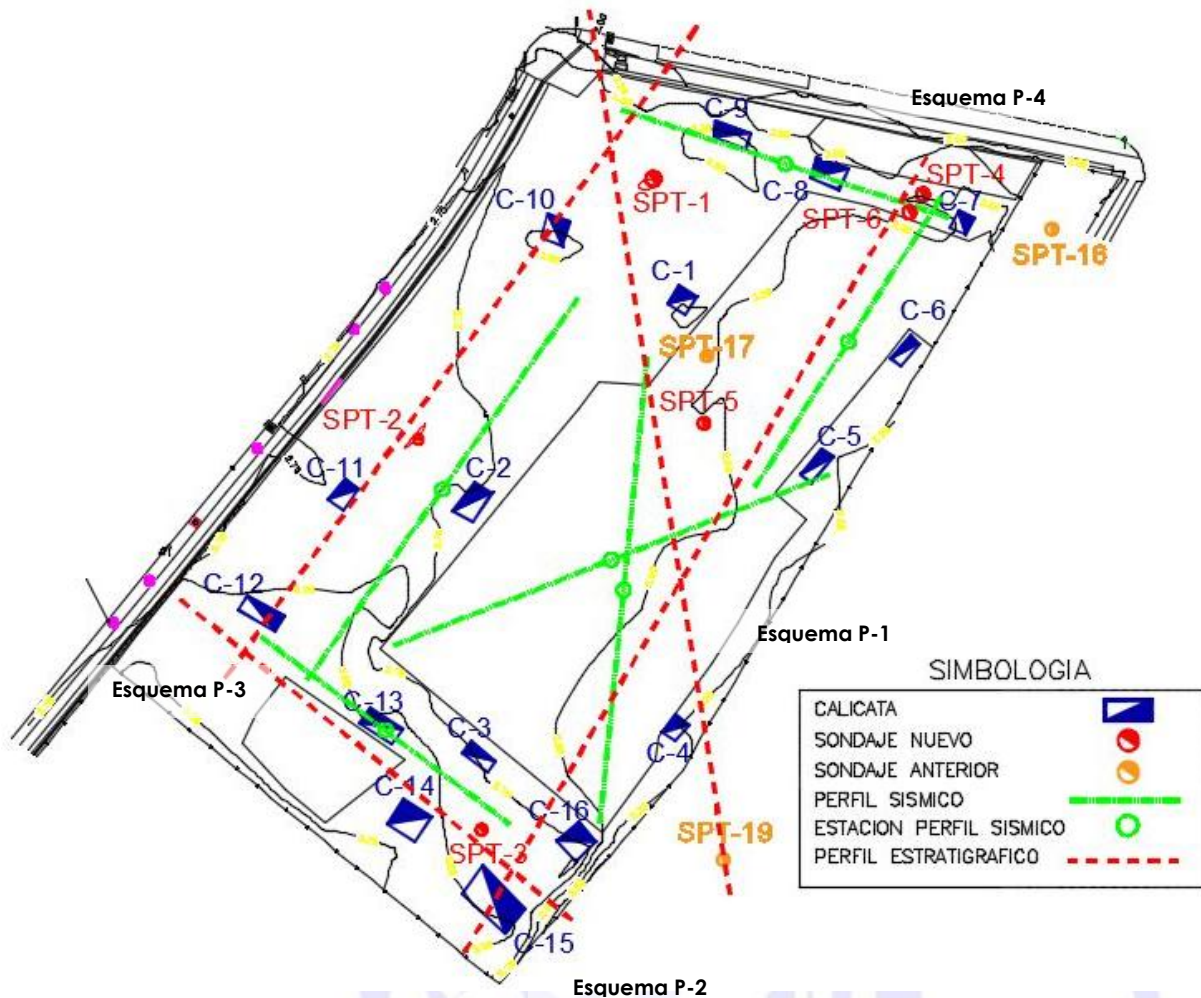


Figura 6.1: Trazado en planta de esquemas estratigráficos

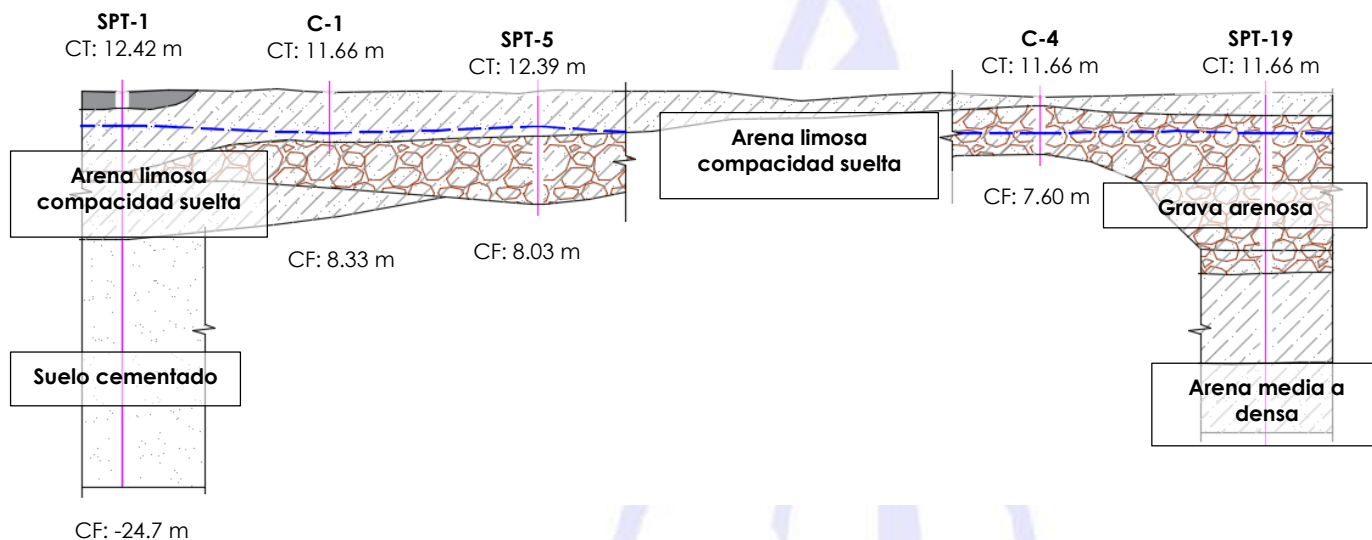


Figura 6.2: Esquema estratigráfico P-1

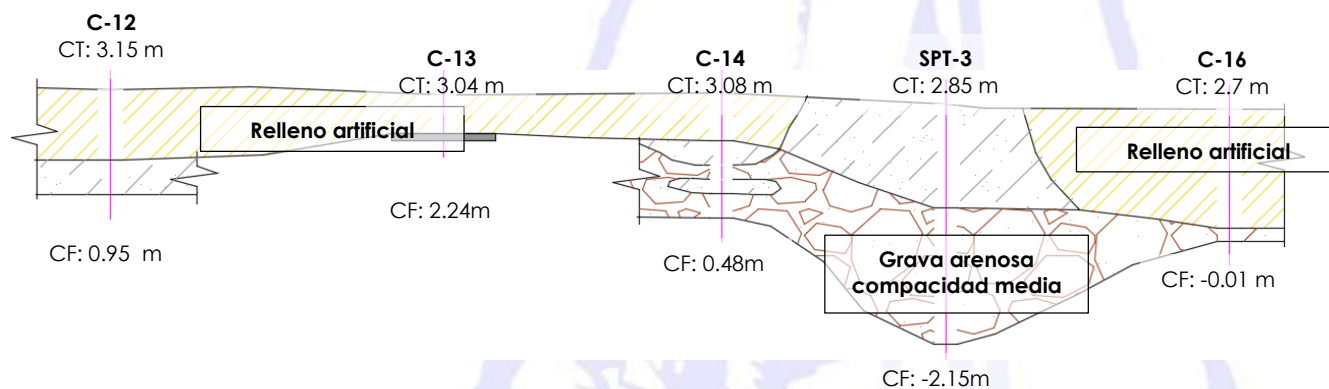


Figura 6.3: Esquema estratigráfico P-2

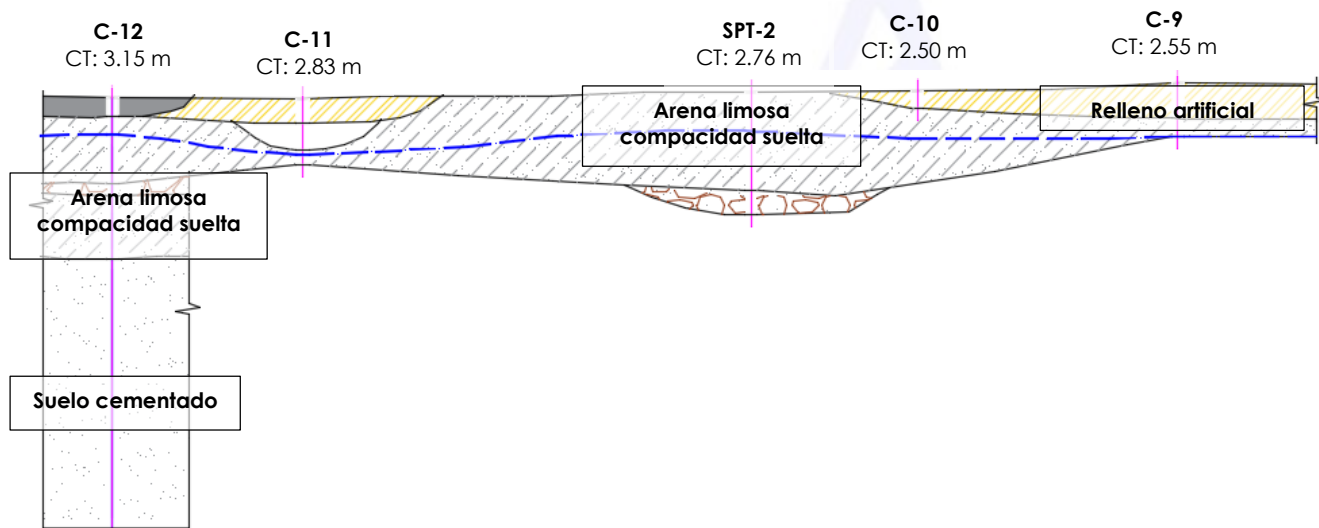


Figura 6.4: Esquema estratigráfico P-3

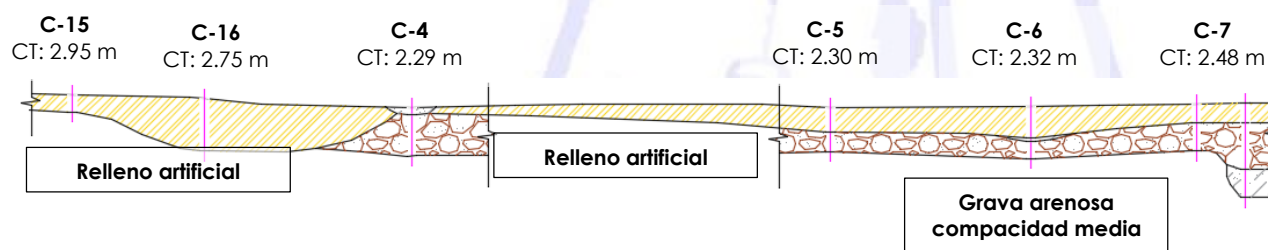


Figura 6.5: Esquema estratigráfico P-4

- En los sondeos ejecutados y en casi la totalidad de las calicatas, según lo indicado en el capítulo 4.2, se detectó la presencia de nivel freático. **Esto implica necesariamente que ante la necesidad de realizar excavaciones importantes, se deba considerar la depresión del nivel freático.**
- La medición de ondas superficiales realizada mediante 3 ensayos ReMi, describe perfiles con aumento monótono de la velocidad en profundidad, asociados a una rigidez creciente en la columna de suelo. El valor del parámetro V_{s30} que caracteriza el terreno en estudio, corresponde a la medición más desfavorable, que es igual a 288 m/s. La Figura 5.6 muestra el gráfico comparativo de las mediciones, y de ella se observa que los promedios de velocidad de ondas de corte dentro de los primeros 4 a 5 m de suelo, varían entre $150 \text{ m/s} < V_s < 220 \text{ m/s}$, lo que de acuerdo al tipo de suelo explorado y al resto de los antecedentes expuestos, puede ser asociado a suelo de compactidad media a baja.

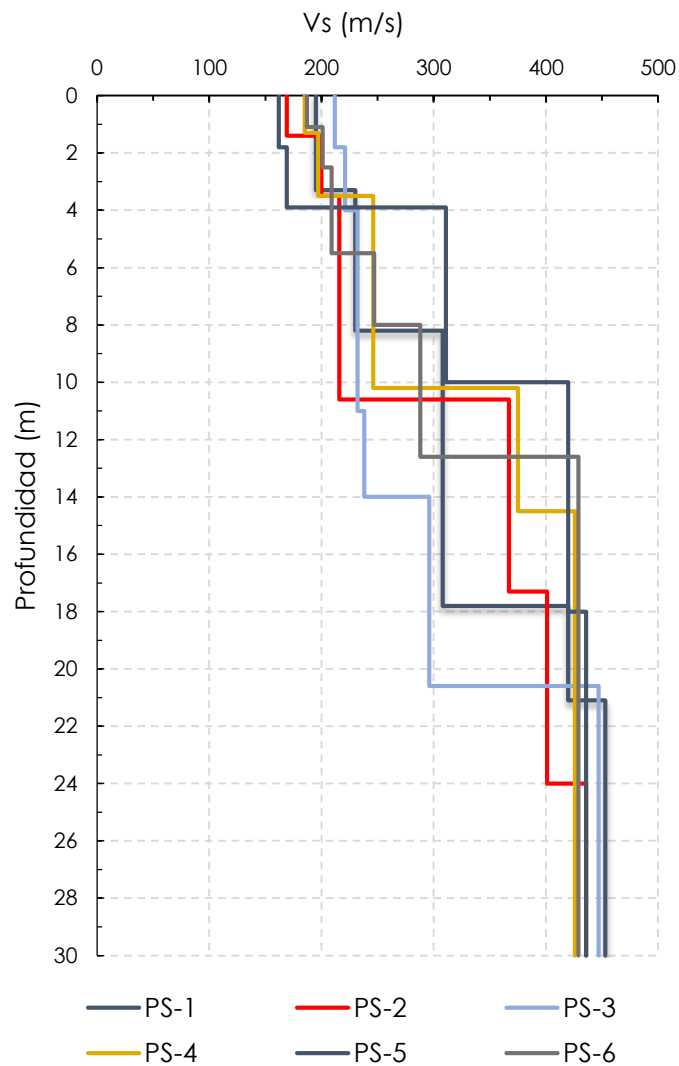


Figura 6.6: Análisis comparativo de V_s en profundidad

- De acuerdo a los antecedentes de base y por la ubicación del sector en estudio, se conoce con anterioridad, sobre su alto riesgo a presentar el fenómeno de licuación ante eventos sísmicos de importancia. El capítulo 4.7 entrega un análisis del potencial de licuación en cada uno de los sondajes que comprenden la campaña de, obteniéndose como resultado la detección de estratos potencialmente licuables, asociados a arenas limosas de compacidad media a suelta, en 2 de los 6 sondajes realizados, con mayor importancia en sondaje SPT-1, donde el estrato potencialmente licuable se entra entre el nivel freático (1.5 m) y los 3.5 m de profundidad.

7. CONCLUSIONES

Finalmente, en base a todos los antecedentes expuestos en el presente informe, producto de los trabajos de terreno realizados, los resultados de laboratorio, el análisis de gabinete y antecedentes de base disponibles, es posible factibilizar desde el punto de vista geotécnico el proyecto en estudio, considerando que la detección de estratos potencialmente licuables condiciona la fundación de estructuras, se proponen tres alternativas de mejoramiento de suelo, que tienen por objetivo mitigar el potencial de licuación. La elección final de la solución será cargo del ingeniero estructural y deberá considerar para ello todos los aspectos técnicos y económicos asociados a estas, en función de esto, se propone lo siguiente:

- **Alternativa 1:** Mejoramiento de suelo en base a columnas de grava compactada, que se extiendan hasta traspasar estratos potencialmente licuables.
- **Alternativa 2:** Mejoramiento de suelo en base a pilotes CFA de hormigón armado (Continuos Flight Auger o Pilotes de barreno continuo), que se extiendan hasta traspasar estratos potencialmente licuables.
- **Alternativa 3:** Mejoramiento de suelo masivo bajo la planta de las estructuras proyectadas, mediante la técnica de excavación y reemplazo por un material compactado, que tiene por objetivo el retiro de los estratos potencialmente licuables y las estructuras enterradas, con el fin de mitigar el fenómeno, aumentar capacidad de soporte del suelo de fundación y disminuir la posibilidad de asentamientos. **Deberá poseer un espesor mínimo de 5 m de profundidad considerando además un sobreancho de mejoramiento respecto al perímetro de la estructura.** Para tal magnitud de excavaciones se deberá deprimir el nivel freático, de acuerdo a lo informado en el presente informe.

Las especificaciones técnicas generales de cada alternativa de solución, se entregan en los siguientes capítulos.

- La alternativa 1, considera un mejoramiento de suelo mediante la técnica de pilas o columnas de grava compactada, al menos bajo la planta de las estructuras proyectadas. La inclusión de columnas de grava compactada tiene por objetivo generar una masa de suelo de mayor rigidez, asegurando el adecuado traspaso de carga a un estrato competente, mitigando el fenómeno de licuación mediante la disipación de presiones de poro en el suelo a través de las columnas.

Las columnas de grava deben ser ejecutadas en profundidad hasta traspasar los estratos de suelo potencialmente licuables, en un suelo de características competentes.

Para la aplicación de esta solución, es necesario retirar restos de escombros y radieres de hormigón existentes que forman parte del relleno artificial (tanto en superficie, como los que se detectaron enterrados de forma puntual), debido a que presentan una condición heterogénea y baja capacidad portante, por lo que sus propiedades no aseguran un adecuado comportamiento del mejoramiento. Además se busca permitir la ejecución de las columnas de grava sin contratiempos, en cuando a la presencia de estructuras enterradas. **Se propone el retiro masivo bajo la zona de emplazamiento de estructuras, de 1.3 m de suelo correspondientes al estrato H-1, debiendo realizarse tratamientos puntuales en aquellas zonas donde se continúen detectando estructuras enterradas.** Una vez finalizadas las columnas, se debe ejecutar un mejoramiento de suelo hasta el nivel definitivo de proyecto, base a un relleno compactado, para luego proceder a la excavación de fundaciones.

La mitigación de la licuación mediante columnas de grava, impone como condicionante la ejecución de filas de confinamiento perimetrales a la zona a mejorar.

La Figura 7.1 muestra un esquema referencial del proceso de construcción de columnas de grava.

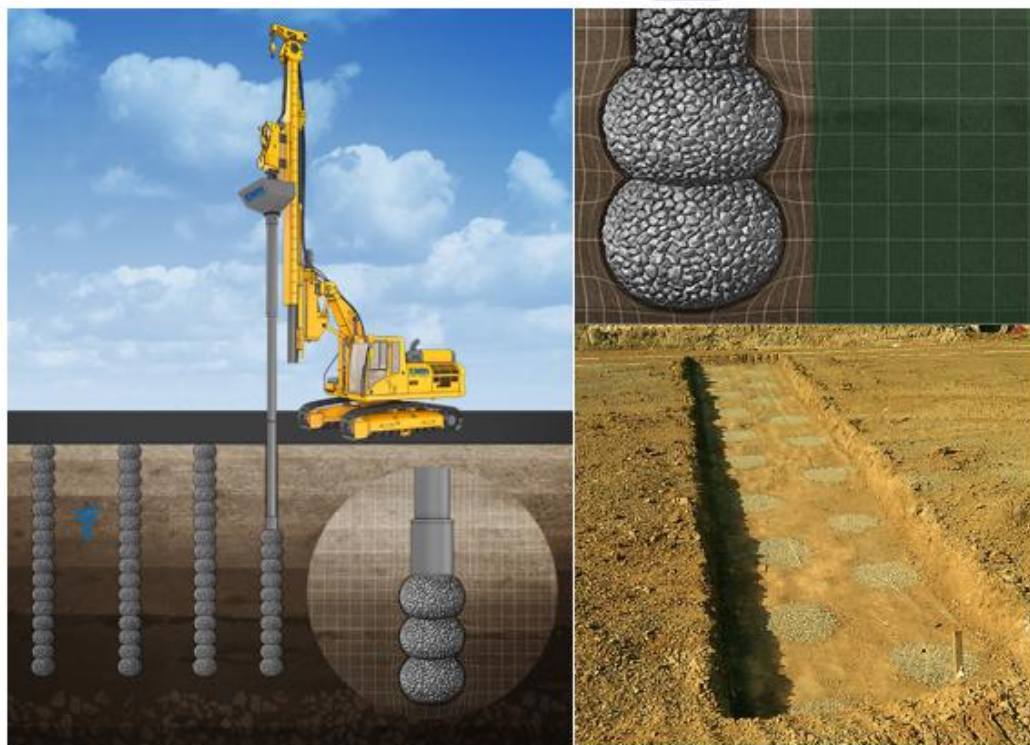


Figura 7.1: Columnas de grava compactada, esquema referencial (tomado de EMIN, 2017)

En capítulo 7 se entregan especificaciones técnicas generales y parámetros de diseño preliminares para el dimensionamiento de la solución, ya que el diseño definitivo de esta, debe ser ejecutado y verificado por la empresa especialista, teniendo en consideración los antecedentes estructurales del proyecto y los resultados de la exploración geotécnica del presente estudio de mecánica de suelos.

La segunda alternativa, considera la fundación de las estructuras mediante pilotes tipo CFA o pilotes de barreno continuo, de hormigón armado. La principal ventaja de este método es la rapidez de ejecución de pilotes, lo que se traduce en mayores rendimientos y menores costos. Este método corresponde a una evolución de los sistemas de pilotaje, ya que la perforación es realizada a través de una hélice continua hasta la profundidad final, sin necesidad de protección de las paredes durante la excavación, para mantener su estabilidad, ya que esta se esta es proporcionada por lo álabes de la hélice. Además, al mismo tiempo que la hélice es retirada, esta se llena de hormigón que pasa a través de la hélice hueca hasta la base de la perforación, luego con la perforación llena de hormigón se introduce la armadura de acero.

El sistema CFA basa su creciente aceptación en el mercado comercial en su alta tasa de producción y su economía, es por esto que se ha popularizado en EEUU y países europeos. En Chile aún no está del todo masificado, a pesar de que pueden ser para fundaciones o pantallas de retención de suelo (Taiba et al, 2014). Usualmente el rango de diámetro de pilotes CFA es de 40 a 90 cm, mientras que es posible alcanzar hasta 30 m de profundidad (Candogan, 2009).

Las principales ventajas del método son su rapidez y menor costo al compararse con otras alternativas convencionales. El tiempo de ejecución puede verse reducido a menos de la mitad en algunos casos. El rendimiento promedio de una máquina con este método varía entre 100 a 250 ml/día y esta técnica presenta una gran ventaja en suelos inestables y bajo napa respecto a los pilotes excavados de forma convencional, evitándose problemas de hormigonado bajo el agua (Taiba et al, 2014)

La Figura 7.2 muestra un esquema del proceso de ejecución de los pilotes CFA:

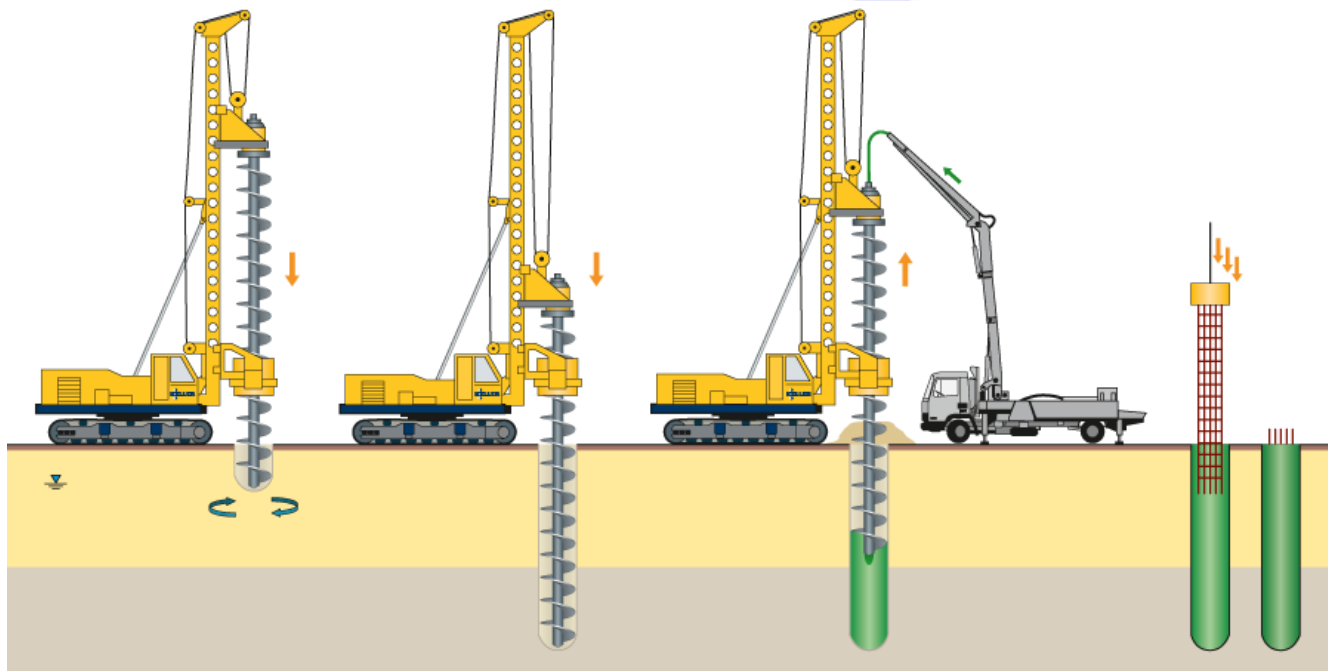


Figura 7.2: Ejecución de pilotes CFA (tomado de Keller Cimentaciones, 2017)

- De igual forma que la alternativa 1, para la aplicación de la solución, es necesario retirar restos de escombros y radieres de hormigón existentes, que forman parte del relleno artificial (tanto en superficie, como los que se detectaron enterrados de forma puntual), buscándose permitir la ejecución de los pilotes sin contratiempos, debido a la presencia de estructuras enterradas.

Para esto se propone el retiro masivo bajo la zona de emplazamiento de estructuras, de 1.0 m de suelo correspondiente al estrato H-1, debiendo realizarse tratamientos puntuales en aquellas zonas donde se continúen detectando estructuras enterradas. Una vez finalizados los pilotes CFA, se deben proyectar las fundaciones de la estructura sobre estos.

En capítulo 8 se entregan especificaciones técnicas generales y parámetros de diseño preliminares para el dimensionamiento de la solución, ya que el diseño definitivo de esta, debe ser ejecutado y verificado por la empresa especialista, teniendo en consideración los antecedentes estructurales del proyecto y los resultados de la exploración geotécnica del presente estudio de mecánica de suelos.

- La tercera alternativa, considera un mejoramiento de suelo masivo bajo la planta de las estructuras proyectadas, mediante la técnica de excavación y reemplazo por un material compactado. El mejoramiento tiene por objetivo el retiro de los estratos licuables con el fin de mitigar la licuación, aumentar capacidad de soporte del suelo de fundación y disminuir la posibilidad de asentamientos. El mejoramiento de suelo por reemplazo deberá ejecutarse considerando un espesor de retiro de al menos 5.0 m de profundidad. Para tal magnitud de excavaciones se deberá deprimir el nivel freático, de acuerdo a lo informado en el presente informe.

Las especificaciones técnicas de la solución de mejoramiento masivo, se entregan en el capítulo 9.

7.1. Clasificación sísmica del suelo de fundación

Para la determinación de la clasificación sísmica del suelo de fundación, se cuentan con todos los antecedentes solicitados por la normativa vigente (sondajes, calicatas y mediciones de ondas superficiales), cuyos resultados y análisis se detallaron en los capítulos anteriores.

De acuerdo a estos, se determinó que el suelo presenta estratos potencialmente licuables, (SPT-1 y SPT-17), **por lo tanto, según el DS MINVU N°61 “Diseño sísmico de edificios”, el terreno en estudio corresponde a un suelo especial, que presenta singularidades en su comportamiento mecánico y por lo tanto requiere de estudios geotécnicos especiales, por lo que la clasificación sísmica, tomando en cuenta las condiciones geotécnicas actuales detectadas a la fecha, corresponde a un suelo tipo F.**

Sin embargo, si el ingeniero estructural a cargo del proyecto, considera viable aplicar la alternativa de mejoramiento masivo de suelo, retirando los estratos de suelo potencialmente licuables, se estima que el terreno en esta nueva condición debiera obtener una nueva categorización, referente a la clasificación de suelo según DS 61. Esta, como mínimo, debiera registrar clasificación tipo E. **Lo anterior, necesariamente debe ser verificado por parte del mandante, mediante una nueva campaña de exploración que considere la ejecución de sondajes y/o mediciones de ondas superficiales u otras técnicas de exploración (que garanticen la mejora de las propiedades mecánicas del suelo, permitiendo optar a una clasificación más favorable, de acuerdo a los parámetros exigidos por el DS 61 “Diseño sísmico de edificios”), dicha campaña de exploración deberá ser definida por un profesional ingeniero civil con especialidad en geotecnia, quien será responsable de dicha nueva clasificación de suelos según DS 61.**

8. FUNDACION SOBRE COLUMNAS DE GRAVA COMPACTADA

8.1. General

Dadas las características del suelo prospectado y la presencia del fenómeno de licuación expuesto en los puntos anteriores, se hace necesario contar con un mejoramiento de suelos en base a columnas de grava compactada, con el objetivo de mitigar el potencial de licuación, aumentar la capacidad resistente del suelo de fundación y mitigar posibles asentamientos en el suelo de fundación debido a la construcción de las estructuras

Los sistemas de mejoramiento de suelo mediante columnas de grava, utilizan un sistema de compactación de alta energía que va construyendo y compactando por capas la columna de grava y consisten en generar una excavación para luego ingresar el material para ser compactado dentro del elemento generado.

Las columnas de grava actúan generando los siguientes efectos positivos para el suelo de fundación:

- Toman parte importante de la carga de la estructura, disminuyendo la tensión sobre el suelo natural, lo que implica en que se generan menores asentamientos bajo la fundación al considerar esta alternativa.
- Durante el proceso de compactación por vibración de la columna de grava, se puede generar un mejoramiento del suelo en torno a la columna, debido a la densificación del suelo.
- Se evita la excavación masiva y el movimiento de maquinarias y camiones en obra
- Se evitan los controles de compactación con laboratorio y los trabajos de ejecución de las columnas reducen el tiempo de construcción
- Permiten mitigar el potencial de licuación y sus posteriores efectos, debido a que los esfuerzos de corte provocados por el sismo son tomados en parte por las columnas de grava (elemento de mayor rigidez que el suelo existente) y facilitan el drenaje de agua por aumento excesivo de las presiones de poro.

8.2. Construcción de las columnas de grava

El procedimiento de ejecución aplicado en el mejoramiento de suelo en base a columnas de grava, se fundamenta en el empleo del sistema denominado como “vía seca con alimentación por fondo” (no siendo excluyente el empleo otras técnicas).

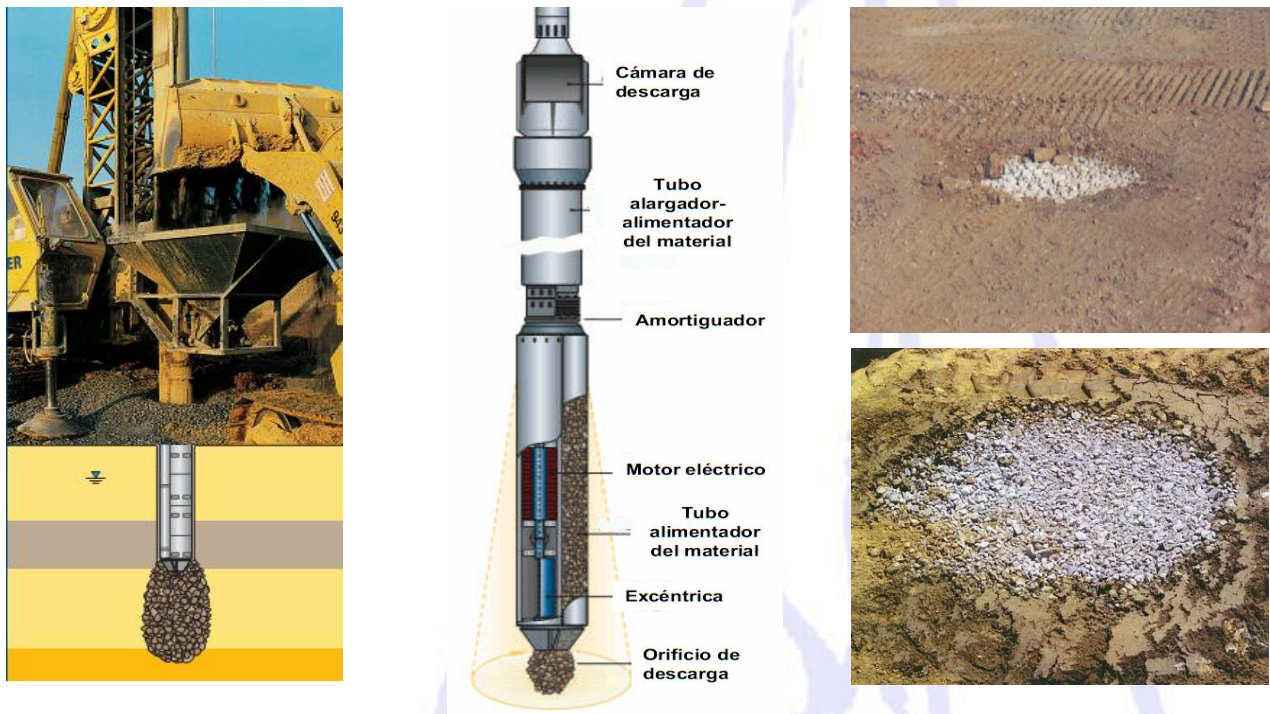


Figura 8.1: Sistema de vía seca con alimentación por fondo

Este sistema presenta dos modificaciones sustanciales respecto a otras técnicas:

- La primera es el empleo de un vibrador eléctrico, que no requiere de la aplicación de un caudal o chorro de agua a presión para penetrar en el terreno.
- La segunda modificación sustancial es que el vibrador va conectado a un tubo de alimentación vertical, con una tolva en su extremo superior. De esta forma, la alimentación de la grava se realiza por el interior del tubo de alimentación desde la tolva superior hasta el fondo de la perforación.

La inexistencia de agua a presión asociada a la perforación, combinada con el sistema de alimentación de la grava, hace que la columna de grava no sufra contaminaciones, obteniéndose un tratamiento mucho más homogéneo, con unas columnas de grava que tienen características similares en toda la zona de actuación. Otros sistemas de alimentación no garantizan plenamente que la grava aportada alcance el fondo de la perforación, y si lo hace, tenga un porcentaje de materiales mezclados importante.

8.3. Procedimiento general de construcción

El procedimiento de ejecución se compone de varias fases, entre las que podemos distinguir el posicionamiento del equipo y aporte de la grava al tubo de alimentación, la penetración o hinca del vibrador en el terreno y la conformación de la columna en etapas ascendentes con su correspondiente vibración y compactación de la grava.

La grava se compacta por la acción simultánea de la vibración generada por el propio vibrador y por el movimiento vertical ascendente y descendente que transmite a la grava el empuje estático vertical generado por el equipo.

La Figura 7.2 muestra las distintas fases de ejecución de las columnas de grava, donde se observa el posicionamiento del equipo y alimentación de grava, la hinca del vibrador y la posterior conformación de la columna por etapas (vibración y compactación), para finalmente lograr el elemento terminado.

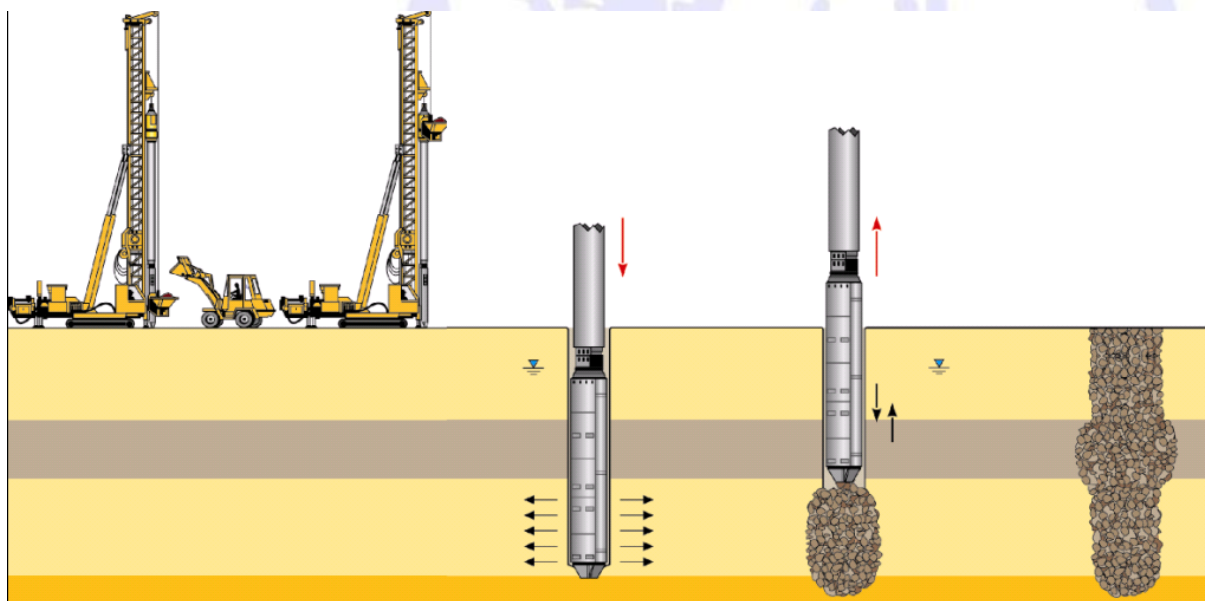


Figura 8.2: Fases de ejecución de columnas de grava

En algunos proyectos, debido a la presencia de capas de terreno duro intercalado, es necesario pre-perforar el terreno para facilitar la entrada del tubo vibrador. En estos casos, es conveniente limitar al máximo la extracción de material en los pre-taladros, limitándose a intentar remover el terreno para facilitar la penetración del tubo vibrador.

8.4. Control de calidad

Un factor determinante es que los sistemas cuenten con sensores y dispositivos de control de ejecución, integrados en el sistema de control. Estos sensores efectúan un registro continuo de los parámetros de ejecución de las columnas de grava con lo que se acota la incertidumbre asociada a otros sistemas de ejecución de columnas, garantizándose la calidad final del tratamiento, tal como se observa en el ejemplo de la Figura 7.3

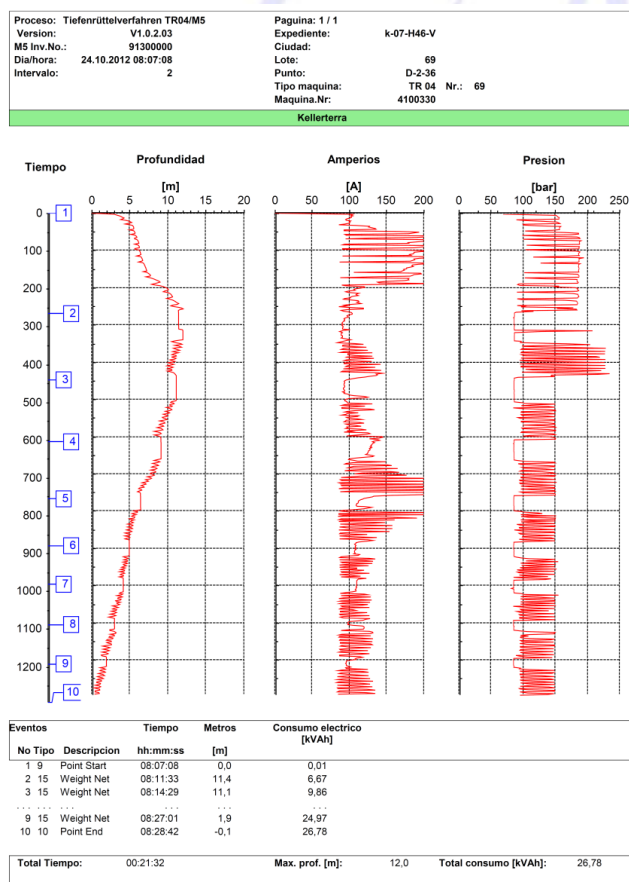


Figura 8.3: Ejemplo de registro continuo de parámetros del sistema

La salida gráfica del sistema permite comprobar para todas las columnas ejecutadas los siguientes parámetros:

- Número asignado a la columna ejecutada
- Tiempo empleado en su ejecución
- Profundidad realmente ejecutada en función del tiempo
- Intensidad de corriente empleada por el vibrador en función del tiempo
- Presión de contacto empleada por el vibrador en función del tiempo
- Admisión de grava de cada columna, lo cual permite estimar el diámetro de cada columna.

8.5. Especificaciones generales del proyecto

De acuerdo a los antecedentes descritos anteriormente, se propone de **forma preliminar** una grilla de columnas de grava de diámetro mínimo 80 cm., con un espaciamiento variable entre 1 a 2 m (centro – centro) con una **longitud mínima que asegure el correcto traspaso del estrato licuable en ambas zonas del terreno**, teniendo como consideración los antecedentes indicados en el presente informe, que dicen relación con la detección estratos potencialmente licuables entre el nivel freático los 3.5 m de profundidad. **Se recomienda que las columnas de grava se extiendan en profundidad al menos hasta alcanzar o penetrar el estrato H-4 (Tabla 4.2).** De forma adicional y para conformar una barrera de restricción lateral ante la licuación, se propone la instalación de al menos una fila de confinamiento de columnas de grava compactada con las mismas características mencionadas anteriormente.

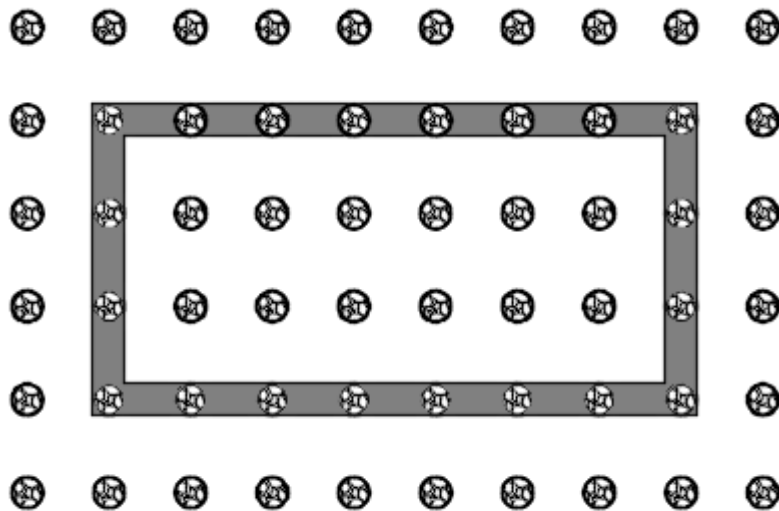


Figura 8.4: Columnas de confinamiento ante licuación

Notar que la zona encerrada corresponde a la estructura y los elementos laterales son las filas de confinamiento lateral. En el esquema no se detalla la configuración en planta de la estructura ni los ejes. En etapa de diseño se deberá realizar la configuración de las columnas en función de la planta de la estructura y sus ejes.

La grava a ocupar en las columnas debe seguir las siguientes especificaciones:

- a) Grava bien graduada con tamaños comprendidos entre 8-40 mm.
- b) Porcentaje de finos (bajo tamiz 200): $FC < 5\%$.
- c) % de partículas chancadas $> 70\%$
- d) Desgaste de Los Ángeles $< 35\%$

Finalizada la ejecución de las columnas de grava, se procederá a construcción del mejoramiento de suelo de espesor mínimo 1.0 m, hasta alcanzar en nivel de terreno definitivo del proyecto. Se recomienda el uso de una geomalla ubicada en la interfaz entre las columnas de grava y el mejoramiento compactado, que tiene por objetivo distribuir la carga de la estructura de manera uniforme sobre las columnas.

Este mejoramiento debe ser realizado de acuerdo a las EETT señaladas en el capítulo 9.1, siguiendo el mismo procedimiento indicado para la alternativa de relleno masivo.

Las Figuras 7.5 y 7.6 muestran un esquema general de fundación para el caso del mejoramiento en base a columnas de grava compactada.

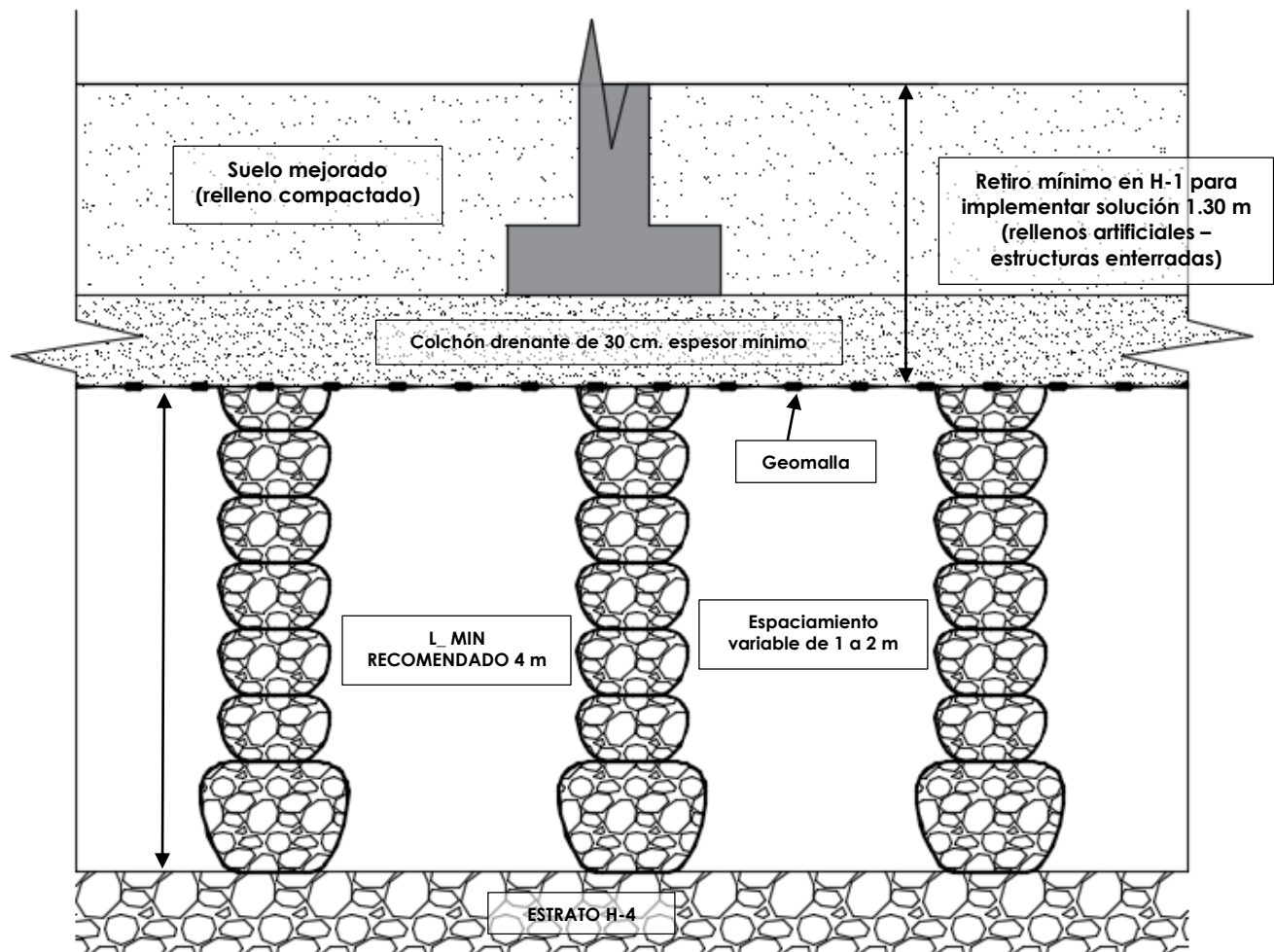


Figura 8.5: Esquema general mejoramiento con columna de grava

Notar que los esquemas mostrados anteriormente son meramente referenciales, pues para el diseño y disposición de las columnas se requiere de la configuración en planta de la estructura y los ejes, de manera tal que las columnas y fundaciones coincidan. Lo anterior debe ser realizado por el especialista en la materia, bajo evaluación del ingeniero estructural a cargo del proyecto.

8.6. Tensión admisible

Para efectos del diseño de fundaciones, se establece un valor preliminar y conservador para la tensión admisible de $1,2 \text{ kg/cm}^2$, utilizando un mejoramiento en base a columnas de grava compactada. Dicho valor se deberá reevaluar en la etapa de diseño por parte del especialista.

9. FUNDACION SOBRE PILOTES CFA

El sistema de pilotes CFA es un tipo de fundación en el cual el pilote es perforado hasta la cota de sello en una sola etapa, usando una hélice continua. Mientras la hélice perfora el suelo sus álabes se llenan con el material perforado proporcionando estabilidad y soporte lateral. Al llegar a la profundidad de sello y al mismo tiempo que la hélice es retirada, ésta se llena de hormigón bombeado que pasa por ésta hasta el sello de la perforación. De forma simultánea, el bombeo de hormigón y el retiro de la hélice proporciona soporte continuo a la perforación. Luego de retirada la hélice y con el pilote lleno de hormigón se introduce la armadura de acero, teniendo como resultado un pilote terminado en muy poco tiempo.

Uno de los beneficios de los pilotes de barrena continua es que no se necesitan camisas ni lodos fixotrópicos para contener el terreno. También ayudan a mantener al mínimo las vibraciones y se puede utilizar en grandes proyectos, por lo tanto es una buena solución de pilotaje para unos determinados proyectos.

Los pilotes de barrena continua son un tipo de pilotaje especialmente útil para el uso en obras de edificación, donde hay una necesidad de mantener el ruido al mínimo (Terratest, 2016)

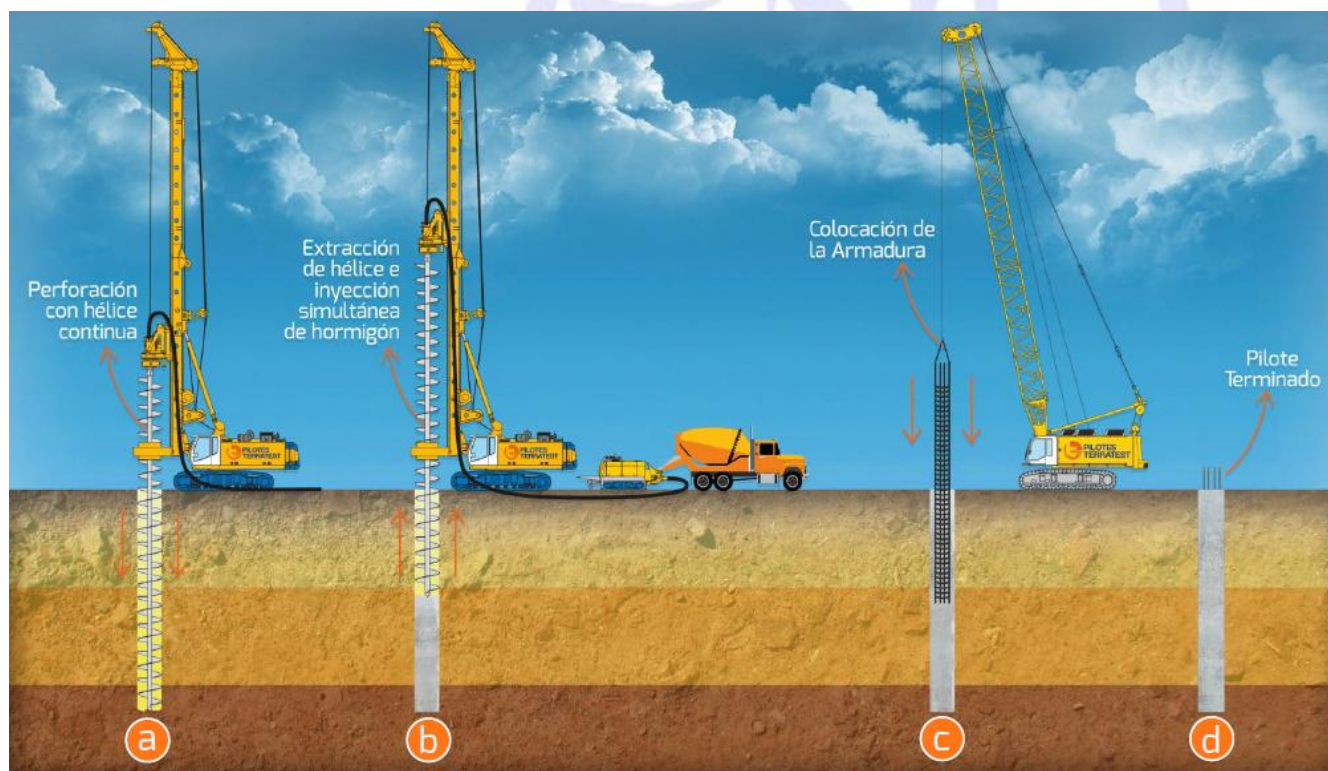


Figura 9.1: Esquema general pilotes CFA (tomado de Terratest)



Figura 9.2: Ejecución en terreno de pilote CFA (tomado de Terratest)

9.1. Control de calidad

Esta tipología de tipología de pilote incorpora recientes avances tecnológicos, en su proceso de construcción, por lo tanto se recomienda que el equipo CFA cuente con un sistema de monitoreo continuo que registre al menos los siguientes parámetros de perforación:

- Inclinación
- Empuje
- Par de perforación
- Velocidad de perforación
- Velocidad de izado
- Presión y caudal de hormigonado

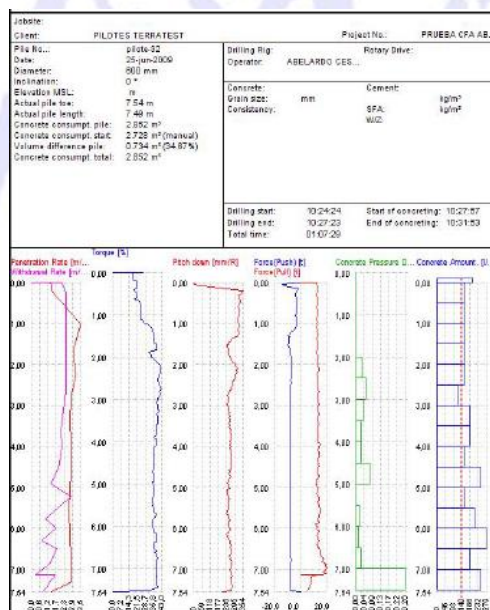


Figura 9.3: Ejemplo de sistema de monitoreo (tomado de Terratest)

9.2. Especificaciones generales

Para la fundación de los pilotes se recomienda remover 1 m de suelo superficial correspondiente a suelo H-1, con el objetivo de retirar escombros superficiales, bajo la planta de las estructuras proyectadas. Luego, sobre dicha plataforma, se ejecutarán los pilotes en una **longitud mínima recomendada de 6 m o hasta traspasar suelo competente (estrato H-6), de tal forma de asegurar el correcto traspaso de cargas.**

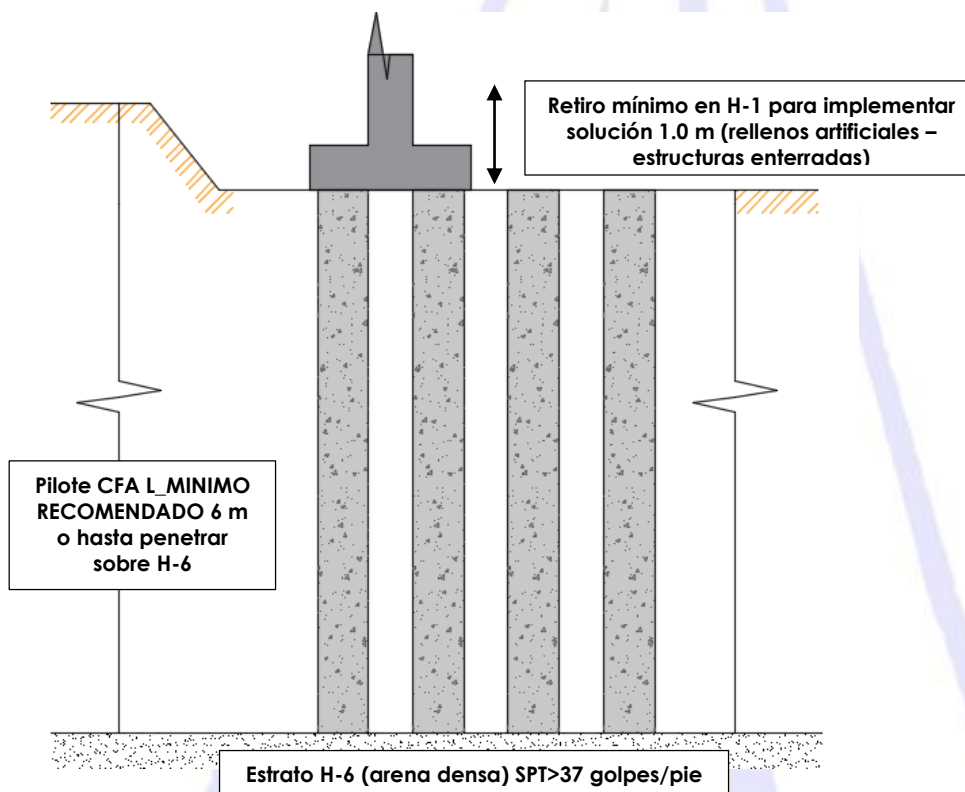


Figura 9.4: Esquema pilotes CFA en zona 1

Notar que el esquema mostrado es meramente referencial, ya que el diseño de los pilotes CFA, su disposición y espaciamiento en terreno, debe ser diseñada por el ingeniero estructural a cargo del proyecto, considerando como insumo, el proyecto estructural y el presente estudio de mecánica de suelos.

10. FUNDACION SOBRE MEJORAMIENTO DE SUELO COMPACTADO (MASIVO) BAJO PLANTA DE LA ESTRUCTURA

Se recomienda el uso de fundaciones superficiales del tipo tradicional (fundaciones corridas debidamente interconectadas con vigas de amarre o losa de fundación), sobre las cuales se debe proyectar la estructura. Sin perjuicio de lo anterior, será de cargo del ingeniero civil estructural del proyecto, la definición del sistema de fundación a utilizar.

A continuación se define el sello de fundación mínimo para las estructuras proyectadas:

Edificio de hasta 5 niveles en madera - Se debe fundar como mínimo a una profundidad $D_f = 1.0\text{ m}$ bajo el nivel de terreno definitivo del proyecto. **El mejoramiento de suelo en base a un relleno compactado deberá tener en un espesor mínimo de 5 m de profundidad, tal que permita retirar por completo los estratos potencialmente licuables y estructuras enterradas**, teniendo como referencia el modelo estratigráfico presentado en este estudio. **El nivel definitivo de excavación, debe ser recepcionado y aprobado por un ingeniero civil de especialidad geotecnia, quedando registrada en el libro de obras del proyecto.**

Tabla 10.1: Definición de sellos de fundación y excavación

ESTRUCTURA	SELLO DE EXCAVACIÓN MÍNIMO (m)	SELLO DE FUNDACIÓN (m) D_f
Edificio de hasta 5 niveles en madera	5.0 m	1.0

10.1. Especificaciones técnicas para fundación

El procedimiento de fundación de las estructuras sobre el mejoramiento por reemplazo, se describe en las siguientes especificaciones:

- a) Se deberá excavar bajo toda la planta de emplazamiento de las estructuras hasta alcanzar el sello de excavación definido anteriormente para cada situación (ver Tabla 9.1), de tal forma de obtener una excavación equivalente al ancho (y largo) de la superficie comprometida, más un sobre ancho de 2 m en todo el perímetro de la estructura. Se recomienda utilizar taludes de excavación a razón de $H: V = 1:2$.

Debido a la detección de nivel freático superficial, se deberá evaluar la disposición sistemas de depresión del nivel freático.

- b) Se deberá compactar de manera mecánica el sello de excavación y controlar mediante ensayos de laboratorio, a razón de 2 controles cada 500 m² de excavación. El sello de excavación deberá cumplir con la condición de alcanzar al menos un 75% de la Densidad Relativa o un 95% de la DMCS del Proctor Modificado, según corresponda.

La empresa encargada de la construcción del proyecto deberá solicitar la recepción del sello de excavación a un ingeniero civil de especialidad geotecnia, para dar paso a la ejecución del mejoramiento de suelo. Esta etapa quedará registrada en el libro de obras del proyecto.

- c) Una vez recepcionado el sello de excavación por el ingeniero civil de especialidad geotecnia, se procederá a elaborar el mejoramiento de suelos por capas. El material a utilizar para relleno será un suelo granular con un contenido máximo de finos bajo tamiz 200 de un 15% y no superior a 3". Se deberá rellenar en capas de 30 cm en estado suelto, con el fin de generar capas de control de unos 25 cm. Cada capa del relleno se deberá compactar hasta alcanzar una densidad relativa del 75% o hasta un 95% de la DMCS del Proctor Modificado, según corresponda al tipo de suelo.

Se deberá asegurar la compactación a razón de 1 control por cada 300 m² de relleno y por capa. **El mejoramiento debe ejecutarse hasta el nivel de terreno definitivo del proyecto.**

La empresa encargada de la construcción del proyecto deberá solicitar la recepción del sello de fundación al ingeniero civil de especialidad geotecnia, para dar paso a la construcción de las fundaciones de las estructuras. Esta etapa quedará registrada en el libro de obras del proyecto.

- d) Una vez que se haya recepcionado el mejoramiento de suelo, se procederá a realizar las excavaciones para la fundación, de acuerdo a lo indicado en Tabla 7.1, sellando estas mediante un emplastillado con hormigón H-5, en un espesor no inferior a 5 cm., en toda la superficie de apoyo de las fundaciones.
- e) Una vez realizado todo lo anterior, se procederá a la construcción de las fundaciones de la estructura.

Todo el proceso de compactación debe ser controlado y avalado por un laboratorio acreditado MINVU e INN y de cargo de la empresa constructora, de manera tal que se tenga respaldo en obra de los certificados emitidos por el laboratorio sobre la calidad de compactación y el cumplimiento de las especificaciones contenidas en el presente informe.

Las siguientes figuras muestran un esquema meramente referencial del mejoramiento de suelo

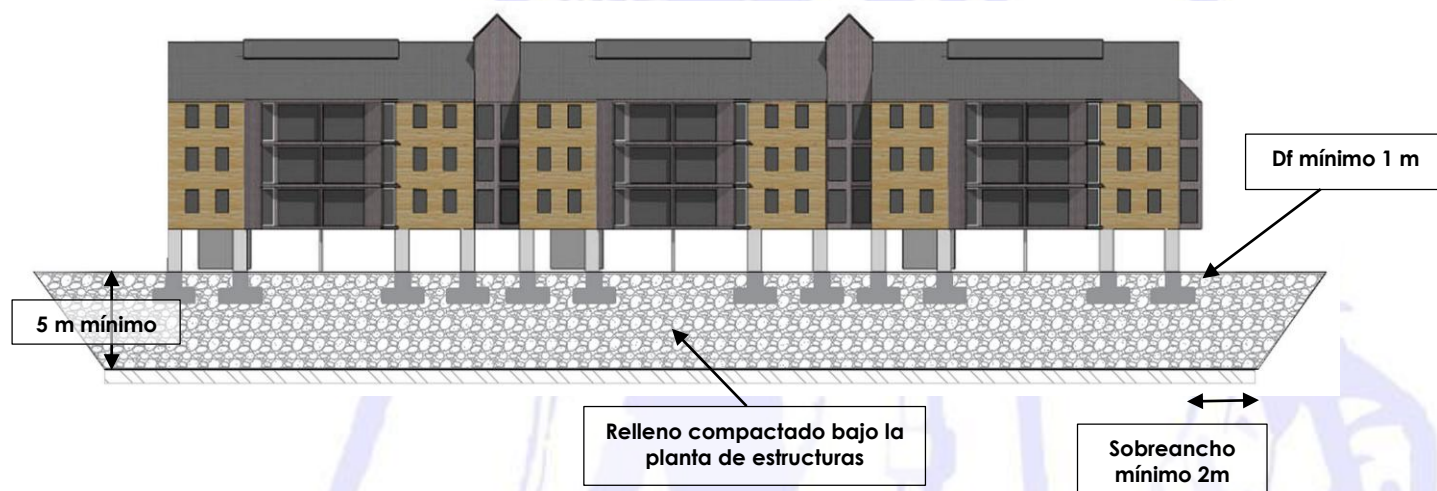


Figura 10.1: Esquema general de mejoramiento de suelo (dibujo sin escala)

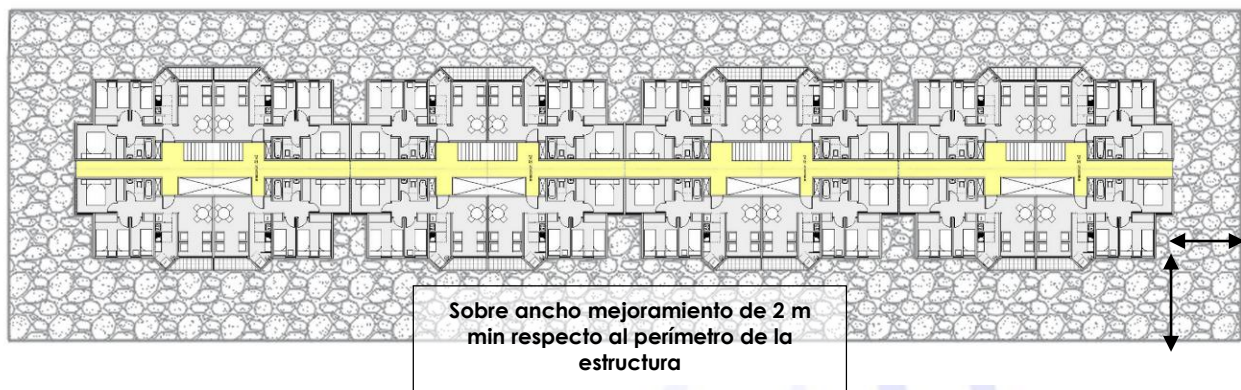


Figura 10.2: Esquema general de mejoramiento de suelo (dibujo sin escala)

10.1.1. Mejoramiento eventual de suelo

Si al excavar y llegar a cota de sello de excavación expuesta en este informe (ver Tabla 9.1), se encontrare con suelos orgánicos, basuras, escombros o cualquier otro material no apto estructuralmente, se deberá eliminar en su totalidad y rellenar el espacio correspondiente mediante un procedimiento controlado que se debe ajustar estrictamente a lo señalado en el punto 9.1, tomando como sello de excavación, la profundidad alcanzada.

10.1.2. Métodos de agotamiento del nivel freático

Para realizar el control de aguas subterráneas en proyectos de construcción, existen variadas técnicas disponibles (Powers et al 2007):

- En el proceso llamado bombeo abierto (*open pumping*), se permite que el agua fluya dentro de la excavación a medida que avanza. Luego, el agua es canalizada y recolectada en zanjias y sumideros para su bombeo fuera de la excavación. Este método de agotamiento es generalmente el de más bajo costo.
- El segundo método lleva por nombre pre-drenaje o drenaje previo (*predrainaged*), donde la napa es deprimida antes de realizar la excavación usando pozos profundos o punteras (pozos de diámetro pequeño).
- Otros métodos corresponden al corte del flujo de agua subterránea hacia la excavación mediante barreras impermeables como; tablestacas, muros pantalla, *jet grouting*, etc., sin embargo éstas técnicas resultan bastante más costosas.

Las técnicas a) y b) antes mencionadas requieren que una empresa especializada en el rubro realice el diseño, posicionamiento y dimensionamiento de equipos de bombeo para deprimir el nivel freático. A su vez, el diseño del sistema implica necesariamente conocer profundidades de excavación, perímetro de cada excavación, tiempo de duración de los trabajos de agotamiento, los que además están intrínsecamente relacionados con los trabajos de construcción.

11. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Se entrega a continuación el cálculo de tensiones admisibles a nivel de sello de fundaciones, considerando la alternativa de mejoramiento masivo bajo la planta de las estructuras proyectadas.

11.1. Propiedades mecánicas del suelo

De acuerdo a la solución propuesta, se estiman, de forma conservadora los siguientes parámetros resistentes para el suelo de fundación.

Tabla 11.1: Propiedades mecánicas mejoramiento de suelo

PARÁMETRO	SÍMBOLO	MEJORAMIENTO DE SUELO COMPACTADO
Cohesión	C	$0 \left(\frac{\text{Tonf}}{\text{m}^2} \right)$
Ángulo de fricción	ϕ	32°
Peso unitario	γ	$1.7 \left(\frac{\text{Tonf}}{\text{m}^3} \right)$
Módulo de elasticidad (Braja 1999)	E	$400 \left(\frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \right)$
Razón de Poisson	ν	0.3
Coefficiente de balasto (B en cm) (L'Herminier 1968)	K	$10 \left(\frac{B + 30}{2B} \right)^2 \text{ kg/cm}^3$

11.2. Expresiones para el cálculo de tensiones admisibles

Para el cálculo de la tensión admisible se considera la expresión propuesta por Terzaghi (Bowles 1996) considerando un factor de seguridad igual a 3 y cuyas expresiones son las siguientes:

- **Expresión de capacidad de soporte admisible para fundación cuadrada**

$$Q_{adm} = \frac{1}{FS} \left(0.4 * \bar{\gamma} * B * N_{\gamma} + \gamma * D_f * N_q + 1.3 * C * N_c \right)$$

- **Expresión de capacidad de soporte admisible para fundación corrida**

$$Q_{adm} = \frac{1}{FS} \left(0.5 * \bar{\gamma} * B * N_{\gamma} + \gamma * D_f * N_q + C * N_c \right)$$

Donde:

- γ = Peso específico del suelo
- $\bar{\gamma}$ = Peso específico promedio del suelo saturado
- C = Cohesión del suelo
- FS = Factor de seguridad
- D_f = Espesor del estrato sobre el sello de fundación
- B = Ancho de fundación
- L = Largo de fundación
- N_γ, N_q, N_c = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga, para el mejoramiento de suelo bajo fundación, corresponden a los siguientes:

Tabla 11.2: Factores de capacidad de carga (Terzaghi y N_γ según Kumbhojkar, 1993)

TIPO DE SUELO	ϕ	N_c	N_q	N_γ
Mejoramiento de suelo (relleno compactado)	32°	44.04	28.52	26.87

Luego, evaluando las expresiones de capacidad de soporte mostradas anteriormente, para el caso de fundar la estructura al sello de fundación definido previamente en la Tabla 7.1, se tiene que las tensiones admisibles son:

a) EDIFICIO HASTA 5 NIVELES - Tensión admisible para $D_f = 1.0 \text{ m}$

- **Fundación cuadrada**

$$Q_{adm} = 3.47 \cdot B + 17.48 \left(\frac{\text{Ton}_f}{\text{m}^2} \right)$$

- **Fundación corrida**

$$Q_{adm} = 4.34 \cdot B + 17.69 \left(\frac{\text{Ton}_f}{\text{m}^2} \right)$$

Para solicitudes normales más eventuales (sismo) las expresiones anteriores se amplificarán por un coeficiente de 1.3.

Si se evalúan las expresiones anteriores, con valores usuales para el ancho de la fundación, se obtiene la Tabla 11.3 con las tensiones admisibles.

Tabla 11.3: Capacidad de soporte mejoramiento de suelo

TENSIONES ADMISIBLES		
B (m)	FUNDACIÓN CUADRADA	FUNDACIÓN CORRIDA
0,4	1.89	1.94
0,6	1.96	2.03
0,8	2.03	2.12
1,0	2.09	2.20
1,2	2.16	2.29

Se recomienda, de forma conservadora, acotar la capacidad de soporte indicada a un valor máximo de 1.8 kgf/cm², tanto para el caso de fundación corrida como el caso de fundación cuadrada.

12. EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTO

12.1. Asentamiento elástico instantáneo para cargas permanentes

El cálculo de asentamiento se puede llevar a cabo sumando dos tipos de asentamientos. El primero es el asentamiento elástico o también llamado inmediato. Por otra parte el segundo es producto del fenómeno de consolidación llamado asentamiento por consolidación o asentamiento a largo plazo.

Según la teoría de la elasticidad se tiene:

$$S_I = \frac{B \cdot q}{E} (1 - \mu^2) \cdot \frac{\alpha}{2} \quad (\text{Esquina de la fundación flexible})$$

$$S_I = \frac{B \cdot q}{E} (1 - \mu^2) \cdot \alpha \quad (\text{Centro de fundación flexible})$$

Reemplazando se tiene:

$$S_I = 0.00114 \cdot B \cdot q \cdot \alpha \quad (\text{Esquina de la fundación flexible})$$

$$S_I = 0.00228 \cdot B \cdot q \cdot \alpha \quad (\text{Centro de fundación flexible})$$

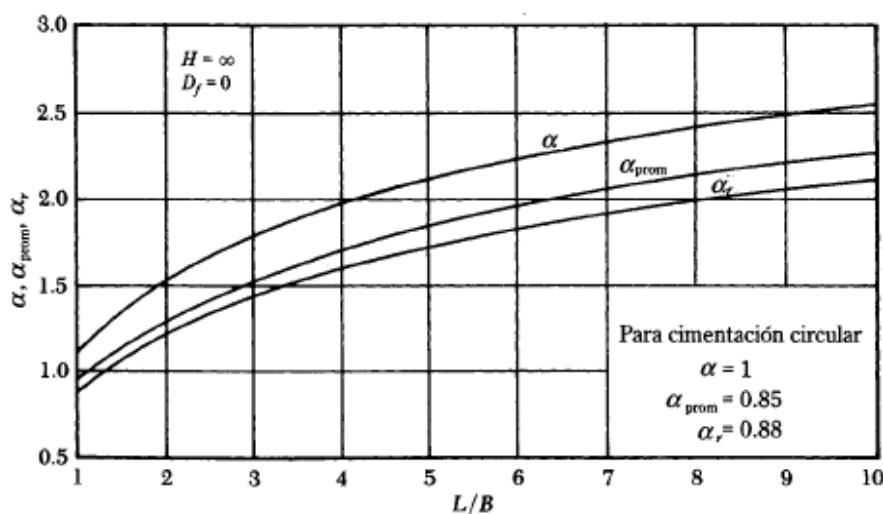


Figura 12.1: Valores de α

El cálculo del segundo tipo de asentamiento no se llevará a cabo dado que el asentamiento por consolidación se da a lo largo del tiempo y ocurre en suelos finos saturados, cuando son sometidos a una carga creciente. En el subsuelo en estudio no se da este caso.

12.2. Expresiones para el cálculo de asentamiento dinámico

En algunos casos las fundaciones superficiales pueden sufrir asentamientos adicionales debido a cargas sísmicas (dinámicas), por lo tanto en caso de ser necesario, dicho asentamiento se podrá calcular mediante la metodología desarrollada por Richards et al. (1993), válida para zapatas corridas en suelos granulares, según la cual se tiene:

$$S_{eq} = 0.174 \frac{V^2}{A \cdot g} \left(\frac{k_h^*}{A} \right)^{-4} \tan \alpha_{AE}$$

Dónde:

S_{eq} : Asentamiento elástico instantáneo para cargas dinámicas (m)

V : Velocidad máxima para el sismo de diseño (m/s)

A : Coeficiente de aceleración para el sismo de diseño

g : Aceleración de gravedad (9.81 m/s^2)

k_h^* : Coeficiente de aceleración horizontal durante un sismo, en función de D_f/B y ϕ

$\tan \alpha_{AE}$: Coeficiente que varía en función de k_h^* y ϕ

Los parámetros involucrados en el cálculo del asentamiento dinámico se incorporan en las siguientes figuras:

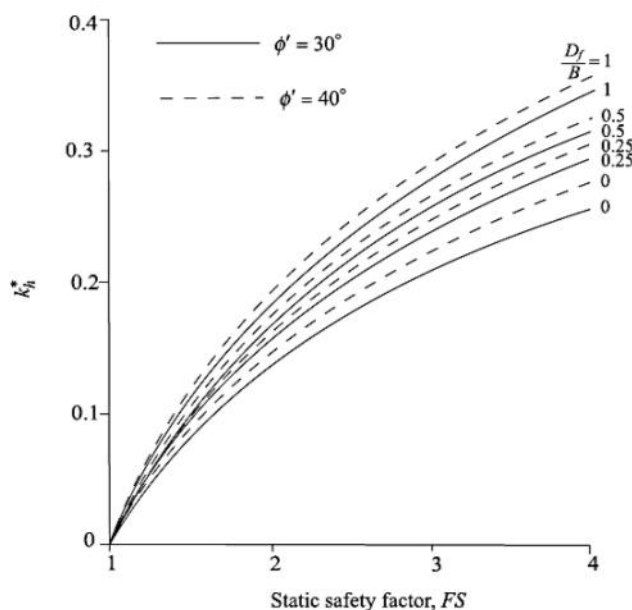
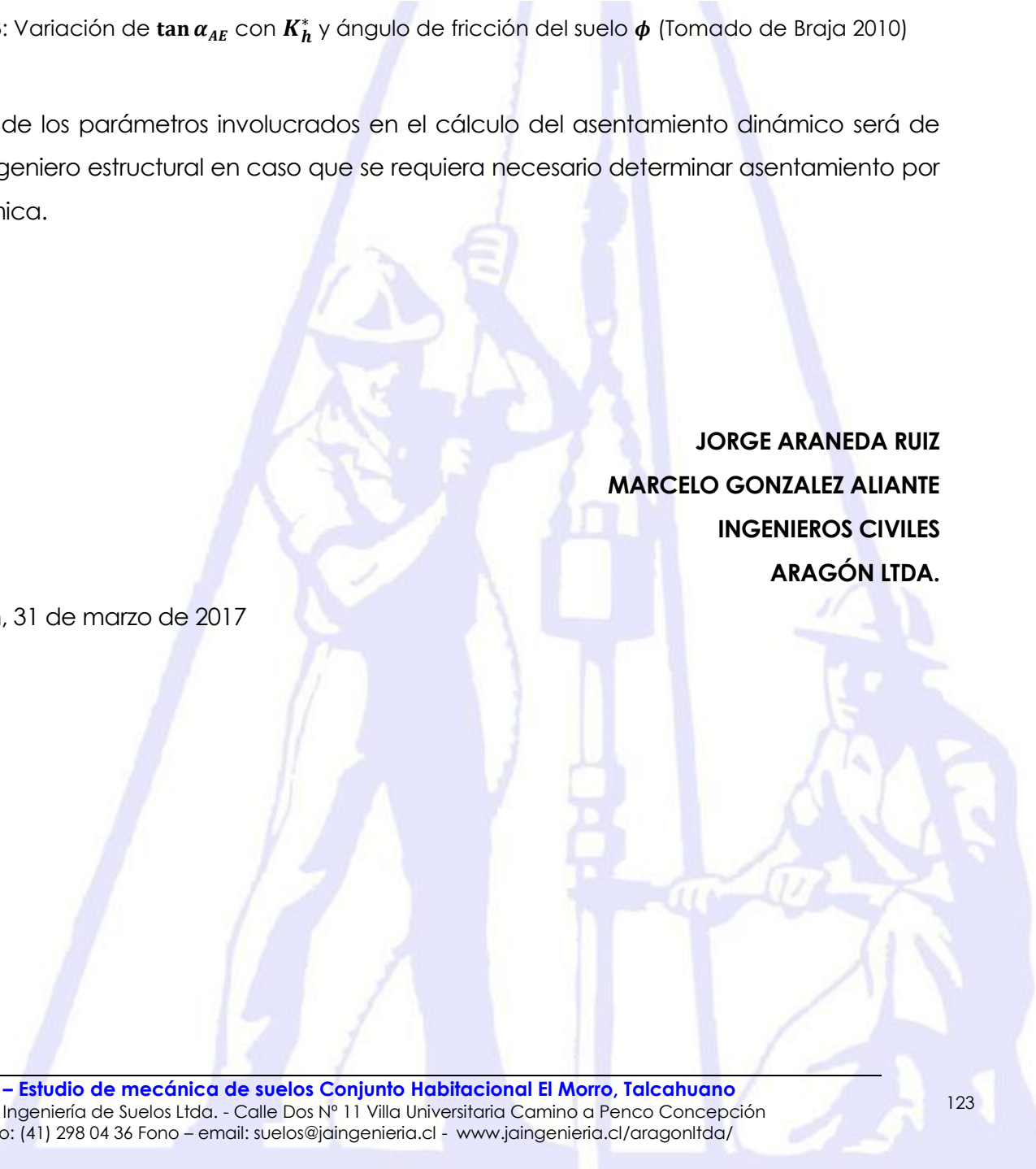


Figura 12.2: Aceleración crítica k_h^* para $k_v = 0$ (Tomado de Braja 2010)



k_h^*	$\tan \alpha_{AE}$				
	$\phi' = 20^\circ$	$\phi' = 25^\circ$	$\phi' = 30^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 40^\circ$
0.05	1.10	1.24	1.39	1.57	1.75
0.10	0.97	1.13	1.26	1.44	1.63
0.15	0.82	1.00	1.15	1.32	1.48
0.20	0.71	0.87	1.02	1.18	1.35
0.25	0.56	0.74	0.92	1.06	1.23
0.30		0.61	0.77	0.94	1.10
0.35		0.47	0.66	0.84	0.98
0.40		0.32	0.55	0.73	0.88
0.45			0.42	0.63	0.79
0.50			0.27	0.50	0.68
0.55				0.44	0.60
0.60				0.32	0.50

Figura 12.3: Variación de $\tan \alpha_{AE}$ con K_h^* y ángulo de fricción del suelo ϕ (Tomado de Braja 2010)

La elección de los parámetros involucrados en el cálculo del asentamiento dinámico será de cargo del ingeniero estructural en caso que se requiera necesario determinar asentamiento por carga dinámica.

JORGE ARANEDA RUIZ
MARCELO GONZALEZ ALIANTE
INGENIEROS CIVILES
ARAGÓN LTDA.

Concepción, 31 de marzo de 2017

13. REFERENCIAS

Sernageomin (2003) Mapa geológico de Chile: Versión digital, Publicación geológica digital N°4

ASTM D1586 (2011). Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils

Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design. 5th edition, McGraw.Hill

Braja M. Das (1999). Principios de Ingeniería de cimentaciones

L'Herminier, R. (1968). Mecánica del suelo y dimensionamiento de firmes. Blume.

Oficial, N. C. (2009). **NCh 433 (1996).** "Diseño Sísmico de Edificios." Instituto Nacional de Normalización, Chile.

Oficial, N. C. (2014). **NCh 1508 (2014).** "Geotecnia – Estudios de mecánica de suelos." Instituto Nacional de Normalización, Chile.

Oficial, N. C. (2014). **NCh 3364 (2014)** "Geotécnica ensayo SPT"

Oficial, N. C. (2003). **NCh 2369 (2003)** "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales"

Powers, J. P., & Herridge, C. J. (2007). Construction dewatering and groundwater control: new methods and applications. John Wiley & Sons.

Schnaid, F. (2009). In situ testing in geomechanics: the main tests. CRC Press.

Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation, Geotechnique, 36(3), 425-447.

Villalobos, F. (2014). Mecánica de Suelos. Editorial UCSC

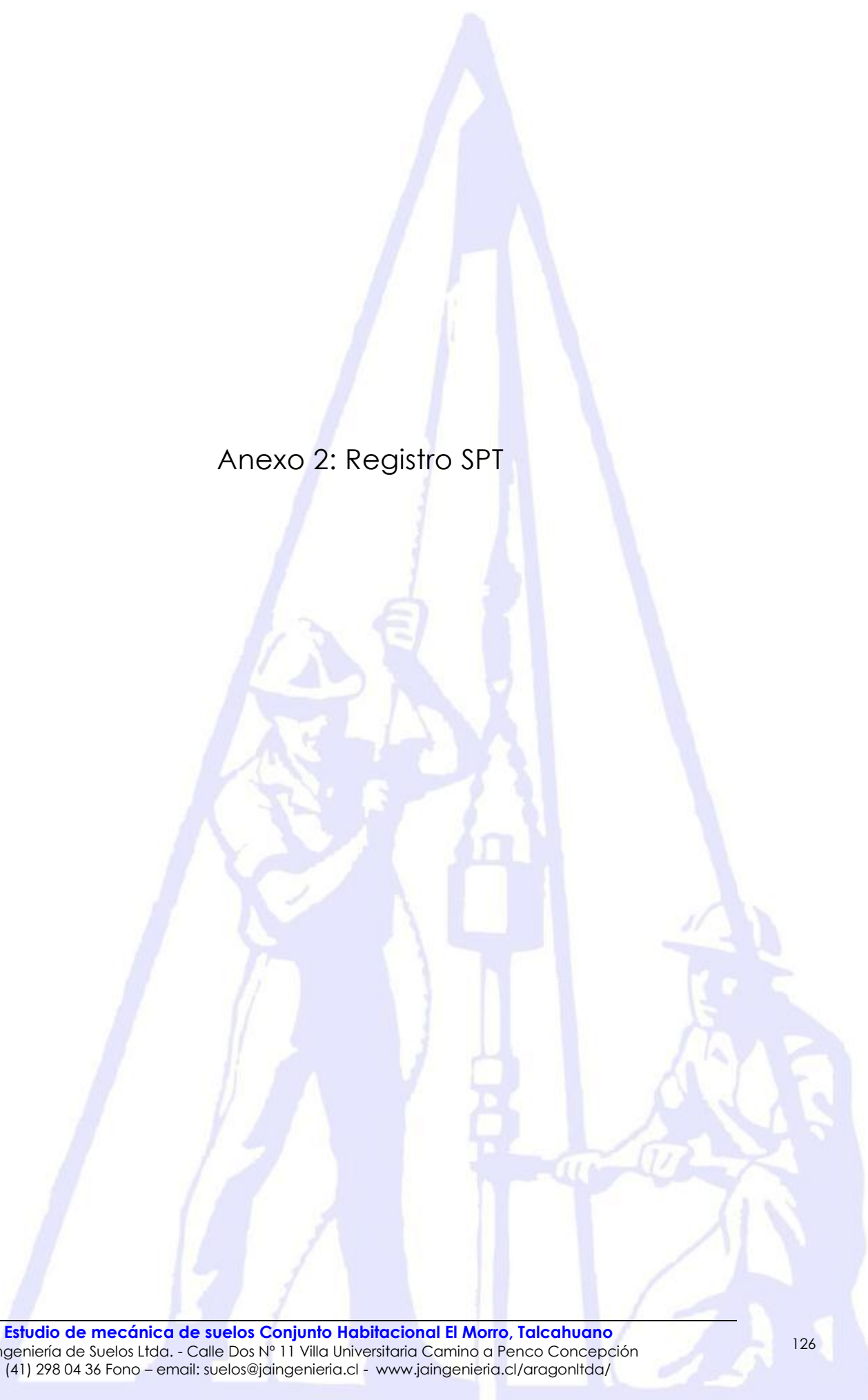
Kumbhojkar, A. S. (1993). Numerical evaluation of Terzaghi's NY. Journal of Geotechnical Engineering, 119(3), 598-607

Richards, R., Jr., Elms, D., and Budhu, M. (1993). Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations. Journal of Geotechnical Engineering, 119(4), 662-674

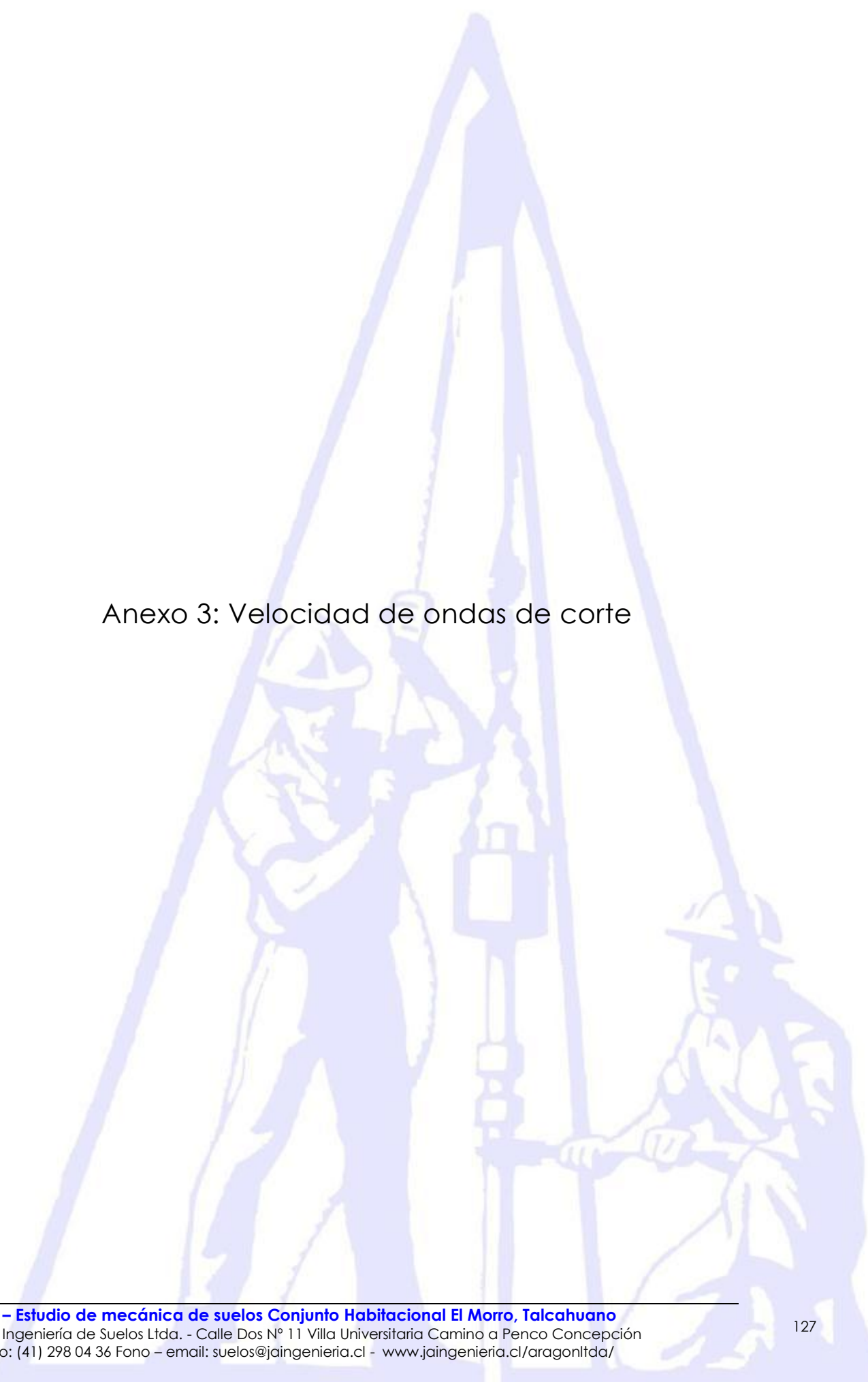
Youd, T. L., et al. (2001) "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 127.10 (2001): 817-833.



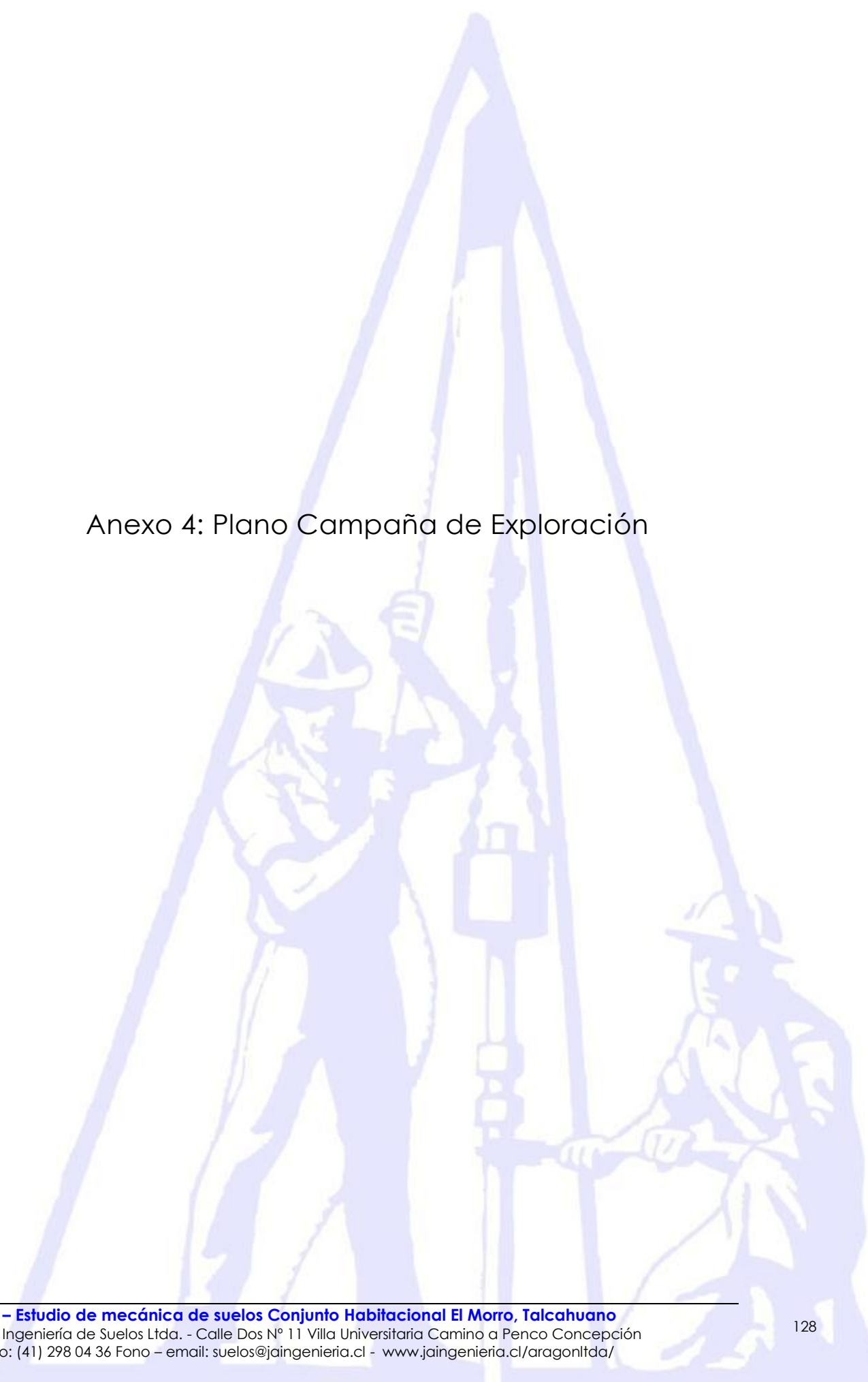
Anexo 1: Certificados de laboratorio



Anexo 2: Registro SPT

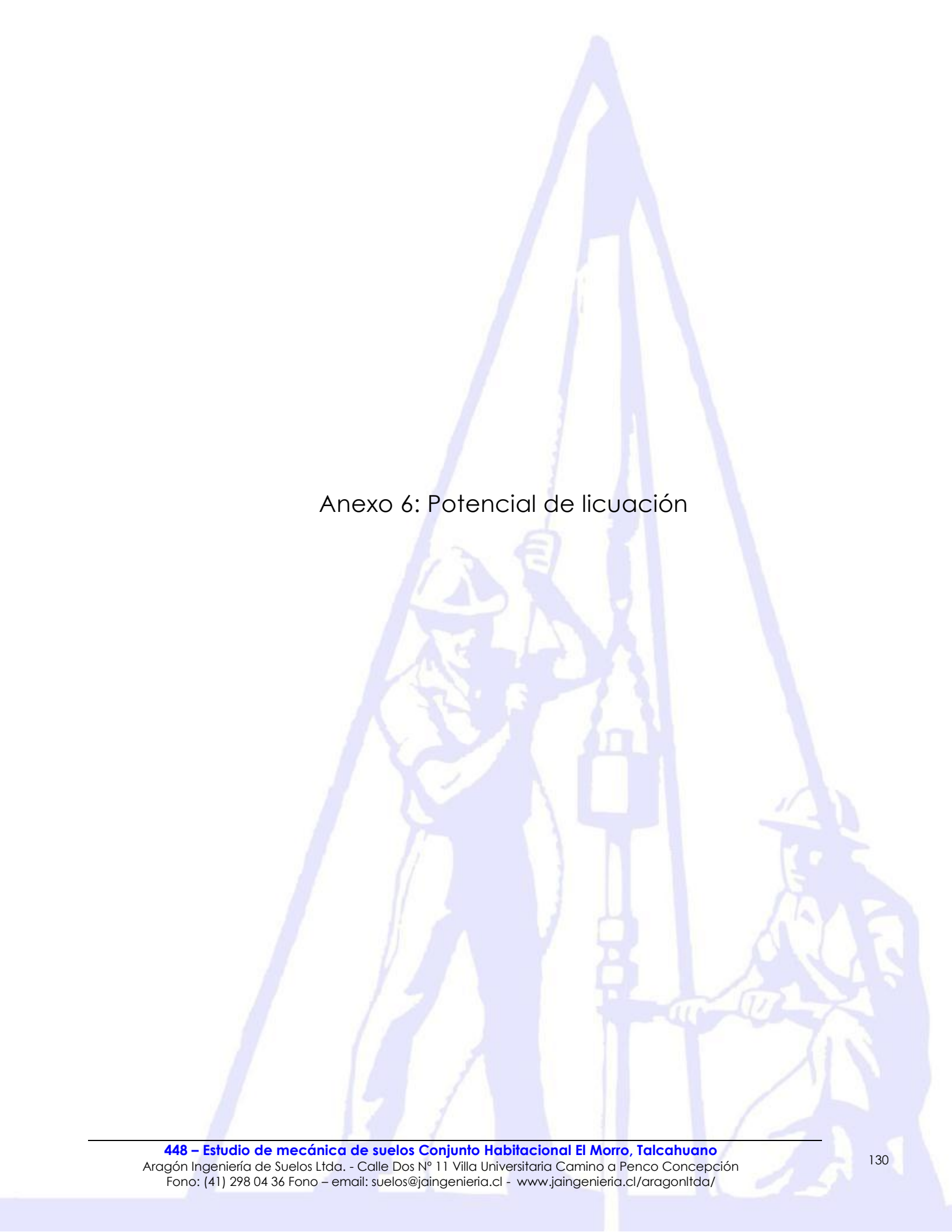


Anexo 3: Velocidad de ondas de corte

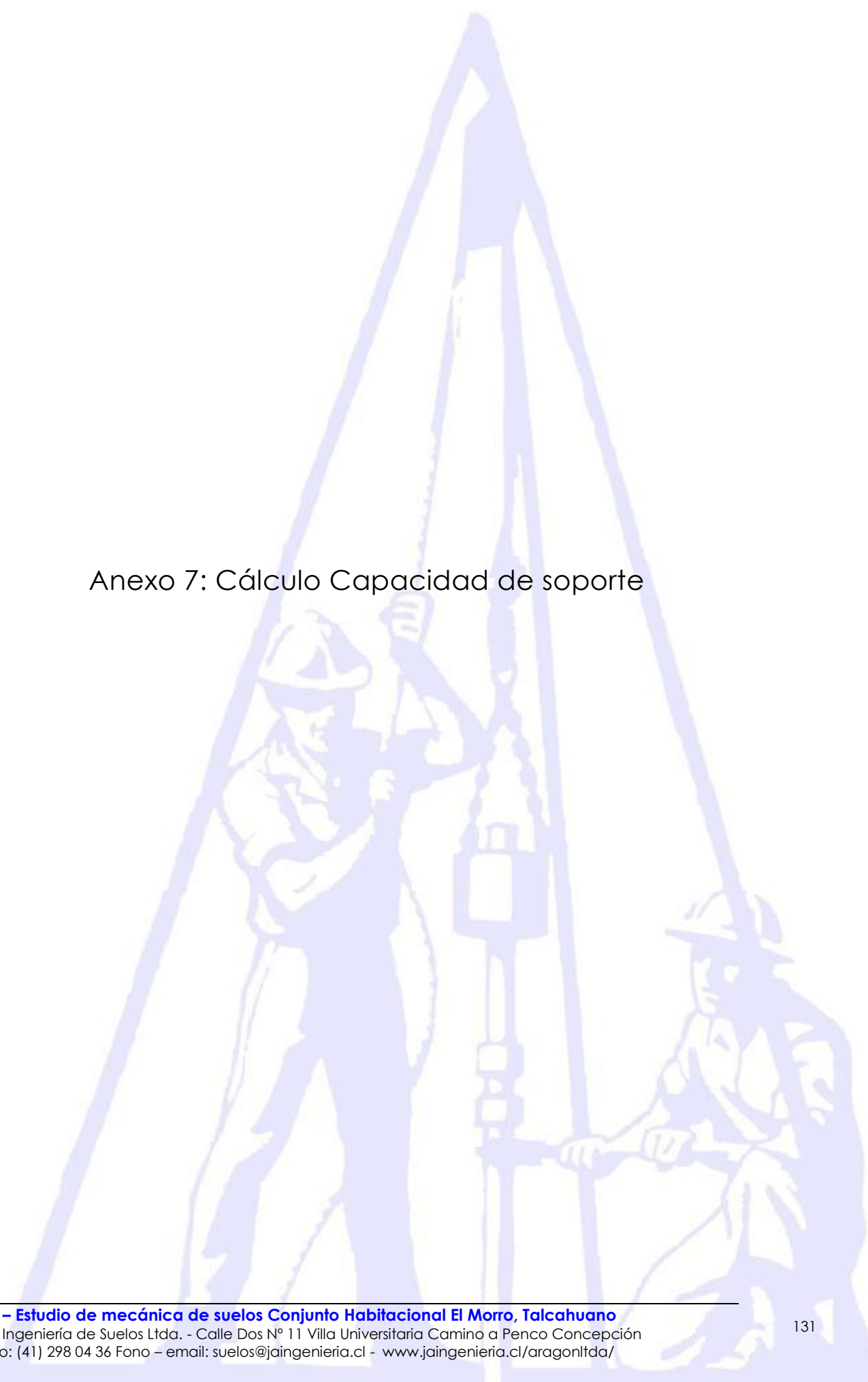


Anexo 4: Plano Campaña de Exploración

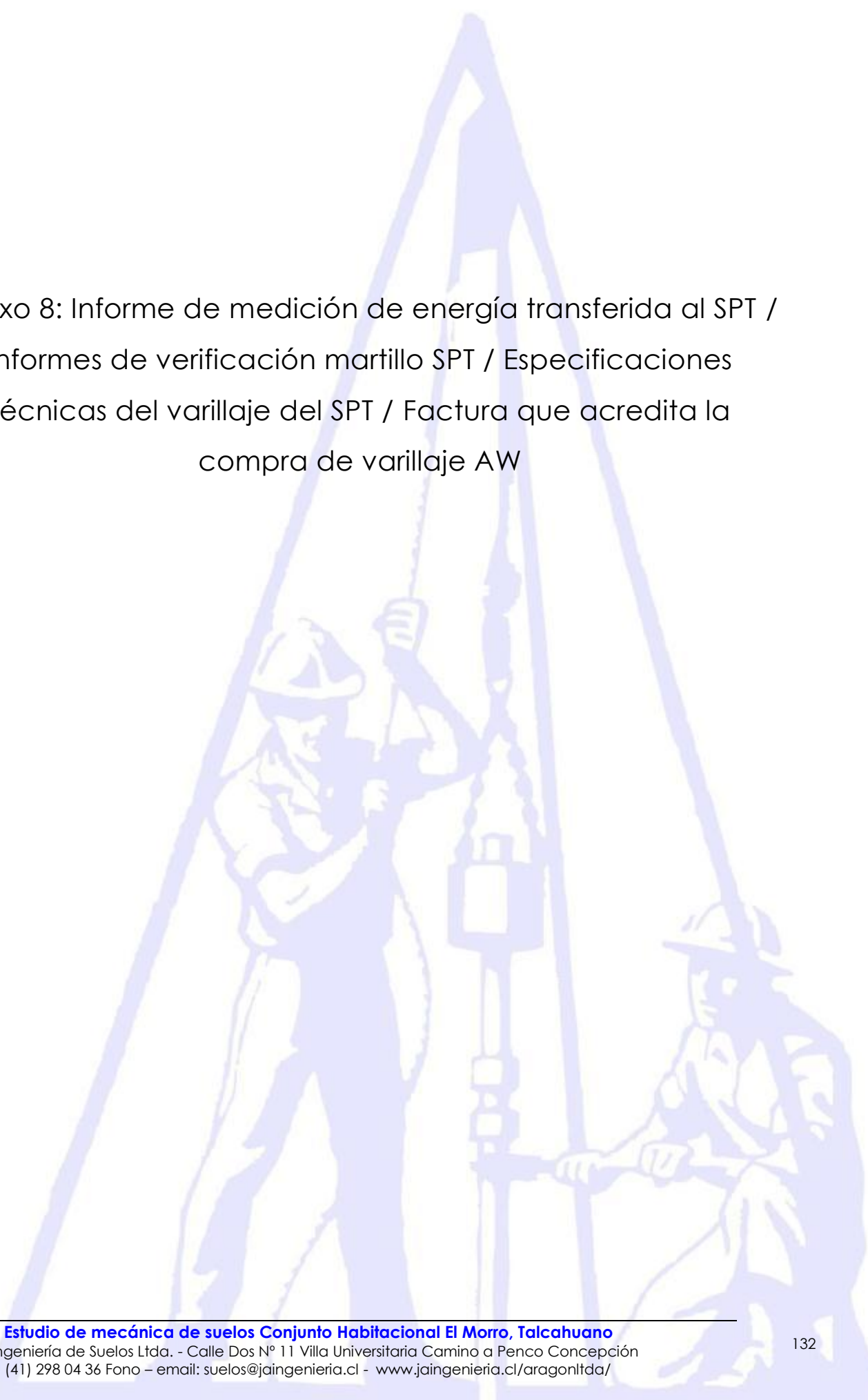
Anexo 5: Levantamiento topográfico de terreno (incluye
prospecciones)



Anexo 6: Potencial de licuación



Anexo 7: Cálculo Capacidad de soporte



Anexo 8: Informe de medición de energía transferida al SPT /
Informes de verificación martillo SPT / Especificaciones
técnicas del varillaje del SPT / Factura que acredita la
compra de varillaje AW