



# Estudio de Mecánica de Suelos

Pedro de Valdivia Bajo, Concepción

FIRMA						
B	06-10-2023	EMITIDO PARA CLIENTE	YBC	RBH	RBH	SERVIU
A	06-10-2023	EMITIDO PARA REVISION	YBC	BSS	RBH	SERVIU
REV.	FECHA	DESCRIPCION DE LA REVISION	Orig.	Rev.	Aprobó	Cliente

El presente informe corresponde al estudio realizado para **SERVIU Región del Biobío** en sitio Ubicado en ciudad de Concepción. El estudio comprende la realización de sondajes, calicatas y medición de Vs30. Se entrega parámetros de diseño de fundaciones para la construcción de viviendas y edificios de 4-5 pisos.

## CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. OBJETIVOS .....	4
3. DESCRICIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	4
4. ALCANCES DEL ESTUDIO.....	4
5. REVISIÓN DE LA NORMATIVA Y ANTECEDENTES. ....	5
6. UBICACIÓN DE PROSPECCIONES.....	5
6.1. Cuadro de coordenadas.....	9
7. DESCRIPCION GEOLÓGICA.....	9
7.1. Geomorfología.....	9
7.1.1. Unidades geomorfológicas.....	10
7.2. Geología Regional.....	11
7.3. Geología Local .....	12
8. REALIZACIÓN DE CALICATAS.....	14
8.1. Estratigrafía observada.....	14
8.2. Nivel freático en calicatas .....	18
9. REALIZACION DE SONDAJES.....	18
9.1. Ensayo de penetración estándar (SPT) .....	18
9.2. 1.Gráfico Profundidad vs índice de penetración ensayo SPT.....	20
9.3. Control de nivel freático y/o niveles de agua inspeccionado en sondaje.....	23
9.4. Descripción de muestras.....	23
9.5. Corrección ensayo de penetración estándar (SPT).....	25
10. ESTUDIO GEOFÍSICO .....	26
10.1. Arreglos.....	26
10.2. Curvas de Dispersión .....	26
10.3. Periodo Predominante.....	28
10.4. Inversión de la curva de dispersión y parámetro Vs30.....	28
11. RESULTADOS DE LABORATORIO .....	30
11.1. Clasificación de suelos .....	30
11.2. Densidad en terreno – método cono de arena.....	30

---

11.3.	Proctor modificado .....	31
11.4.	Capacidad soporte – CBR. ....	31
11.5.	Corte Directo .....	32
11.6.	Ensayo de infiltración - Porchet .....	33
11.7.	Contenido de materia orgánica.....	34
12.	POTENCIAL DE LICUACION.....	34
12.1.	Metodología .....	34
12.2.	Resultados.....	37
12.3.	Análisis de resultados .....	42
13.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA .....	43
13.1.	Parámetros Geotécnicos .....	43
14.	CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SITIO .....	44
15.	BASES GEOTECNICAS PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES.....	44
15.1.	Tipo y profundidad de fundación. ....	44
15.2.	Capacidad de soporte .....	47
15.1.	Alternativas de fundacion .....	49
15.2.	Módulo de Corte G0 .....	52
15.3.	Módulo de reacción de la sub rasante (Coeficiente de Balasto).....	54
15.4.	Cálculo de asentamientos .....	55
15.5.	Empujes sobres estructuras de retención. ....	56
16.	CONCLUSIONES .....	58
17.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS .....	59
17.1.	Especificaciones para la Ejecución de Excavaciones y mejoramientos .....	59
17.2.	Relleno estructural .....	59
17.3.	Agotamiento del nivel freático.....	60
17.4.	Equipos de compactación .....	62
17.5.	Rellenos Bajo Radieres.....	62
17.6.	Recepción de sellos de excavación.....	63
17.7.	Pavimentos de Hormigón.....	63
17.8.	Pavimentos de asfalto.....	63
17.9.	Recepción de sellos de fundación .....	64



## 1. INTRODUCCIÓN

El presente informe contiene la información recopilada en los estudios de prospección del subsuelo para el proyecto **“Pedro de Valdivia Bajo, Concepción”** ubicado en la comuna de Concepción, ejecutado a solicitud del cliente: **SERVIU Región del Biobío**, solicitado en el marco del contrato ASESORÍA GEOTECNICA DE ENSAYOS DE LABORATORIO E INFORMES DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA ADQUISICIÓN Y EVALUACIÓN DE PROYECTOS HABITACIONALES DE SERVIU REGIÓN DEL BIOBÍO, ID 5407-18-LQ23. Se realizaron, según lo solicitado por SERVIU, prospecciones a través de 12 calicatas de 3 metros de profundidad, un sondaje de 30 m, un sondaje de 15m y mediciones de velocidad de ondas superficiales junto con periodo predominante. Los trabajos de terreno fueron ejecutados en el mes de Agosto de 2023.

Se incluye en este informe, los registros obtenidos en terreno, resultados de laboratorio, análisis de potencial de licuación, caracterización geotécnica, parámetros de diseño, tensiones admisibles y recomendaciones de diseño.

## 2. OBJETIVOS

El objetivo del presente estudio es analizar mediante el trabajo de campo y ensayos, el terreno en cuestión para obtener las propiedades geotécnicas y determinar el comportamiento esperado frente a las cargas inducidas por las obras que se planean construir. Se entregará los parámetros de diseño a ser utilizados.

## 3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto consiste en la realización de un estudio de mecánica de suelos para evaluar la viabilidad del terreno para la construcción de preferencia edificios de 4 o 5 pisos o viviendas de máximo 2 pisos en el sector y de esta forma suplir la necesidad de la demanda habitacional asociado a las familias de campamentos de la región del Bio Bio.

## 4. ALCANCES DEL ESTUDIO

El presente documento corresponde a un estudio de mecánica de suelos, según las bases de licitación, realizado en el sitio individualizado anteriormente y en el punto 6; considerando como proyecto de estructuras lo indicado en el punto 3. Se evalúa las condiciones del terreno y se entrega parámetros de diseño.

Además, en consideración al punto 6.6.2 de la Nch 1508-2014 (oficializada en noviembre de 2015), el presente estudio no es válido para una obra distinta a lo indicado en el punto 3, o un sitio distinto al indicado en este informe.

---

## 5. REVISIÓN DE LA NORMATIVA Y ANTECEDENTES.

Respecto a la normativa vigente, se consideraron dos normas, la norma NCh. 433 Of. 96, modificada en 2011 por el D.S. 61 de Diseño sísmico de edificios, en adelante DS 61, y la norma NCh. 1508-2014 referente a estudios de mecánica de suelos.

La norma NCh.1508-2014 (oficializada en noviembre de 2015) para la mecánica de suelos, define todos los ensayos y criterios necesarios para determinar el tipo de suelo, granulometría, características geológicas, permeabilidad, presencia de agua.

La norma D.S. 61 establece los ensayos y métodos de análisis para determinar el comportamiento dinámico del suelo, según las características de éste se define la demanda y métodos de análisis estructural, incluyendo espectros de diseño, consideraciones según el material construcción, tipo obra a realizarse y obras cercanas a la construcción.

La norma Nch 3364:2014 Establece la metodología para la realización de ensayos SPT.

## 6. UBICACIÓN DE PROSPECCIONES

El área de estudio se encuentra en sector Pedro de Valdivia, comuna de Concepción, región del Biobío. A continuación, se muestra Figura 1 con su ubicación general:



En la figura 2 y figura 3 se muestra la ubicación de las calicatas y sondaje respectivamente mientras que en la figura 4 la ubicación de los arreglos geofísico, realizado dentro del área de estudio.



*Figura 2: Ubicación de calicatas dentro del área de estudio*

Nota: Debido a la gran densidad de edificaciones no reguladas, el acceso hacia el interior del área de estudio no fue posible



Figura 3: Ubicación de sondaje realizado.



Figura 4: Ubicación de arreglos geofísicos realizados en terreno

## 6.1. Cuadro de coordenadas

A continuación, en la Tabla 1 se entrega las coordenadas de las prospecciones realizadas.

*Tabla 1: Cuadro de coordenadas de las prospecciones*

Prospección	Norte	Este	Cota
C-1	5921397.93	673105.253	12.019
C-2	5921366.72	673039.793	11.708
C-3	5921331.42	672974.309	12.263
C-4	5921343.77	672954.825	12.482
C-5	5921433.28	672927.343	13.89
C-6	5921398.55	672934.983	12.708
C-7	5921444.36	672955.363	13.836
C-8	5921455.51	672978.156	13.893
C-9	5921473.98	673011.099	14.099
C-10	5921494.5	673046.716	14.034
C-11	5921511.61	673098.746	14.291
C-12	5921486.64	673103.945	12.805
S-1	5921487.56	673031.936	14.155
S-2	5921386.55	673113.141	12.55

Coordenadas UTM, WGS84 Huso 18H

## 7. DESCRIPCION GEOLÓGICA

### 7.1. Geomorfología

El área de estudio se encuentra en Concepción, Provincia del Biobío, VIII Región, Chile. De acuerdo a lo estudiado por Börgel (1983; Figura 1), la región del Biobío se divide en cuatro zonas principales, de Oeste a Este.

- **Llanuras estuario-deltaico litorales:** constituidas por sedimentos marinos Terciarios y fluvio-marinos del cuaternario. Se elevan hasta alturas de 300 m.s.n.m. y presentan dunas, cordones litorales, marismas y paleo lechos.
- **Cordillera de la Costa o Cordillera de Nahuelbuta:** zona de rocas Paleozoicas graníticas y metamórficas intensamente meteorizadas que constituyen relieves que no sobrepasan los 1000 m.s.n.m. de altura. También se encuentran en discordancia sobre el zócalo, depósitos Terciarios de origen marino, productos andesíticos del volcanismo del mioceno inferior, a lo largo de la margen sureste de la cordillera y los depósitos aluviales del Cuaternario.
- **Depresión Central:** presenta alturas inferiores a 200 m.s.n.m. con relieves planos a ondulados. Las llanuras de la depresión central pasan, al oeste, a las plataformas del piedemonte de la Cordillera de los Andes con una altura promedio de 500 a 600 m.s.n.m.

Sobre un zócalo de lavas basáltico-andesíticas del Mioceno inferior, se encuentran depósitos de tobas volcánicas, depósitos laharíticos y aluviales de orígenes lacustres y fluviales a veces, conformando terrazas.

- **Cordillera de los Andes:** posee una altura promedio de 2000 a 2500 m.s.n.m. Está constituida esencialmente de rocas volcánicas provenientes de diferentes épocas desde el Secundario, sobre un zócalo de granitos y granodioritas.

El área de estudio se enclava en la zona de llanos de sedimentación fluvial y/o aluvional, donde predomina los sedimentos marinos terciarios, fluvio-marinos y aportes de sedimentos finos acarreados por el río Biobío.

### 7.1.1. Unidades geomorfológicas

La geomorfología del área de estudio está enmarcada en lo que Börgel (1983) para la región del Biobío denominó Llanuras estuario-deltaico litorales, y que en el área comprende como unidad principal el Llano central fluvio-glacio-volcánico (Figura N°4).

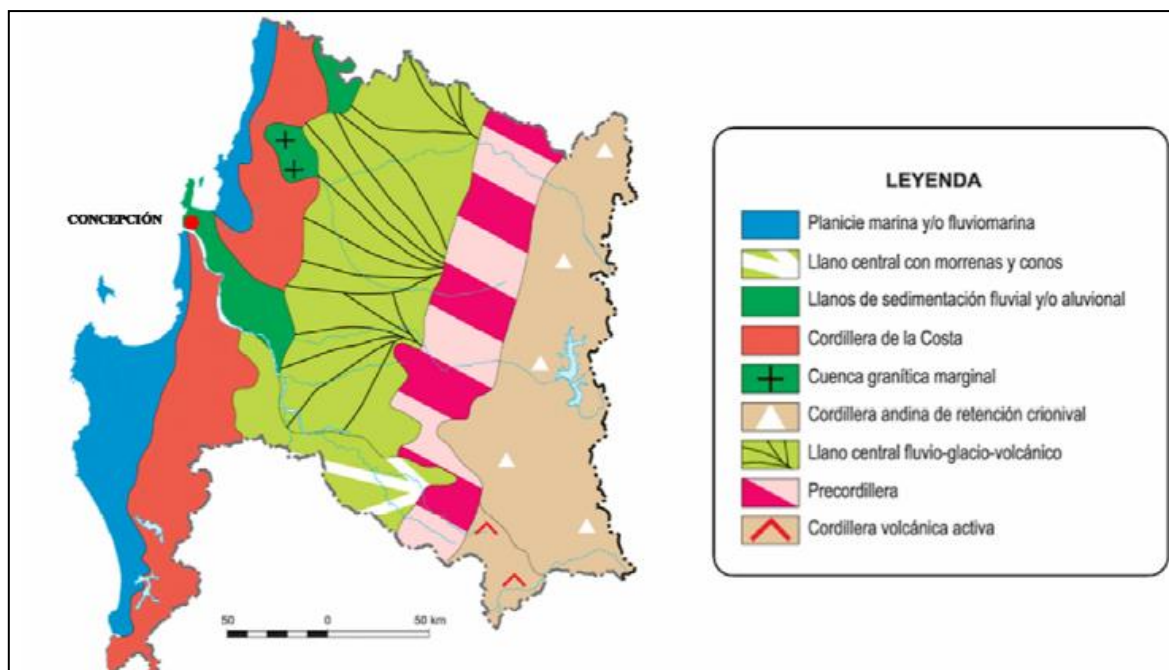


Figura 5: Mapa geomorfológico de la región del Biobío (Börgel, 1983)

### LLANO DE SEDIMENTACIÓN FLUVIAL Y ALUVIONAL

Los llanos de sedimentación fluvial y/o aluvional se extiende desde el norte del río Bio Bio hasta San Rosendo. Se presenta gran acumulación de arenas finas en la desembocadura donde el viento incide en su destino devolviéndolas hacia al continente formando playas y acumulaciones dunarias continentales. Los suelos generados por procesos fluviales suelen sedimentarse fácilmente y sus

granos tienen poca probabilidad de compactación, por lo tanto, existe un mayor riesgo de licuefacción.

Su aspecto dominante de los procesos geomorfológicos es el aspecto fluvio-glacial, pero en este caso está mayormente presente el carácter fluvial. Según Carlos Galli Olivier expone que la sedimentación ocurrida por variaciones del nivel del mar de la última época glacial Wisconsinan, periodo comprendido dentro del Plioceno-Plastoceno explica la cantidad de secuencias sedimentarias encontradas al interior del territorio.

## 7.2. Geología Regional

La geología del área está determinada por la información obtenida tanto de la campaña de prospecciones en terreno como de la bibliografía del área (SERNAGEOMIN 2002, L. Lara, E. Godoy entre otros). En el área de estudio afloran diversas unidades: **CPg, Qm, Qf, Pz4b, Tr1c, E1c, Ksm1** (Figura N°6).

La unidad **CPg** identifica a intrusivos que tienen una edad Carbonífero-Pérmico (328-235 Ma), y podrían estar asociados a la intrusión del Batolito Costero del Sur de Chile. Estos intrusivos poseen diversa petrografía, tales como granitos, granodioritas, tonalitas y dioritas, de hornblenda y biotita, localmente de muscovita.

La unidad **Qm**, que ha sido datada como Pleistoceno-Holoceno, correspondiente a la clasificación de secuencias sedimentarias de mayor predominancia en la ciudad de Concepción, la cual comprende a todos los depósitos litorales: arenas y gravas de playas actuales.

La unidad **Qf**, son depósitos fluviales, reconocidos en terreno por secuencias de gravas, arenas y limos del curso actual de los ríos mayores o de sus terrazas sub-actuales y llanuras de inundación. Los cuales poseen una mejor selección granulométrica y de composición, debido a su mayor transporte y meteorización, en comparación con otros depósitos cuaternarios.

La unidad **Pz4b** perteneciente al periodo Silúrico-Carbonífero y a la clasificación de rocas metamórficas, esta contiene pizarras, filitas y metaareniscas con metamorfismo de bajo gradiente P/T (Serie Oriental) del carbonífero temprano.

La unidad **Tr1c** data del periodo triásico superior y se compone principalmente de secuencias sedimentarias continentales aluviales, fluviales y lacustres, en parte transicionales: conglomerados, brechas, arsénicas, lutitas e intercalaciones calcáreas.

La unidad **E1c** procede del Eoceno donde predominan las secuencias sedimentarias parálicas tal como areniscas, lutitas y mantos de carbón.

La unidad **Ksm1** correspondiente a la edad cretácica superior compuesta por secuencias sedimentarias marinas de plataforma, litorales o transicionales: areniscas, conglomerados, lutitas, calizas extraclásticas y oolíticas, sucesiones turbidíticas.

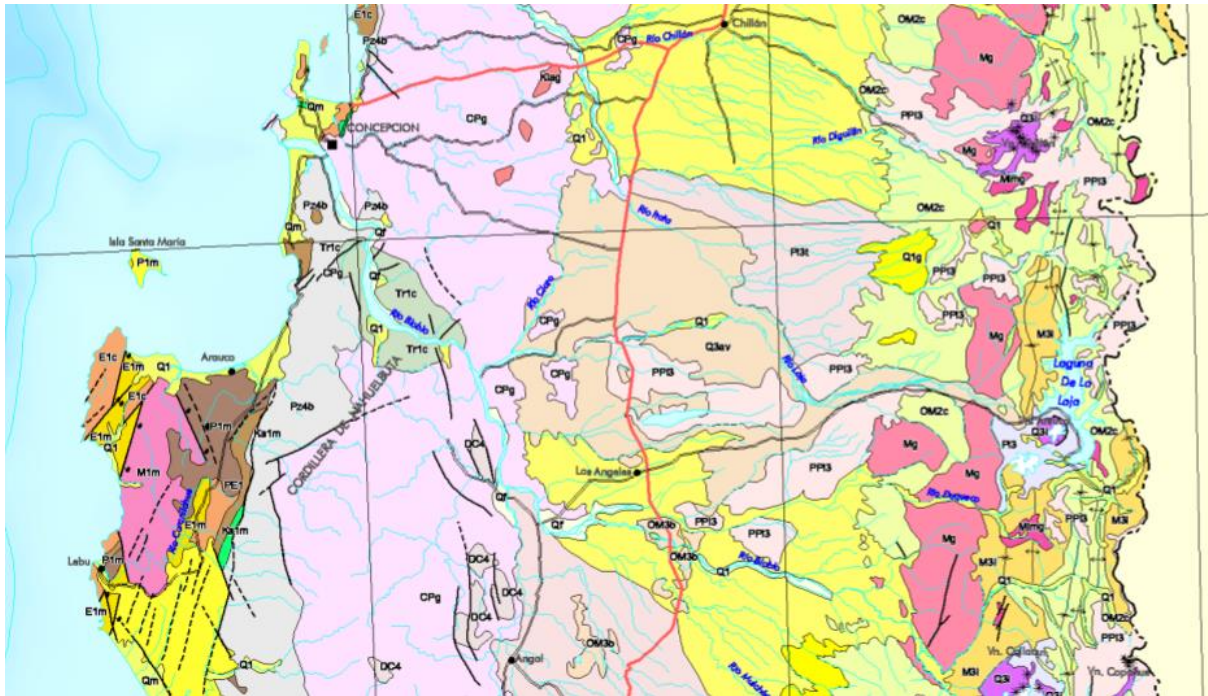


Figura 6: Mapa geológico de la Región del Bio Bio (SERNAGEOMIN, 2002)







### 7.3.Geología Local

La información de la geología local fue obtenida de: Ramírez, P.; Vivallos, J.; Cáceres, D.; Fonseca, A. 2012. Microzonificación Sísmica de la ciudad de San Pedro de la Paz, Región del Biobío. Servicio Nacional de Geología y Minería, Carta Geológica de Chile, Serie Geología Ambiental 16: 3 mapas en una hoja, escala 1:20.000. Santiago.



Figura 7: Mapa geológico del área de estudio (adaptado de Ramírez et. Al.,2012).

### Depósitos no consolidados

<p><b>Han</b></p> 	<p><b>Depósitos antrópicos (Holoceno)</b></p> <p>Composición y espesores muy variables. Contienen, entre otros materiales, arenas, limos, arcillas, escombros, basura, restos orgánicos y escorias de fundición. Los espesores van desde 1 m hasta 12 m en algunos terraplenes de calles.</p>
<p><b>Hlo</b></p> 	<p><b>Humedales y vegas (Holoceno)</b></p> <p>Depósitos de pantanos y fluviales recientes. Corresponden a arcillas, limos y arenas finas, a muy finas, con alto contenido de materia orgánica. Originados por obturación del drenaje en zonas topográficamente deprimidas o en antiguos cursos de inundación del río Biobío.</p>
<p><b>PIHal</b></p> 	<p><b>Arenas con bastante limo (Pleistoceno-Holoceno)</b></p> <p>Depósitos edólicos de dunas y depósitos coluviales, formados por arenas finas a medias, sin cementación, con limos subordinados. En general, en áreas próximas a laderas, se incrementa el contenido de limos y arcillas.</p>
<p><b>PIHfa</b></p> 	<p><b>Depósitos fluviales del río Andalién (Pleistoceno-Holoceno)</b></p> <p>Arenas limosas y arcillosas, pobremente seleccionadas. Compuestas principalmente por cuarzo, feldespato y líticos plutónicos, que constituyen arenas subarcólicas, interestratificadas en el pie de laderas, con depósitos coluviales.</p>
<p><b>PIHfb</b></p> 	<p><b>Depósitos fluviales del río Biobío (Pleistoceno-Holoceno)</b></p> <p>Contiene arenas desde muy fina a gruesa, con algo de limo, buena selección, subredondeadas. Material detrítico de origen volcánico y composición predominantemente andesítica-basáltica, interestratificadas en el pie de laderas, con depósitos coluviales.</p>
<p><b>PIHc</b></p> 	<p><b>Depósitos coluviales (Pleistoceno-Holoceno)</b></p> <p>Principalmente arcillas y limos, con algo de arenas finas a medias, originados de la meteorización de rocas sedimentarias e intrusivas.</p>

### Rocas sedimentarias

<b>Plla</b>	<b>Formación Andalién (Plioceno?)</b> Areniscas, arcillolitas conglomerádicas y conglomerados polimícticos, con clastos de filitas, esquistos micáceos, cuarcitas y rocas ígneas.
<b>Palc</b>	<b>Formación Curanilahue (Paleoceno superior-Eoceno inferior)</b> Areniscas, arcosas líticas y lutitas, intercaladas con mantos de carbón y niveles conglomerádicos.
<b>Ksq</b>	<b>Formación Quiriquina (Maastrichtiano)</b> Areniscas, conglomerados y calciriditas fosilíferas, con cemento calcáreo y niveles de concreciones.

## Rocas Plutónicas

Pzsgc	Rocas Plutónicas
	<b>Granitoides de Concepción</b> (Paleozoico Superior) Tonalitas, granodioritas y granitos subordinados. En general, los afloramientos se observan completamente meteorizados, y los feldspatos descompuestos a arcillas y limos.

El terreno en estudio se encuentra específicamente en la unidad Han, que corresponde a depósitos antrópicos (rellenos), de diferente composición, entre ellos: Arenas, limos, arcillas, escombros, escoria de fundación. Bajo esta unidad es posible encontrar depósitos de arenas del río Bio Bío, que corresponden a la unidad PIHfb.

## 8. REALIZACIÓN DE CALICATAS

### 8.1. Estratigrafía observada

A continuación, se presentan las estratigrafías de las calicatas inspeccionadas:

<b>CALICATA N°</b>				C-1
<b>FECHA DE OBSERVACIÓN</b>				martes, 22 de agosto de 2023
<b>PROFUNDIDAD [m]</b>				3.0
<b>COTA NIVEL FREÁTICO [m]</b>				No se observó
<b>HZ</b>	<b>COTAS [m]</b>		<b>ESPESOR [m]</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL SUELO</b>
H-1	0.00	3.0	3.0	Relleno de arena media a fina, color pardo oscuro, compacidad media, con escombros principalmente de albañilería. Humedad media.
<b>OBSERVACIONES</b>		No se pudo profundizar más debido a las paredes inestables de la excavación		

<b>CALICATA N°</b>				C-2
<b>FECHA DE OBSERVACIÓN</b>				martes, 24 de agosto de 2023
<b>PROFUNDIDAD [m]</b>				2.10
<b>COTA NIVEL FREÁTICO [m]</b>				1.90
<b>HZ</b>	<b>COTAS [m]</b>		<b>ESPESOR [m]</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL SUELO</b>
H-1	0.00	2.50	2.50	Relleno de arena media a fina, color pardo oscuro, compacidad media, con escombros principalmente de albañilería. Humedad media a alta.
<b>OBSERVACIONES</b>		Se observa presencia de numerosas tuberías. No se pudo profundizar más debido al desmoronamiento de la arena al llegar al nivel freático.		



CALICATA N°				C-3
FECHA DE OBSERVACIÓN				jueves, 24 de agosto de 2023
PROFUNDIDAD [m]				3.0
COTA NIVEL FREÁTICO [m]				No se observó
HZ	COTAS [m]		ESPESOR [m]	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
H-1	0.00	1.50	1.50	Relleno de arena media a fina, color pardo oscuro, compacidad media, con escombros principalmente de albañilería. Fracción aproximada de 40% sobretamaño (>3"), y 80% de arena. Humedad media.
H-2	1.50	3.0	1.50	Relleno de arena media a fina, color pardo oscuro, compacidad media, con escombros varios. Fracción aproximada de 5% sobretamaño (>3"), 15% de grava, 80% de arena. Humedad media.
OBSERVACIONES		La cantidad de escombros varia de más a menos con el aumento de la profundidad		

CALICATA N°				C-4
FECHA DE OBSERVACIÓN				jueves, 24 de agosto de 2023
PROFUNDIDAD [m]				3.0
COTA NIVEL FREÁTICO [m]				No se observó
HZ	COTAS [m]		ESPESOR [m]	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
H-1	0.00	3.0	3.0	Relleno de arena media a fina, color pardo oscuro, compacidad media, con escombros principalmente de albañilería. Fracción aproximada de 15% sobretamaño (>3"), 5% de grava, 80% de arena. Humedad media.
OBSERVACIONES		La cantidad de escombros varia de más a menos con el aumento de la profundidad		

CALICATA N°				C-5
FECHA DE OBSERVACIÓN				jueves, 24 de agosto de 2023
PROFUNDIDAD [m]				3.0
COTA NIVEL FREÁTICO [m]				No se observó
HZ	COTAS [m]		ESPESOR [m]	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
H-1	0.00	1.10	1.10	Relleno de diez centímetros de limo color pardo seguido de un metro de escombros de albañilería no armada (ladrillos con mortero).
H-2	1.10	3.0	3.0	Relleno de arcilla arenosa color pardo amarillento, consistencia media, plasticidad baja, con escombros principalmente de albañilería. Fracción aproximada de 20% sobretamaño (>3"), 20% de arena y 60% finos. Humedad media a alta
OBSERVACIONES		No se pudo profundizar más debido a las paredes inestables de la excavación		



<b>CALICATA N°</b>				<b>C-6</b>
<b>FECHA DE OBSERVACIÓN</b>				miércoles, 24 de agosto de 2023
<b>PROFUNDIDAD [m]</b>				3.0
<b>COTA NIVEL FREÁTICO [m]</b>				No se observó
<b>HZ</b>	<b>COTAS [m]</b>		<b>ESPEJOR [m]</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL SUELO</b>
H-1	0.00	3.0	3.0	Relleno de arena media a fina, color pardo oscuro, compacidad media, con escombros principalmente de albañilería. Humedad media.
<b>OBSERVACIONES</b>		La cantidad de escombros varía de más a menos con el aumento de la profundidad		

<b>CALICATA N°</b>				<b>C-7</b>
<b>FECHA DE OBSERVACIÓN</b>				miércoles, 23 de agosto de 2023
<b>PROFUNDIDAD [m]</b>				2.00
<b>COTA NIVEL FREÁTICO [m]</b>				No se observó
<b>HZ</b>	<b>COTAS [m]</b>		<b>ESPEJOR [m]</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL SUELO</b>
H-1	0.00	1.00	1.00	Relleno de limo arcilloso color pardo, plasticidad baja, consistencia media a dura. Humedad alta.
H-2	1.00	1.50	0.50	Relleno de albañilería no armada (ladrillos con mortero)
H-3	1.50	2.00	2.00	Relleno de arcilla arenosa color pardo, consistencia media, plasticidad baja, con escombros principalmente de albañilería. Humedad media a alta
<b>OBSERVACIONES</b>		No se pudo profundizar más debido a las paredes inestables de la excavación		

<b>CALICATA N°</b>				<b>C-8</b>
<b>FECHA DE OBSERVACIÓN</b>				miércoles, 24 de agosto de 2023
<b>PROFUNDIDAD [m]</b>				1.70
<b>COTA NIVEL FREÁTICO [m]</b>				No se observó
<b>HZ</b>	<b>COTAS [m]</b>		<b>ESPEJOR [m]</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL SUELO</b>
H-1	0.00	1.50	1.50	Relleno de capas variables de suelos desde arcilla arenosa color pardo oscuro plasticidad media a arena arcillosa color pardo amarillento sin plasticidad. Consistencia media. Humedad media a alta.
H-2	1.50	1.70	0.20	Relleno de albañilería no armada (ladrillos con mortero)
<b>OBSERVACIONES</b>		No se pudo profundizar más debido a las paredes inestables de la excavación		



Cosme Churruca 324, Concepción.  
+56 (41) 383 38 34 – [ricardobriones.20@gmail.com](mailto:ricardobriones.20@gmail.com)

CALICATA N°				C-9	
FECHA DE OBSERVACIÓN				miércoles, 24 de agosto de 2023	
PROFUNDIDAD [m]				3.0	
COTA NIVEL FREÁTICO [m]				No se observó	
HZ		COTAS [m]		ESPESOR [m]	
H-1		0.00		3.0	
		3.0		3.0	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO					
Relleno de arena arcillosa color pardo amarillento, presenta escombros, compactación media, bien graduado. Humedad alta. Escombros TM 6".					
OBSERVACIONES		-			

CALICATA N°				C-10			
FECHA DE OBSERVACIÓN				miércoles, 22 de marzo de 2023			
PROFUNDIDAD [m]				2.00			
COTA NIVEL FREÁTICO [m]				No se observó			
HZ		COTAS [m]		ESPESOR [m]		DESCRIPCIÓN DEL SUELO	
H-1		0.00	2.00	2.00		Relleno de capas variables de suelos desde arcilla arenosa color pardo oscuro plasticidad media a arena arcillosa color pardo amarillento sin plasticidad. Consistencia media. Humedad media a alta. Escombros TM 6”	
OBSERVACIONES						No se pudo profundizar más debido a las paredes inestables de la excavación	

CALICATA N°				C-11	
FECHA DE OBSERVACIÓN				jueves, 24 de agosto de 2023	
PROFUNDIDAD [m]				3.0	
COTA NIVEL FREÁTICO [m]				No se observó	
HZ		COTAS [m]		ESPESOR [m]	
				DESCRIPCIÓN DEL SUELO	
H-1		0.00	3.0	3.0	Relleno de arena media a fina, color pardo oscuro, compactidad media, con escombros principalmente de albañilería. Fracción aproximada de 15% sobretamaño (>3”), 5% de grava, 80% de arena. Humedad media.
OBSERVACIONES					

CALICATA N°				C-12
FECHA DE OBSERVACIÓN				martes, 22 de agosto de 2023
PROFUNDIDAD [m]				3.0
COTA NIVEL FREÁTICO [m]				No se observó
HZ	COTAS [m]		ESPESOR [m]	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
H-1	0.00	3.0	3.0	Relleno de arena media a fina, color pardo oscuro, compactidad media, con escombros principalmente de albañilería. Fracción aproximada de 30% sobretamaño (>3”), 10% de grava, 60% de arena. Humedad media.
OBSERVACIONES		Presencia de tubería A 2.0m de profundidad.		

## 8.2. Nivel freático en calicatas

A la fecha de realización de las calicatas se observó presencia de nivel freático.

Calicata	Profundidad nivel freático [m]
C-1	No se observó a la profundidad explorada
C-2	1.90
C-3	No se observó a la profundidad explorada
C-4	No se observó a la profundidad explorada
C-5	No se observó a la profundidad explorada
C-6	No se observó a la profundidad explorada
C-7	No se observó a la profundidad explorada
C-8	No se observó a la profundidad explorada
C-9	No se observó a la profundidad explorada
C-10	No se observó a la profundidad explorada
C-11	No se observó a la profundidad explorada
C-12	No se observó a la profundidad explorada

## 9. REALIZACION DE SONDAJES

Se realizó un sondeo de 30 m y otro de 15 m de profundidad. Los resultados más importantes se muestran a continuación, para más detalle el informe completo se adjunta en Anexo 2.

### 9.1. Ensayo de penetración estándar (SPT)

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de los ensayos SPT realizados:

## SONDAJE S-01

Tabla 2: Resultado SPT sondaje S-01

Metodo de perforacion	Penetración con Cuchara Normalizada						Número de muestra
	Zi	Zf	N1	N2	N3	Nr	
ROT	0,00	1,00	-	-	-	-	1
SPT	1,00	1,00	R	R	R	R	2
ROT	1,00	2,00	-	-	-	-	3
SPT	2,00	2,00	R	R	R	R	4
ROT	2,00	3,00	-	-	-	-	5
SPT	3,00	3,00	R	R	R	R	6
SPT	4,00	4,45	24	23	22	45	7
SPT	5,00	5,45	13	17	24	41	8
SPT	6,00	6,45	10	12	8	20	9
SPT	7,00	7,45	15	12	17	29	10
SPT	8,00	8,45	18	24	30	54	11
SPT	9,00	9,45	20	28	33	61	12
SPT	10,00	10,45	36	17	4	21	13
SPT	11,00	11,45	21	29	35	64	14
SPT	12,00	12,45	20	27	35	62	15
SPT	13,00	13,45	22	28	32	60	16
SPT	14,00	14,45	20	28	38	66	17
SPT	15,00	15,45	30	36	34	R	18
SPT	16,00	16,45	19	20	31	51	19
SPT	17,00	17,43	22	37	41	R	20
SPT	18,00	18,45	5	5	7	12	21
SPT	19,00	19,45	12	35	43	78	22
SPT	20,00	20,30	42	50	R	R	23
SPT	21,00	21,43	36	38	26	R	24
SPT	22,00	22,45	13	20	30	50	25
SPT	23,00	23,45	14	27	22	49	26
SPT	24,00	24,45	15	22	27	49	27
SPT	25,00	25,45	7	10	7	17	28
SPT	26,00	26,45	7	7	7	14	29
SPT	27,00	27,45	7	7	7	14	30
SPT	28,00	28,45	2	2	2	4	31
SPT	29,00	29,45	1	2	2	4	32
SPT	30,00	30,45	6	7	9	16	33

## SONDAJE S-02

Tabla 3: Resultado SPT sondaje S-02

Metodo de perforacion	Penetración con Cuchara Normalizada						Número de muestra
	Zi	Zf	N1	N2	N3	Nr	
SPT	1.00	1.45	4	3	2	5	1
SPT	2.00	2.45	4	2	1	3	2
SPT	3.00	3.45	5	14	4	18	3
SPT	4.00	4.45	11	17	19	36	4
SPT	5.00	5.45	7	5	10	15	5
SPT	6.00	6.45	8	12	17	29	6
SPT	7.00	7.45	11	18	31	49	7
SPT	8.00	8.45	15	24	25	49	8
SPT	9.00	9.45	18	21	25	46	9
SPT	10.00	10.45	19	27	35	62	10
SPT	11.00	11.41	22	41	37	78	11
SPT	12.00	12.44	29	35	36	71	12
SPT	13.00	13.41	31	36	33	69	13
SPT	14.00	14.45	12	20	18	38	14
SPT	15.00	15.45	19	19	24	43	15

SIMBOLOGÍA	
<b>SPT</b>	Índice de Penetración Estándar
<b>SH</b>	Shelby
<b>CN</b>	Cuchara normalizada "SPT" AW 1.75"
<b>ROT</b>	Corona diamantada "HO3" 3.76"
<b>R</b>	Rechazo*.

\*nota: Se considera Rechazo según lo indicado en Nch3364:2014.

### 9.2.1. Gráfico Profundidad vs Índice de penetración ensayo SPT

Se muestra el gráfico de penetración, a partir del ensayo SPT realizado a sondajes:

## SONDAJE S-01

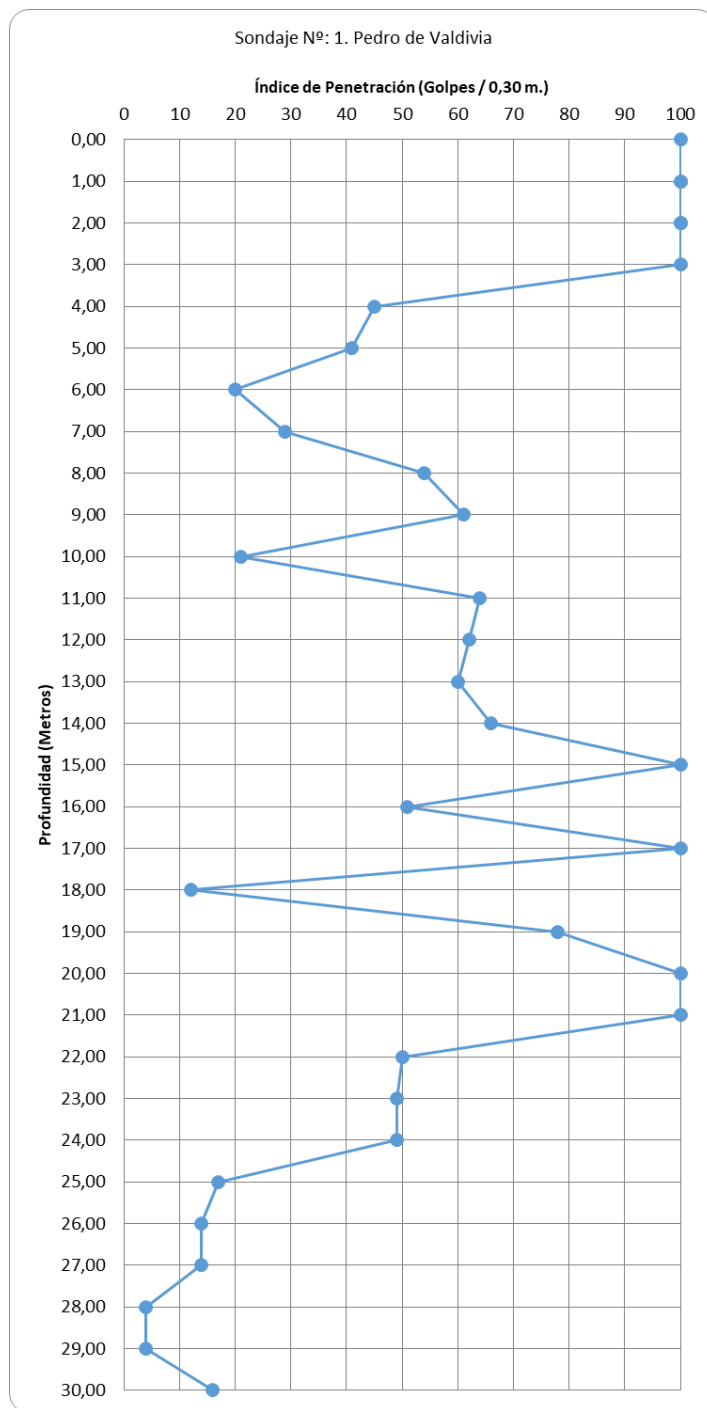


Figura 8: Grafico profundidad vs índice de penetración ensayo SPT sondaje S-01

## SONDAJE S-02

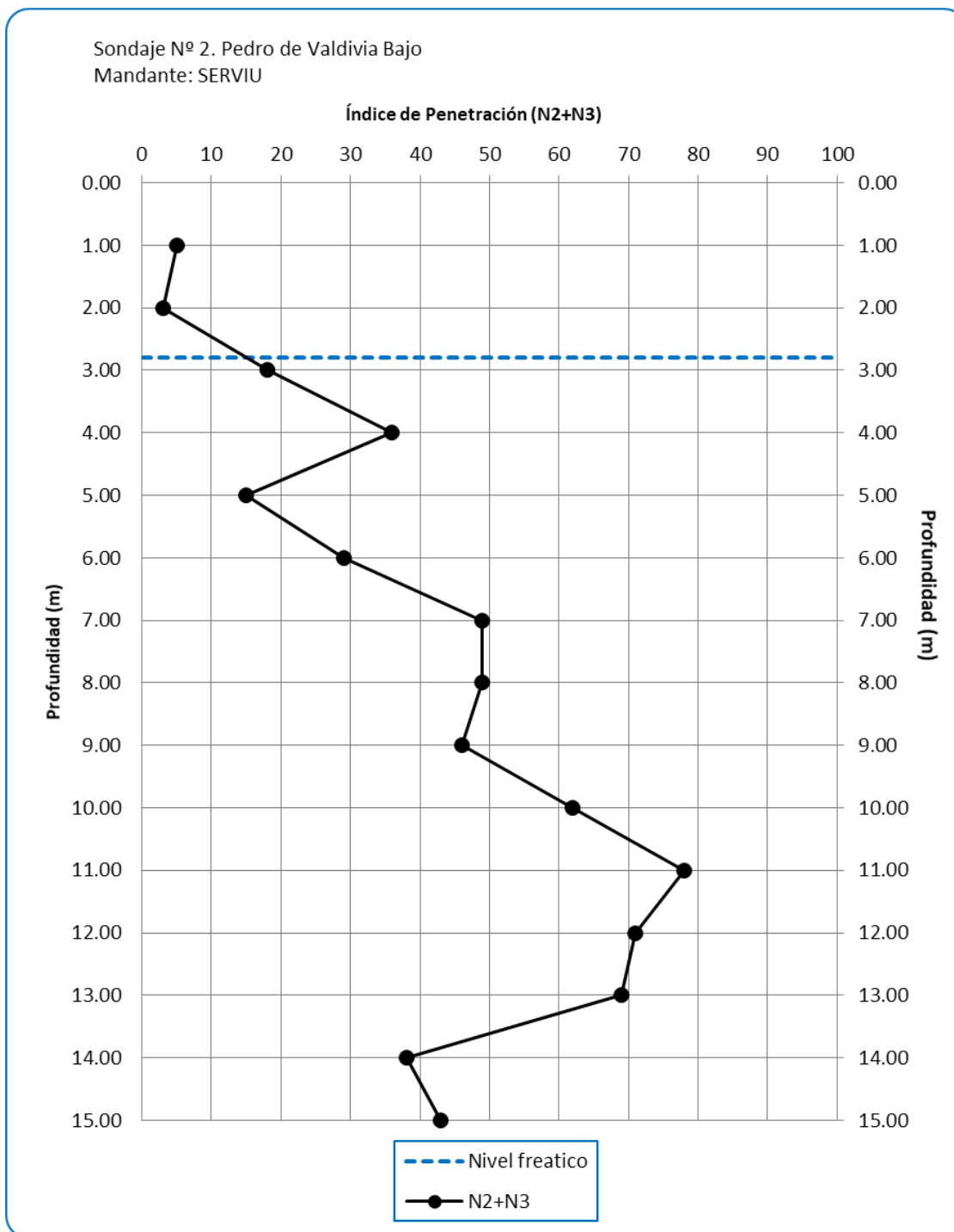


Figura 9: Gráfico profundidad vs índice de penetración ensayo SPT sonda S-02

### 9.3. Control de nivel freático y/o niveles de agua inspeccionado en sondaje

Las mediciones del nivel freático en sondaje se realizaron 15 hrs posterior al término de la faena del día anterior. Los resultados se presentan a continuación:

*Tabla 4: Resultados medición nivel freático en sondajes*

Sondaje	Cota nivel freático [m]	Tipo de Revestimiento	Hora de observación	Fecha de Observación	Observaciones
S-1	7.06	Tubo HQ	09:30	12/07/23	-
S-1	5.00	Tubo HQ	09:30	14/07/23	-
S-1	4.30	Tubo HQ	11:10	17/07/23	-
S-1	4.00	Tubo HQ	11:30	18/07/23	-
S-1	6.00	Tubo HQ	9:50	19/07/23	-
S-1	4.80	Tubo HQ	9:20	20/07/23	-
S-1	5.50	Tubo HQ	9:20	21/07/23	-
S-1	5.00	Tubo HQ	9:20	24/07/23	-
S-2	2.80	Tubo HQ	10:20	08/09/23	-

\*Nota: Las mediciones de nivel freático en sondajes puede verse afectada por los trabajos de perforación, especialmente en suelos finos.

### 9.4. Descripción de muestras

Se presenta a continuación la descripción visual para las muestras extraídas del sondaje.

## SONDAJE S-1

Tabla 5: Descripción de muestras obtenidas en sondeaje S-01

Metodo de perforacion	Penetracion con CN		Número de muestra	Descripción
	Zi	Zf		
ROT	0,00	1,00	1	Relleno de escombros
SPT	1,00	1,00	2	Relleno de escombros
ROT	1,00	2,00	3	Relleno de escombros
SPT	2,00	2,00	4	Relleno de escombros
ROT	2,00	3,00	5	Relleno de escombros
SPT	3,00	3,00	6	Relleno de escombros
SPT	4,00	4,45	7	Relleno de escombros, principalmente ladrillo
SPT	5,00	5,45	8	Relleno de escombros, principalmente ladrillo
SPT	6,00	6,45	9	Relleno de escombros, principalmente ladrillo
SPT	7,00	7,45	10	Relleno de escombros, principalmente ladrillo
SPT	8,00	8,45	11	Arena gruesa a media
SPT	9,00	9,45	12	Arena gruesa a fina
SPT	10,00	10,45	13	Arena gruesa a fina
SPT	11,00	11,45	14	Arena gruesa a fina
SPT	12,00	12,45	15	Arena gruesa a fina
SPT	13,00	13,45	16	Sin muestra
SPT	14,00	14,45	17	Arena limosa
SPT	15,00	15,45	18	Arena limosa
SPT	16,00	16,45	19	Arena limosa
SPT	17,00	17,43	20	Limo plasticidad media
SPT	18,00	18,45	21	1eros diez centimeros limo no plastico, luiego, arcilla plasticidad alta color gris
SPT	19,00	19,45	22	1eros treinta centimeros limo no plastico, luego limo con plasticidad media
SPT	20,00	20,30	23	Arena media gris
SPT	21,00	21,43	24	Arena media a gruesa, color gris
SPT	22,00	22,45	25	Limo plasticidad media
SPT	23,00	23,45	26	Limo plasticidad media
SPT	24,00	24,45	27	Limo plasticidad media
SPT	25,00	25,45	28	Limo plasticidad media
SPT	26,00	26,45	29	Limo plasticidad media
SPT	27,00	27,45	30	Limo plasticidad media
SPT	24,00	24,45	27	Limo plasticidad media
SPT	25,00	25,45	28	Limo plasticidad media
SPT	26,00	26,45	29	Limo plasticidad media
SPT	27,00	27,45	30	Limo plasticidad media
SPT	28,00	28,45	31	Sin muestra
SPT	29,00	29,45	32	Limo plasticidad media
SPT	30,00	30,45	33	Limo plasticidad media

## SONDAJE S-02

Tabla 6: Descripción de muestras obtenidas en sondeaje S-02

Metodo de perforacion	Penetracion con CN		Número de muestra	Descripción
Zi	Zf			
SPT	1.00	1.45	1	Relleno en matriz de arena gruesa
SPT	2.00	2.45	2	Relleno en matriz de arena gruesa
SPT	3.00	3.45	3	Relleno en matriz de arena gruesa
SPT	4.00	4.45	4	Sin muestra
SPT	5.00	5.45	5	Arena media a fina color gris
SPT	6.00	6.45	6	Arena media a fina color gris
SPT	7.00	7.45	7	Arena media a fina color gris
SPT	8.00	8.45	8	Arena media a fina color gris
SPT	9.00	9.45	9	Arena media a fina color gris
SPT	10.00	10.45	10	Arena gruesa a fina color gris
SPT	11.00	11.41	11	Arena fina color gris
SPT	12.00	12.44	12	Arena fina color gris
SPT	13.00	13.41	13	Arena fina a gruesa color gris
SPT	14.00	14.45	14	Limo arenoso color gris
SPT	15.00	15.45	15	Arena media a gruesa color gris, luego limo arenoso color gris

## 9.5. Corrección ensayo de penetración estándar (SPT)

A partir de la metodología propuesta por la norma NCh 3364 Of. 2014 se corrige el índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento y corregido al 60% de la energía normalizada para los **suelos que clasificaron como arena**. Los valores corregidos se presentan a continuación:

## SONDAJE S-01

Tabla 7: índices de penetración normalizado por presión de confinamiento y corregido al 60% de la energía, Sondeaje S-01.

Cotas [m]		Nspt	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>
8.00	8.45	54	47
9.00	9.45	61	52
10.00	10.45	21	17
11.00	11.45	64	53
12.00	12.45	62	50
13.00	13.45	60	48
14.00	14.45	66	52
19.00	19.45	78	60
20.00	20.30	100	80
21.00	21.43	100	80
22.00	22.45	50	33

## SONDAJE S-02

Tabla 8: índices de penetración normalizado por presión de confinamiento y corregido al 60% de la energía, Sonda S-02.

Cotas [m]		Nspt	(N1)60
4.00	4.45	36	37
5.00	5.45	15	16
6.00	6.45	29	28
7.00	7.45	49	44
8.00	8.45	49	43
9.00	9.45	46	39
10.00	10.45	62	52
11.00	11.41	78	65
12.00	12.44	71	58
13.00	13.41	69	56

## 10. ESTUDIO GEOFÍSICO

A continuación, se presentan los resultados más relevantes del estudio geofísico, para más detalle se presenta el informe completo en Anexo 3.

### 10.1. Arreglos

La configuración de los registros de fuente activa y registros de vibraciones ambientales (pasiva) en los arreglos es la siguiente:

- **Arreglo 1 (A1):** Arreglo lineal de 60m de largo con 16 geófonos equidistantes a una distancia geofónica de 4m. Las fuentes para el ensayo activo fueron ubicadas a 5 y 7m del primer geófono. Adicionalmente se han realizado mediciones pasivas.
- **Arreglo 2 (A2):** Arreglo lineal de 60m de largo con 16 geófonos equidistantes a una distancia geofónica de 4m. Las fuentes para el ensayo activo fueron ubicadas a 5 y 7m del primer geófono. Adicionalmente se han realizado mediciones pasivas.
- **Arreglo 3 Bidimensional (A3):** Arreglos Bidimensionales de 4 geófonos con distancias al geófono central de 10m, 20m y 30m en los que se registraron vibraciones ambientales.

### 10.2. Curvas de Dispersión

Las siguientes figuras muestran de la combinación de los diagramas de dispersión entre métodos activos y pasivos; y la curva seleccionada para la inversión de la curva de dispersión.

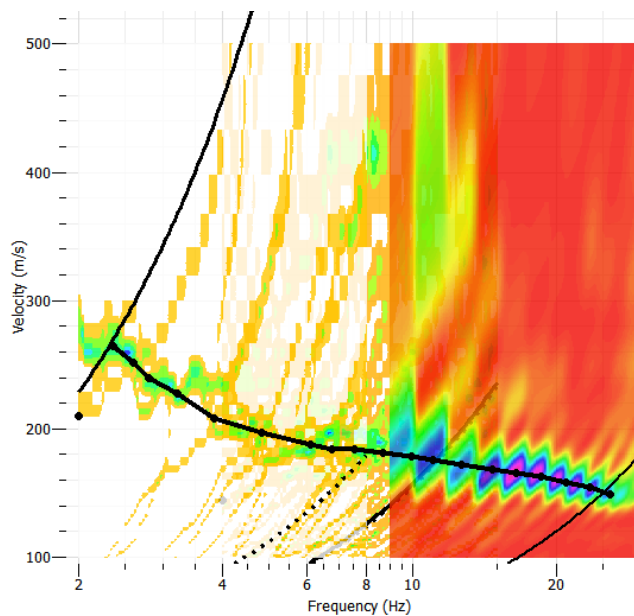


Figura 10 Combinación de las curvas de dispersión obtenidas de mediciones pasivas bidimensionales (A3) y lineal (A1) y activas (A1).

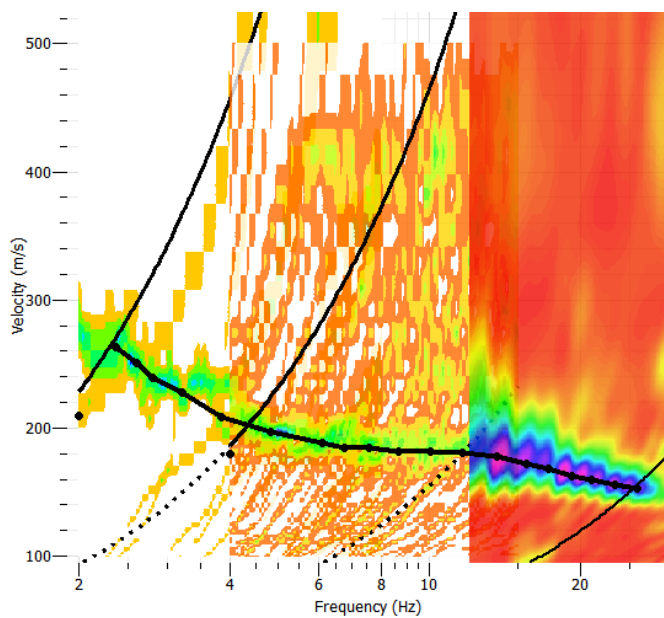


Figura 11 Combinación de las curvas de dispersión obtenidas de mediciones pasivas bidimensionales (A3) y lineal (A2) y activas (A2).

### 10.3. Periodo Predominante

A continuación, se presenta los resultados obtenidos a partir de las mediciones de micro vibraciones ambientales para la obtención del periodo predominante del suelo en estudio.

*Tabla 9: Resumen de los Resultados Obtenidos por el método Nakamura*

Medición	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Peak [A0]
HV1	1.12	0.89	3.0
HV2	0.80	1.25	4.4

A partir de lo anterior se tiene que la Frecuencia predominante a partir de las mediciones realizadas arroja un peak marcado entre los 0.80 y 1.12hz para los ensayos que cumplen con los criterios SESAME obteniéndose un periodo predominante del sitio de entre 0.89 a 1.25 segundos. Esto concuerda con el estudio de zonificación sísmica Concepción, que indica valores entre 0.9R a 1.1 segundos.

### 10.4. Inversión de la curva de dispersión y parámetro Vs30

Se presenta los perfiles de velocidad obtenidos utilizando las curvas de dispersión obtenidas, además se incorpora la información obtenida de la medición de periodo predominante. Finalmente, se entrega el valor del parámetro  $V_{s30}$ .

A continuación, se presentan los perfiles de velocidad obtenidos de la inversión de cada curva de dispersión asociada, utilizando los datos medidos en Terreno.

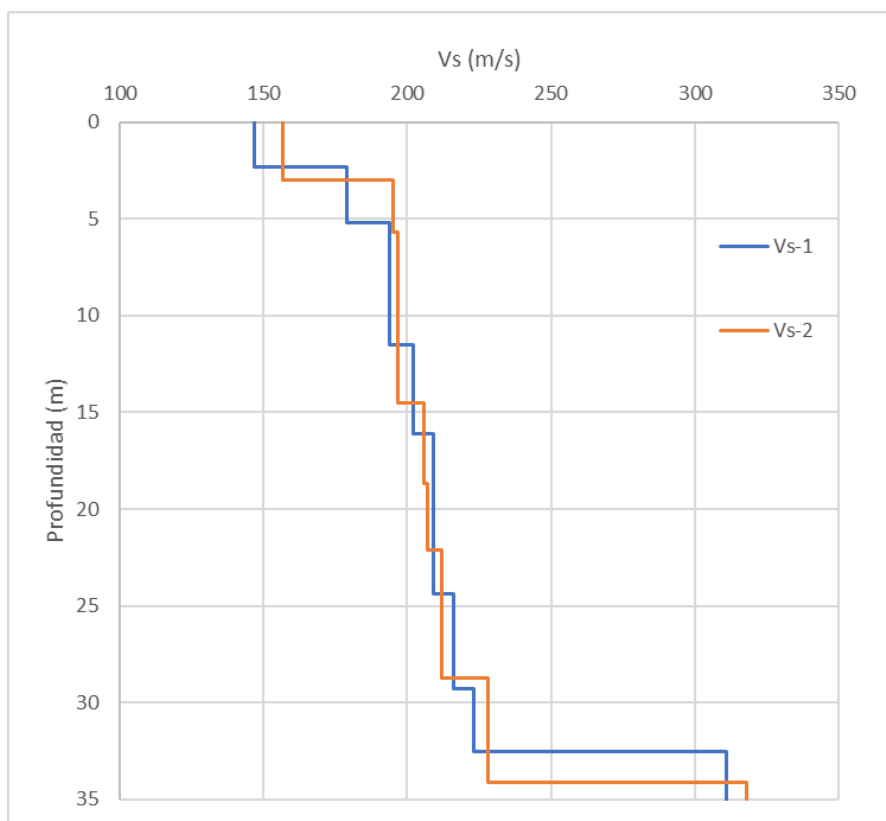


Figura 12 Combinación de las curvas

El menor valor de la velocidad de onda de corte promedio en los 30 metros superiores es:

$$V_{S30} = 196 \text{ m/s}$$

Tabla 10: Perfil de velocidades para el menor valor de Vs30.

Inicio Estrato	Fin Estrato	Espesor [m]	Vs [m/s]
0,0	2,3	2,3	147
2,3	5,2	2,9	179
5,2	11,5	6,3	194
11,5	16,1	4,6	202
16,1	24,4	8,3	209
24,4	29,3	4,9	216
29,3	32,5	3,2	223
32,5	36,0	Indeterminado	311

\*nota: El detalle del ajuste específico para cada medición se presenta en el anexo informe de mediciones geofísicas

## 11.RESULTADOS DE LABORATORIO

De las calicatas realizadas se extrajeron muestras para ser ensayadas en laboratorio. A continuación, se muestra un resumen los resultados de los ensayos realizados. En caso de necesitar información adicional, los informes de laboratorio se presentan en el Anexo 3.

### 11.1. Clasificación de suelos

Para la estimación de la clasificación de suelo, se realizaron ensayos de granulometría, Límites de Atterberg y Densidad de partículas sólidas.

*Tabla 11: Resultado de ensayo de clasificación de suelos*

Muestra	COTA [m]	Clasificación USCS	% Finos	LL	LP	IP	Densidad de partículas sólidas [kg/dm <sup>3</sup> ]	Humedad Natural [%]
S1M11	8.0-8.45	SP-SM	7	-	-	NP	2.81	19.5
S1M13	10.0-10.45	SP-SM	11	-	-	NP	2.75	18.7
S1M14	11.0-11.45	SP-SM	7	-	-	NP	2.76	20.7
S1M19	16.0-16.45	ML	100	25	-	NP	2.74	32.2
S1M21	18.00-18.45	CL-ML	99	25	20	5	2.61	48.8
S1M24	21.0-21.43	SP-SM	6	-	-	NP	2.70	21.9
S1M26	23.0-23.45	ML	99	26	-	NP	2.75	32.6
S1M28	25.0-25.45	ML	100	28	25	3	2.66	42.5
S1M30	27.0-27.45	ML	100	44	27	17	2.68	61.6
S1M33	30.0-30.45	ML	99	24	21	3	2.74	44.3
C1 H1	0.00 -3.00	SM	19	-	-	NP	2.87	19.4
C2 H1	0.00 – 2.50	SM	31	-	-	NP	2.69	-
C4 H1	0.00 – 3.00	SM	29	24	-	NP	2.61	-
C7 H1	0.00 – 1.00	SC	46	31	22	9	2.68	-
C12 H1	0.00 – 3.00	SM	39	29	26	3	2.66	-

### 11.2. Densidad en terreno – método cono de arena

Durante la etapa de terreno se realizó controles de densidad al suelo natural mediante el método de cono de arena, según norma NCh 1516 Of. 1979. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 12: Resultados de control de densidad en terreno.

MUESTRA	DENSIDAD HUMEDA [kg/dm <sup>3</sup> ]	HUMEDAD [%]	DENSIDAD SECA [kg/dm <sup>3</sup> ]
C2 H1	1.996	16.2	1.718
C4 H1	1.749	16.1	1.507
C10 H1	1.694	12.9	1.500
C11 H1	1.801	17.1	1.537
C12 H1	1.929	21.3	1.591
C7 H1	1.890	15.4	1.638

### 11.3. Proctor modificado

Se realizaron ensayos de, para estimar los parámetros de compactación óptimos:

Tabla 13: Resultados obtenidos mediante ensayo Proctor modificado.

Muestra	Humedad óptima (%)	D.M.C.S (kg/dm <sup>3</sup> )
C2 H1	13.0	1.934
C7 H1	10.5	1.960
C12 H1	13.0	1.818

### 11.4. Capacidad soporte – CBR.

El valor del CBR para el suelo compactado a una densidad equivalente al 95% de la DCMS del Proctor modificado y valor de CBR natural a partir del control de densidad en terreno, se presenta a continuación:

Tabla 14: Resultados capacidad de soporte CBR para un grado de penetración de 0.2" a una densidad equivalente al 95% de la DMCS y CBR natural a partir de valor de densidad obtenida en terreno.

Muestra	CBR 0.2" a 80% D.R o 95% de D.M.C.S [%]	CBR a densidad natural [%]
C2 H1	19	10
C7 H1	12	4
C12 H1	29	7

A partir de lo anterior se recomienda un **CBR de diseño de la subrasante para proyecto de pavimento de 5%.**

## 11.5. Corte Directo

En laboratorio desarrolló ensayos de corte directo drenado a las muestras C3 H2, a partir de 3 probetas ensayadas a tensiones normales de 0.5, 1.0 y 2.0 kgf/cm<sup>2</sup>. Los resultados se muestran a continuación:

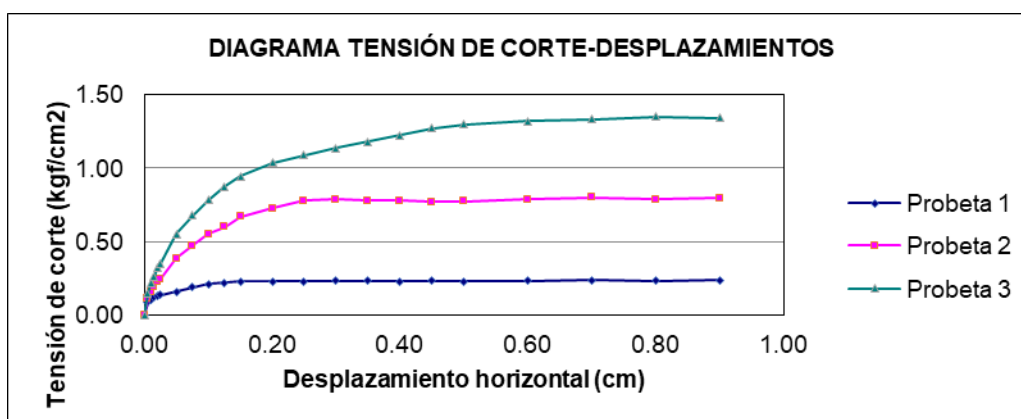


Figura 13: Grafico Tensión de corte vs deformación horizontal muestra C3 H2.

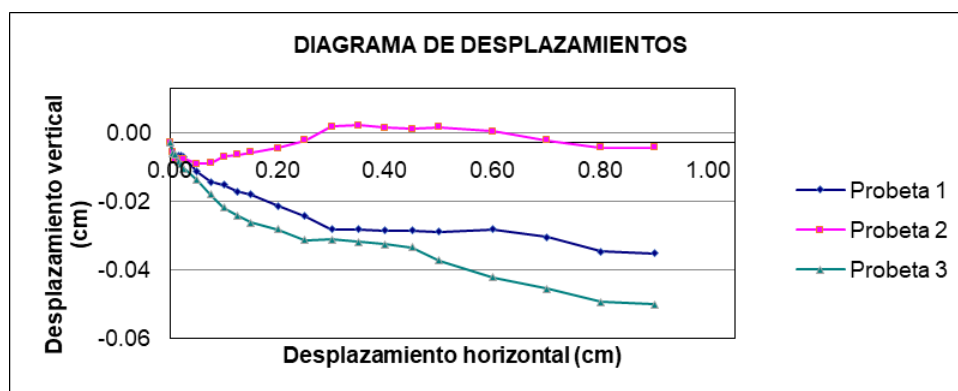


Figura 14: Grafico deformación vertical vs deformación horizontal muestra C3 H2.

A partir de estos resultados se obtienen los parámetros de ángulo de fricción y cohesión:

Tabla 15: Resultados parámetros de resistencia

Ángulo de Fricción, $\phi_{\text{crítico}}$	Cohesión, $c$
34°	0.0 kg/cm <sup>2</sup>

## 11.6. Ensayo de infiltración - Porchet

Se realizó 2 ensayos de infiltración Porchet en las calicatas C-4 y C-10. Los resultados se presentan a continuación:

Calicata C4, cota: 1.00 m

*Tabla 16: Resultados ensayos infiltración porchet*

Tiempo (hr)	Profundidad(mm)	$K_{infiltración}$ (mm/hr)
0.0000	150	672.6
0.0031	140	521.9
0.0072	130	593.6
0.0111	120	492.0
0.0161	110	451.3
0.0219	100	424.7
0.0286	90	408.4
0.0361	80	375.2
0.0450	70	346.9
0.0556	60	310.8
0.0686	50	215.6
0.0897	40	198.4
0.1158	30	189.9
0.1475	20	373.8
0.1667	10	-

$$K_{infiltración\ promedio} = 398.2\ mm/h$$

Calicata C10, cota: 1.00 m

*Tabla 17: Resultados ensayos infiltración porchet*

Tiempo (hr)	Profundidad(mm)	$K_{infiltración}$ (mm/hr)
0.0000	120	27.6
0.0439	115	14.2
0.1317	110	4.2
0.4367	105	4.1
0.7603	100	-

$$K_{infiltración\ promedio} = 12.5\ mm/h$$

Los valores obtenidos indican que el material presente a una cota de 1.0 m presenta una capacidad de infiltración media-baja, dichos valores pueden verse perjudicados debido a la presencia de material de relleno heterogéneo con presencia de escombros y basura.

## 11.7. Contenido de materia orgánica

Se realizó ensayos de contenido de material orgánico, según norma ASTM D2974-20.

*Tabla 18: Resultados ensayos contenido de materia orgánica*

Muestra	Contenido de materia orgánica (%)
C7 H1	4.6
C12 H1	5.0

Los resultados indican un contenido de material orgánico de aproximadamente 5% en los estratos superiores compuestos de relleno.

## 12.POTENCIAL DE LICUACION

### 12.1. Metodología

Antes de realizar un análisis de licuefacción, se debe dilucidar si el suelo es susceptible de licuefacción. Para esto se puede recurrir a criterios históricos (ocurrencia de licuefacción en terremotos anteriores), datos geológicos (procesos geológicos que ordena el suelo en distribuciones de grano uniforme, depositándolos en un estado suelto), criterios de composición del suelo (arenas, limos o arcillas, plásticos o no plásticos, etc.), (Kramer, 1996) o si el suelo se encuentra saturado o no.

A continuación, se presenta los cálculos realizados para la estimación de la iniciación de la licuación, según el método publicado por Boulanger R y Idriss I. (2014). Se debe tener en consideración que la aplicabilidad directa del método es para arenas limpias con un contenido de finos menor al 5%. Para contenido de finos de entre 5% al 35% la metodología incluye factores de corrección. Para contenido de finos mayores a 35% se debe tener en consideración los criterios para suelos finos.

*Tabla 19: Cálculos para la estimación de la licuación.*

Parámetro	Valor
Aceleración basal del suelo	0.40g
Cota nivel freático	3.0 m
Factor de corrección por energía CE según Medición energía SPT sonda	0.87
Factor de corrección por largo de varilla Cr. Se considera altura martinete 1.5m	1.0-0.7
Factor de corrección por diámetro cuchara Cb	1
Factor de corrección por tipo de cuchara Cs	1.1
Magnitud del sismo	8.0 Mw

Bray y Sancio (2006) dieron las siguientes recomendaciones para estimar si un suelo fino es susceptible a la licuación a partir del índice de plasticidad IP y la relación humedad (w%) /límite líquido (LL).

- Si  $IP < 12$  y  $\frac{w\%}{LL} > 0.85$ : suelo susceptible de licuefacción, debe considerarse con comportamiento similar a suelo arenoso.
- Si  $12 < IP < 18$  y  $\frac{w\%}{LL} > 0.80$ : suelo potencialmente susceptible de licuefacción. Se debe tratar este suelo con comportamiento de suelo arenoso.
- Si  $IP > 18$ : Suelo no susceptible de licuefacción. Comportamiento de suelo tipo arcilloso.

Otro enfoque es el enfoque probabilístico y cálculo de índices de Licuación, como LPI (Liquefaction Potential Index), LSI (Liquefaction Severity index) o LSN (Liquefaction Severity Number). Estos índices se basan en los cálculos de licuación con metodología para arenas limpias o bajo contenido de finos.

#### Probabilidad de licuación de un estrato.

La siguiente expresión, propuesta por Juang et al (2003), evalúa la probabilidad de licuación de un estrato:

$$PL = \frac{1}{1 + \left(\frac{FL}{0.96}\right)^{4.5}}$$

Donde:

PL : probabilidad de licuación

FL : Factor de seguridad calculado anteriormente.

La interpretación de este factor se indica en la siguiente tabla. Se observa que la licuación de un estrato es posible a partir de una probabilidad mayor o igual al 35%.

Tabla 20: Probabilidad de licuación, interpretación.

Probabilidad de Licuefacción	Interpretación
$0,85 \leq PL < 1,00$	Se espera licuefacción
$0,65 \leq PL < 0,85$	Muy probable
$0,35 \leq PL < 0,65$	50% de probabilidad
$0,15 \leq PL < 0,35$	Poco probable
$0,00 \leq PL < 0,15$	No se espera licuefacción

Fuente: Chen y Juang (2000)

Liquefaction Potential Index (LPI) considera que los efectos en superficie a causa de licuación de estratos subterráneos dependen de sus espesores y profundidades. La probabilidad de daños es más alta mientras mayores sean los espesores de los estratos con potencial de licuación y/o se encuentren más cercanos a la superficie. La ecuación es la siguiente:

$$LPI = \int_0^{20} F(z)W(z)dz$$

Donde z= Profundidad en m

$$F(z)=1-FL \quad \text{si } FL \leq 0.95$$

$$F(z)=2 \cdot 10^6 e^{-18.427FL} \quad \text{si } 0.95 < FL \leq 1.2$$

$$F(z)=0 \quad \text{si } FL > 1.2$$

$$W(z)=10-0.5 \cdot z \quad \text{si } 0 < z \leq 20 \text{ m}$$

$$W(z)=0 \quad \text{si } z > 20 \text{ m}$$

Si  $LPI \leq 11.5$ , se considera que no hay efectos en superficie, si  $11.5 < LPI \leq 32$ , se esperan deformaciones pequeñas a moderadas, eyecciones de arena y asentamientos y si  $LPI > 32$  se espera grandes deformaciones.

Liquefaction Severitty Index (LSI): severidad de daños esperados en superficie. Este índice pondera la probabilidad de licuación de cada estrato por su respectiva profundidad.

$$LPI = \int_0^{20} PL(z)W(z)dz$$

Donde :

$PL(z)$  Probabilidad de licuación del estrato.

$W(z)$  Factor de ponderación calculado anteriormente.

Se considera que si  $LSI < 15$  la severidad esperada es muy baja.

Liquefaction Potential Index Ishihara (LPI<sub>ISH</sub>), propuesto por Maurer B. et al (2015), combina el LPI de Iwasaki con las curvas límite desarrolladas por Ishihara (1985), considerando una función de peso no lineal y el espesor del estrato superior no licuable. Las ecuaciones son las siguientes:

$$LPI_{ISH} = \int_{H_1}^{20m} F(FS) \frac{25.56}{z} dz$$

Donde

$$F(FS) = \begin{cases} 1 - FS & \text{if } FS \leq 1 \cap H_1 \cdot m(FS) \leq 3 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m(FS) = \exp\left(\frac{5}{25.56(1 - FS)}\right) - 1$$

El cálculo de asentamientos cosísmicos se realiza por medio de los métodos de Ishihara & Yoshimine (1992), Tokimatsu & Seed (1984) y Cetin (2009). El método de Cetin considera un factor de corrección en función de la profundidad del asentamiento y su influencia en superficie.

A partir de lo anterior se tiene el siguiente análisis, según lo estimado para los índices de licuación PL, LPI y LSI:

## 12.2. Resultados

Los resultados de los datos obtenidos son los siguientes

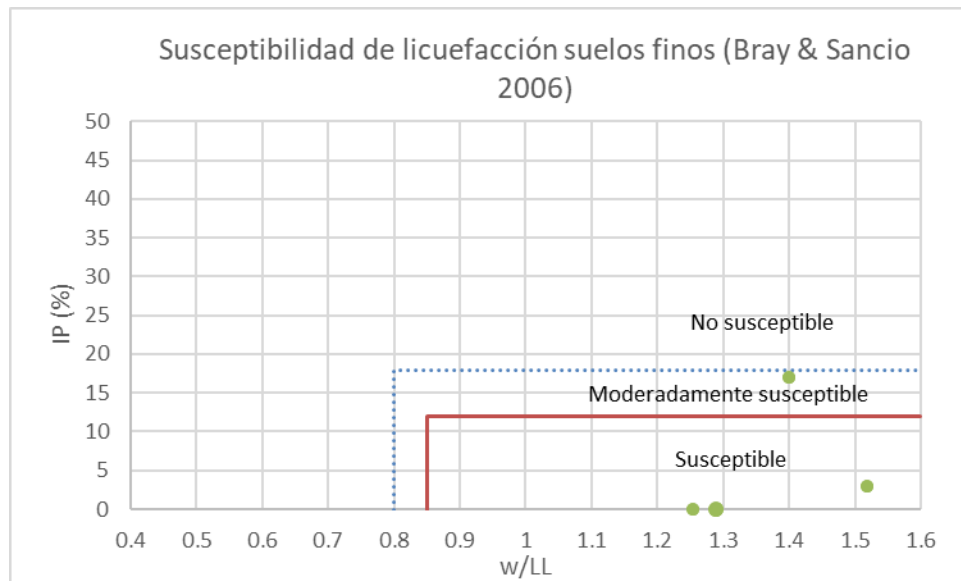
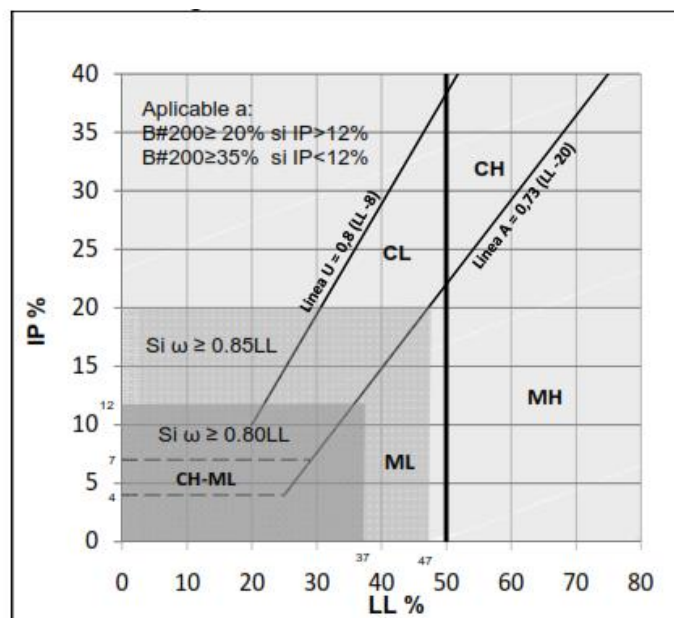


Figura 15: Analisis de susceptibilidad de licuación suelos finos

Boulanger & Idriss (2004) proponen el siguiente gráfico para evaluar los riesgos de licuación.



**Fuente:** Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, Boulanger & Idriss (2004), University of California, Davis.  
 Sombreado oscuro: riesgo alto de licuefacción  
 Sombreado medio: riesgo medio de licuefacción  
 Sombreado claro: riesgo bajo de licuefacción

Figura 16: Riesgo de licuación (Boulanger & Idriss, 2004)

Los resultados de los datos obtenidos son los siguientes

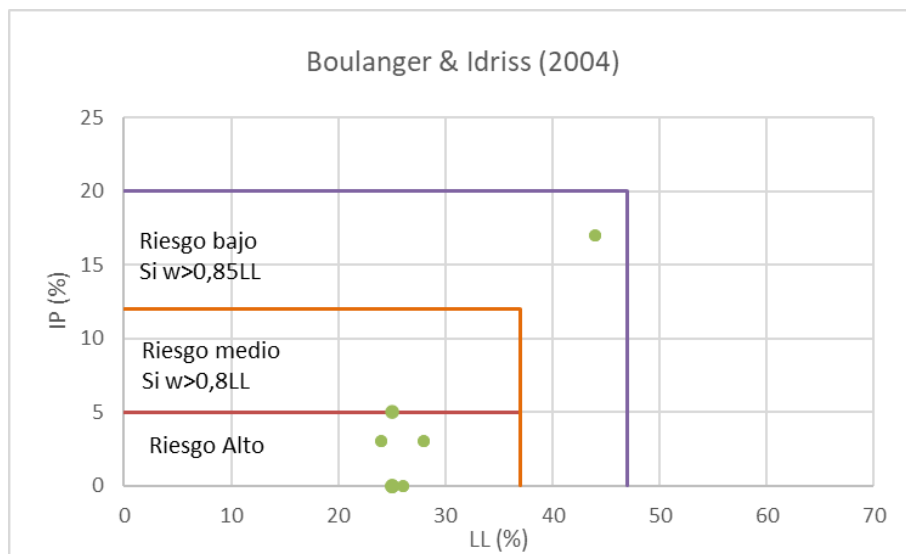
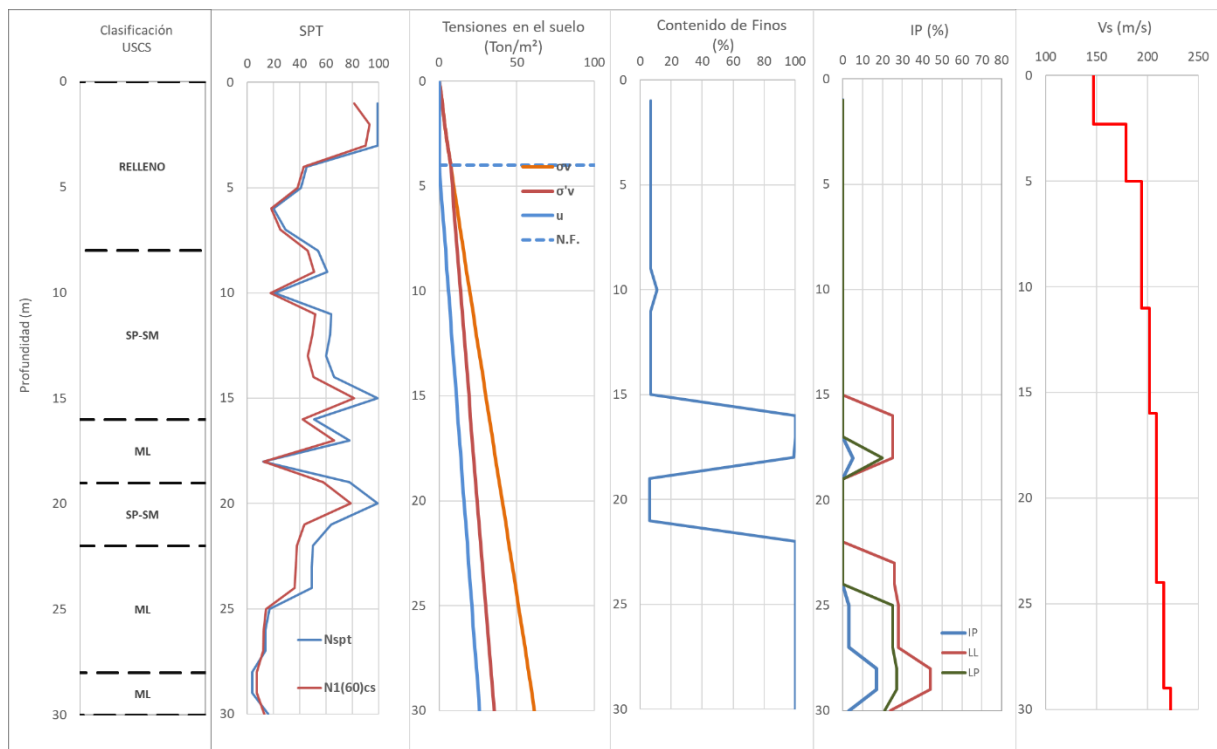
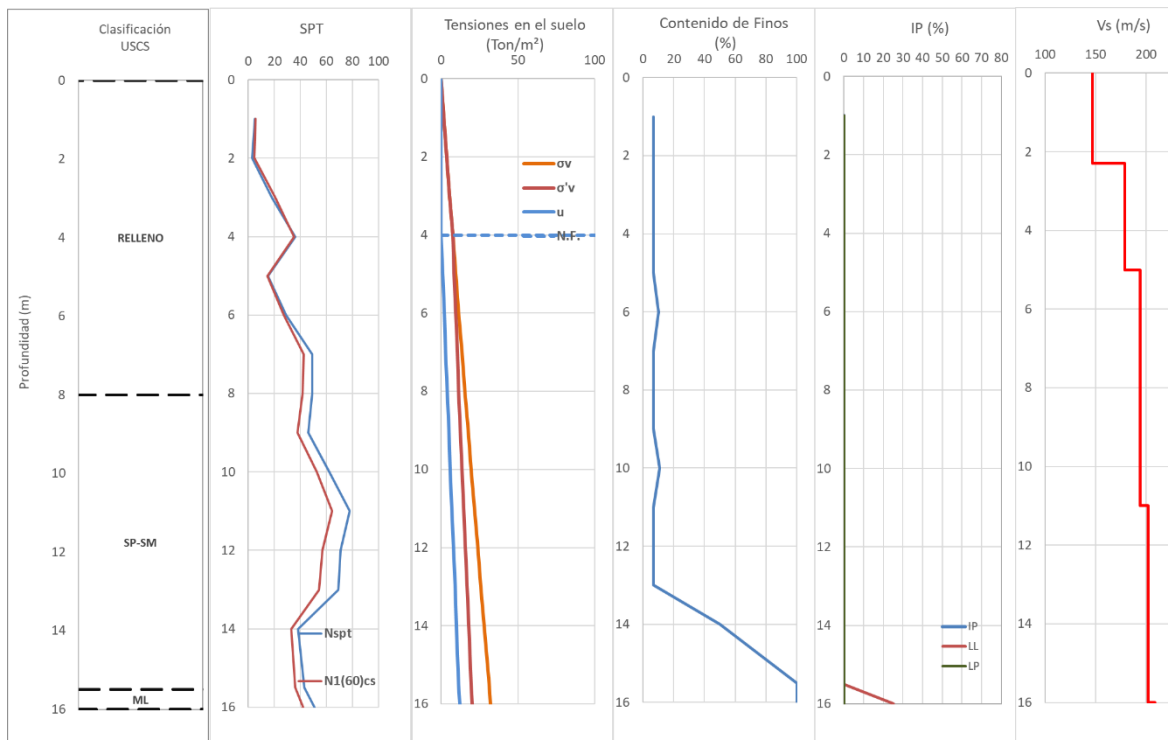
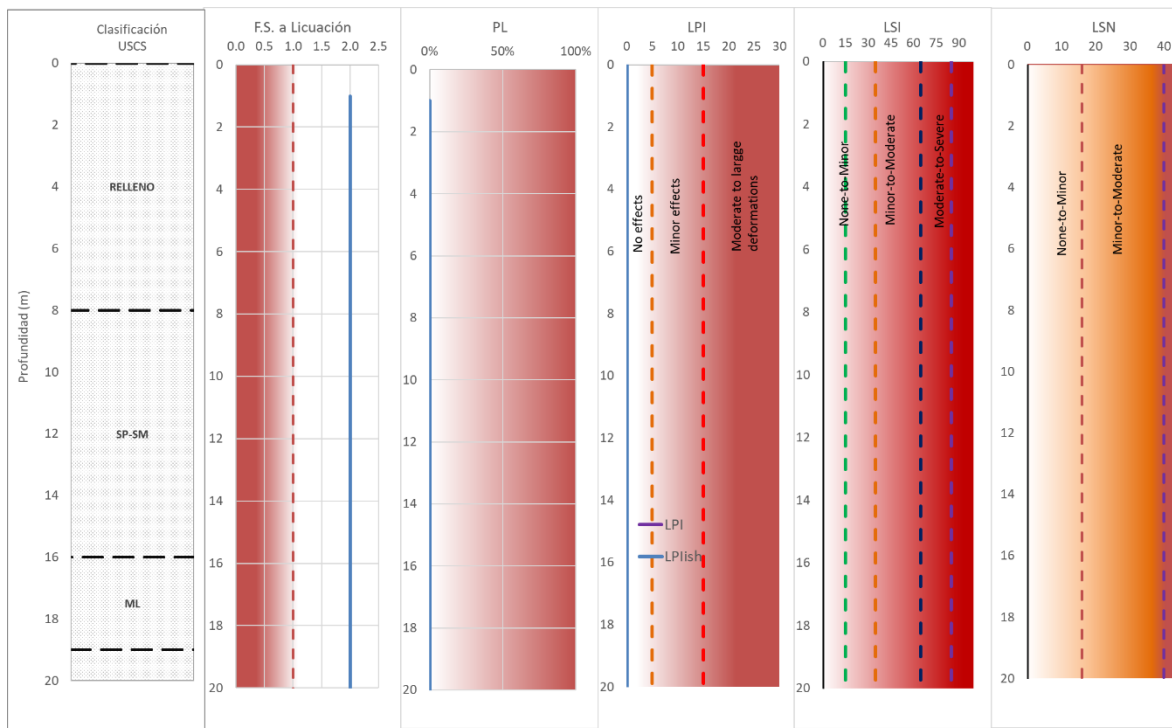


Figura 17: Análisis de riesgo de licuación a partir de la metodología propuesta por Boulanger & Idriss, 2004





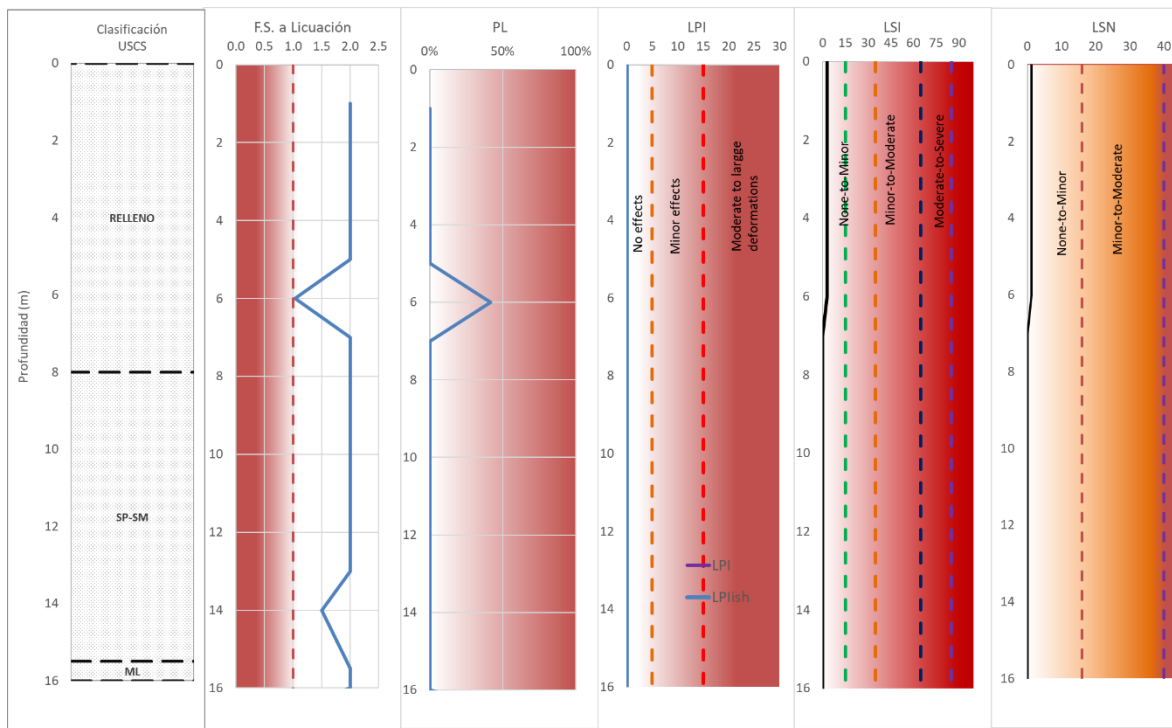


Figura 18: análisis de los índices de licuación: a) Probabilidad de licuación (PL); b) Liquefaction Potential Index (LPI); c) Liquefaction Severity Index (LSI).

### 12.3. Análisis de resultados

Los resultados del sondaje S1 indican que el potencial de licuación es nulo en los estratos arenosos. A su vez, los estratos de limos no son licuables. Los resultados en los índices de licuación indican que no existirán efectos en superficie. Los resultados del sondaje S2 indican, de forma similar al sondaje S1, que no hay probabilidad de licuación y no se prevén efectos en superficie.

## 13. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

A partir de la investigación geotécnica y considerando las prospecciones realizadas, se tiene el siguiente perfil estratigráfico más representativo del área de estudio.

Tabla 21: Caracterización geotécnica del sitio de estudio

HZ	COTAS PROMEDIO [m]		ESPESOR PROMEDIO [m]	Clasif. USCS	DESCRIPCION
H-1	0.00	6.00	6.00	Relleno	Relleno de arena SM-SC con abundante presencia de escombros y basura.
H-2	6.00	16.00	10.00	SP-SM	Arena pobremente graduada con limo, de color gris, compacidad media a alta.
H-3	16.00	19.00	3.00	ML	Limo de baja plasticidad de color gris, de consistencia media.
H-4	19.00	22.00	3.00	SP-SM	Arena pobremente graduada con limo, de color gris, compacidad alta.
H-5	22.00	>30.00	Indet.	ML	Limo de baja plasticidad de color marrón, de consistencia media.

\*Nota: En sondaje S1 el relleno alcanza hasta los 8.0m de profundidad. En sondaje S2 hasta los 5.0m.

### 13.1. Parámetros Geotécnicos

Según la caracterización geotécnica se tiene lo siguientes parámetros geotécnicos del perfil más representativo del área de estudio:

Tabla 22: Caracterización geotécnica del sitio de estudio, Parámetros

Horizonte	COTAS [m]		Clasif. USCS	(N) <sub>60</sub> Promedio	Ángulo de fricción	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo elástico, E (kgf/cm <sup>2</sup> )
H-1	0.00	6.00	Relleno	-	-	-	-
H-2	6.00	16.00	SP-SM	50	36°	0.00	350
H-3	16.00	19.00	ML	40	28°	0.05	180
H-4	19.00	22.00	SP-SM	80	38°	0.00	760
H-5	22.00	>30.00	ML	24	28°	0.05	250

## 14. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SITIO

De acuerdo con el DS 61, NCh 433 mod. 2009 y a las prospecciones realizadas, se suelo se clasifica como tipo E, ya que se cumple que el parámetro  $V_{s30} > 180$  m/s y es monótonamente creciente con la profundidad. Además, el área se encuentra en zona sísmica 3

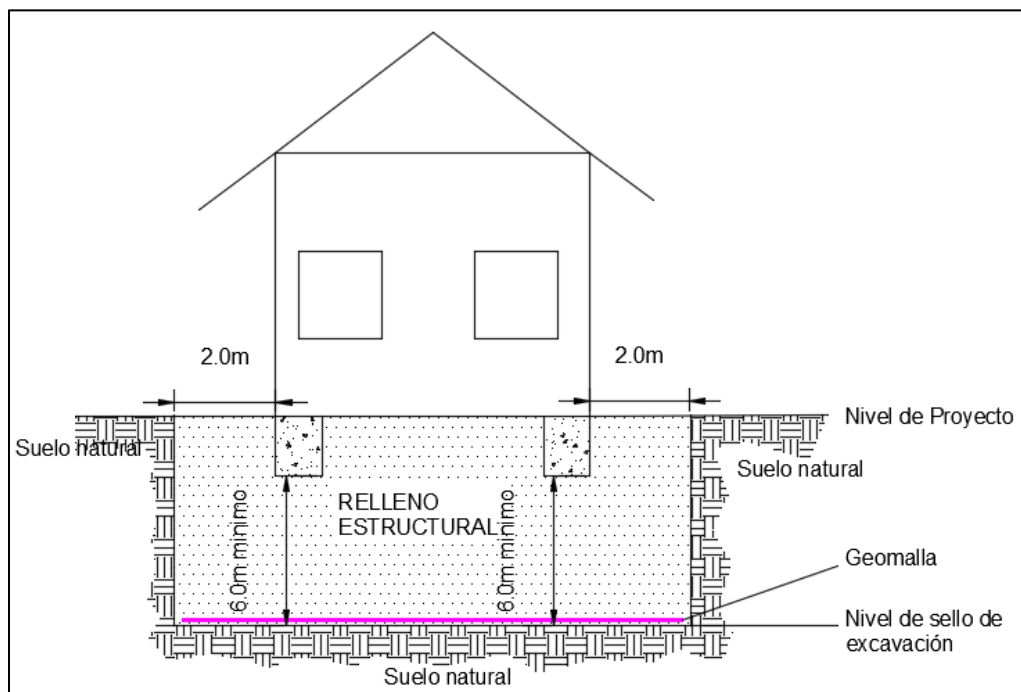
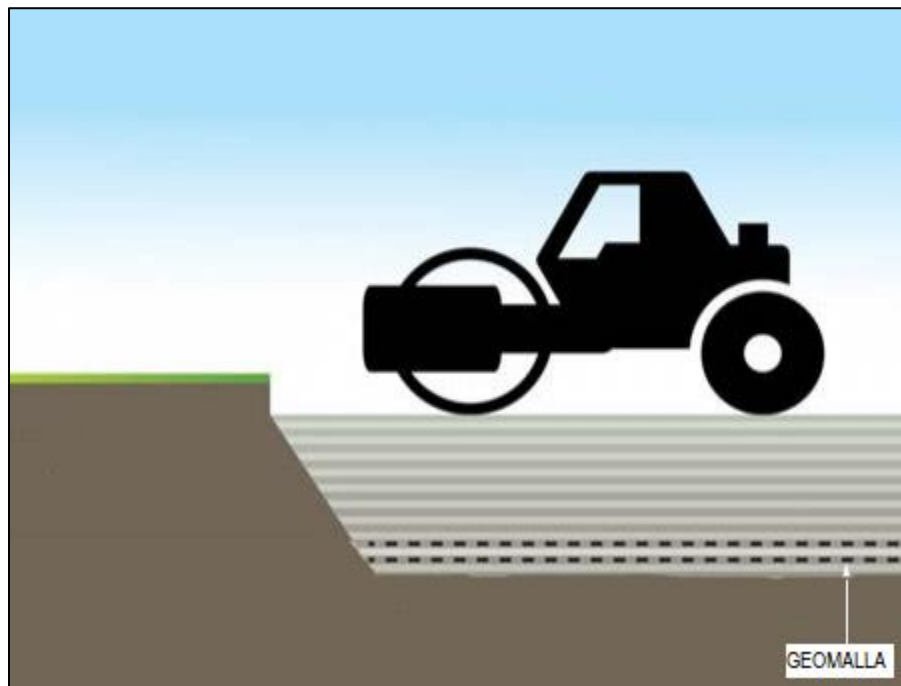
## 15. BASES GEOTECNICAS PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES

### 15.1. Tipo y profundidad de fundación.

Para construcciones tipo edificio de hasta 5 pisos y casas de hasta 2 pisos, se recomienda fundaciones corridas bajo muros y pilares.

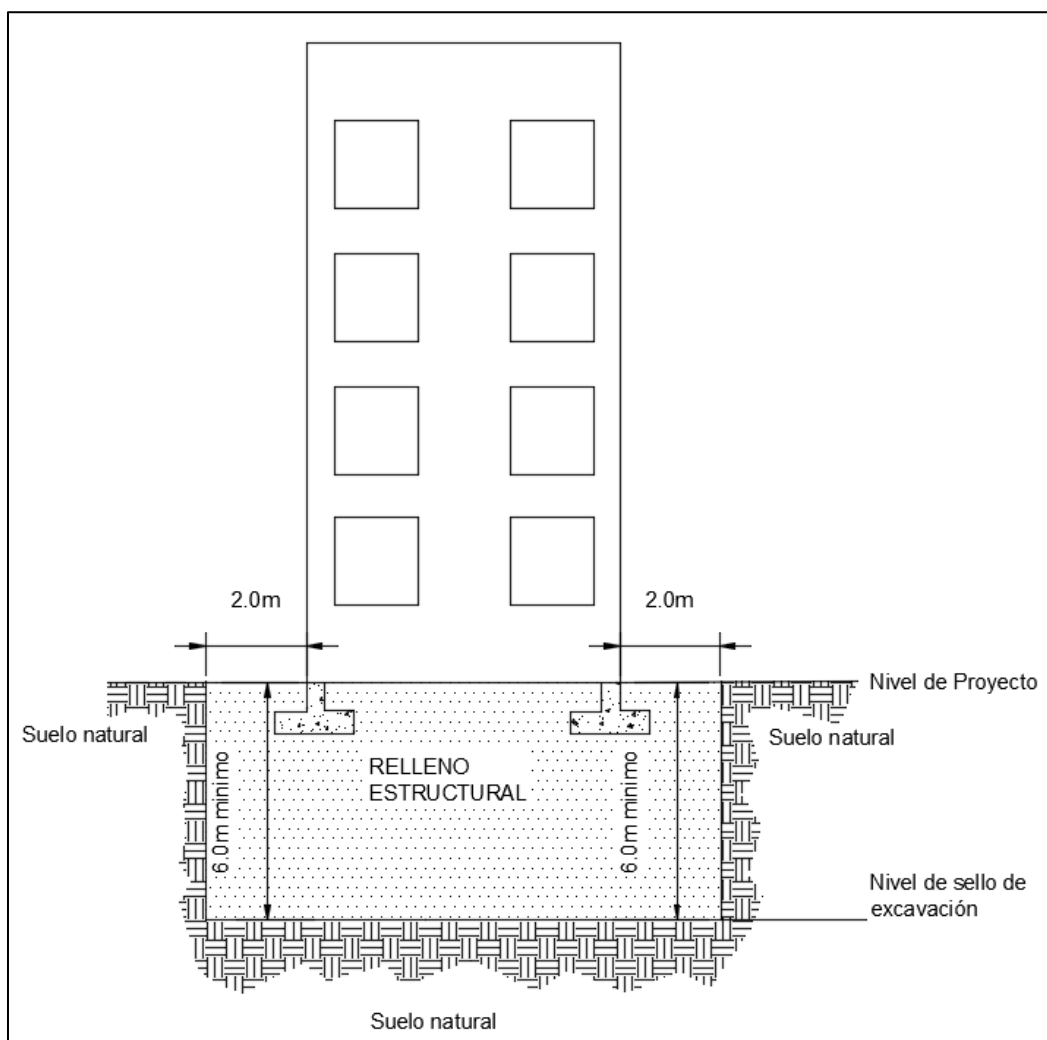
#### Viviendas de hasta 2 pisos

- Se deberá excavar hasta una profundidad de 6.0m, eliminando todo el material del estrato H-1, correspondiente a rellenos, considerando un sobreancho de compactación de al menos 2.0m.
- Sobre el sello de excavación se dispondrá una geomalla biaxial o triaxial para luego disponer un mejoramiento mediante un relleno estructural compactado (ver numeral 17.2: especificaciones técnicas relleno estructural) en un espesor tal que se alcance el sello de fundación.
- Para viviendas el sello de fundación estará a una profundidad de 0.6m.
- El sello de fundación deberá ser compactado al 95% del Proctor modificado o el 80% de la densidad relativa (considerar el valor más exigente).
- Se deberá descartar la totalidad de materiales inadecuados provenientes de rellenos no controlados tales como basura, escombros, materiales orgánicos, entre otros.



### **Edificios de hasta 5 pisos**

- Se deberá excavar hasta una profundidad de 6.0m, eliminando todo el material del estrato H-1, correspondiente a rellenos, considerando un sobrecanto de compactación de al menos 2.0m.
- Sobre el sello de excavación se dispondrá una geomalla biaxial o triaxial para luego disponer un mejoramiento mediante un relleno estructural compactado (ver numeral 17.2: especificaciones técnicas relleno estructural) en un espesor tal que se alcance el sello de fundación.
- El sello de fundación estará a una profundidad no menor a 1.0 m medidos desde el nivel de proyecto para edificios.
- El sello de fundación deberá ser compactado al 95% del Proctor modificado o el 80% de la densidad relativa (considerar el valor más exigente).
- Se deberá descartar la totalidad de materiales inadecuados provenientes de rellenos no controlados tales como basura, escombros, materiales orgánicos, entre otros.



## 15.2. Capacidad de soporte

La capacidad ha sido calculada en base a rellenos controlados mediante la expresión general para tensiones últimas de Fundaciones propuestos por Meyerhof considerando que las profundidades de fundación indicadas en el punto anterior. Para este caso la ecuación general es:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

Los factores de forma son:

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left( \frac{B}{L} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4)$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{ys} = 1 + 0.1 \left( \frac{B}{L} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5)$$

Los factores de profundidad son:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{yd} = 1 + 0.1 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

Donde:  $B$  = ancho de la zapata  
 $\phi$  = Angulo de rozamiento interno  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga.

Las tensiones admisibles recomendadas, para usar en el diseño son las que se indican a continuación:

### Viviendas

Capacidad de soporte admisible estática (Factor de seguridad = 3):

$$Q_{adm.estatico} = 0.57B + 0.8 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de soporte admisible dinámica (Factor de seguridad = 2):

$$Q_{adm.dinamico} = 0.85B + 1.2 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo B el ancho de la fundación en metros, con  $0.4 \leq B \leq 1.5$

### Edificios con fundaciones directas tipo zapatas corridas

Capacidad de soporte admisible estática (Factor de seguridad = 3):

$$Q_{adm.estatico} = 0.47B + 1.65 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de soporte admisible dinámica (Factor de seguridad = 2):

$$Q_{adm.dinamico} = 0.76B + 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo B el ancho de la fundación en metros, con  $0.75 \leq B \leq 3$

## 15.1. Alternativas de fundación

En caso de no poder realizar los mejoramientos masivos descritos anteriormente, ya sea por motivos técnicos o de costo-eficiencia, opcionalmente se puede realizar fundaciones profundas que traspasen el estrato de relleno no controlado y se apoyen en el estrato H-2 (el sello de fundación de estos elementos debe sobrepasar los 6m de profundidad). Se describe a continuación algunas alternativas:

### Micropilotes

Los micropilotes son pilotes de pequeño diámetro en general hasta 30cm y se componen de una barra, tubo o armadura de acero que constituye el núcleo portante el cual se recubre normalmente de lechada inyectada de cemento que forma el bulbo. Los micropilotes transmiten las cargas al terreno mayormente por rozamiento por el fuste. La maquinaria necesaria para su ejecución es de reducidas dimensiones, permitiendo su uso en zonas con accesos difíciles, espacio de trabajo reducido y gálibo limitado.

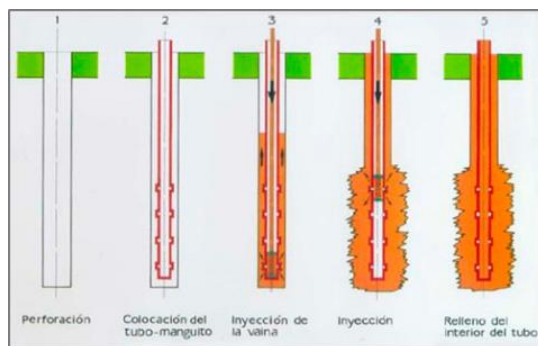


Figura 19: Esquema de micropilotes

### Pilotes hincados de desplazamiento (full displacement)

Están constituidos por elementos prefabricados de hormigón armado o perfiles metálicos cerrados en la punta que se introducen en el suelo sin excavarlo previamente mediante hincado directo. Durante el hincado, el pilote desplaza horizontalmente el suelo, densificándolo.

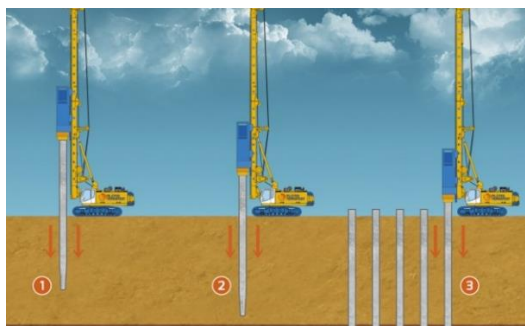
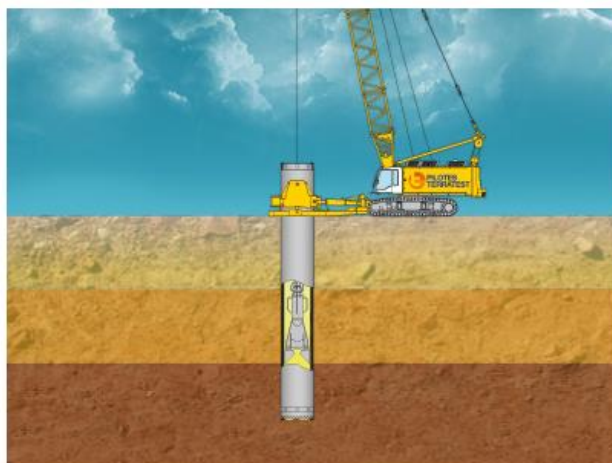


Figura 20: Esquema de pilotes hincados

### **Pilotes preexcavados**

Los pilotes pre-excavados son ejecutados mediante extracción parcial o total del suelo y hormigonados “in situ”. Este tipo de pilotes constituye una de las soluciones clásicas de cimentación o fundaciones especiales. Puede utilizarse como elemento de fundación, permitiendo transferir grandes cargas al terreno, o como elemento vertical en estructuras de contención de suelos. Su diseño permite soportar combinaciones de esfuerzos verticales, horizontales y momentos flectores, como por ejemplo en las fundaciones de puentes, edificios o como elemento vertical de un muro de contención.

Se puede considerar el uso de pilotes encamisados, con lodos o pilotes CFA.



*Figura 21: Esquema de pilotes preexcavados*

### **Columnas de módulo controlado (inclusiones rígidas)**

Se basa en la formación de columnas de elevada resistencia y elevado módulo de elasticidad con relación al terreno natural, usando como material de relleno hormigón. El objetivo fundamental de la técnica consiste en permitir la cimentación de todo tipo de estructuras sobre suelos blandos y/o flojos, alcanzándose un aumento de la capacidad portante del terreno, y una reducción de los asentamientos bajo las cimentaciones, permitiendo además que los trabajos de construcción de estructuras puedan, en la mayoría de los casos, comenzar inmediatamente después de la mejora del suelo. Esta técnica puede ejecutarse en todo tipo de suelos, incluyendo rellenos heterogéneos, suelos orgánicos, turbas, arcillas, arenas, etc. La eficiencia de la mejora del suelo depende de la relación de rigidez entre el suelo y las inclusiones. La carga de la estructura se distribuye al suelo y las columnas a través de una plataforma de transferencia de carga o una cimentación rígida.

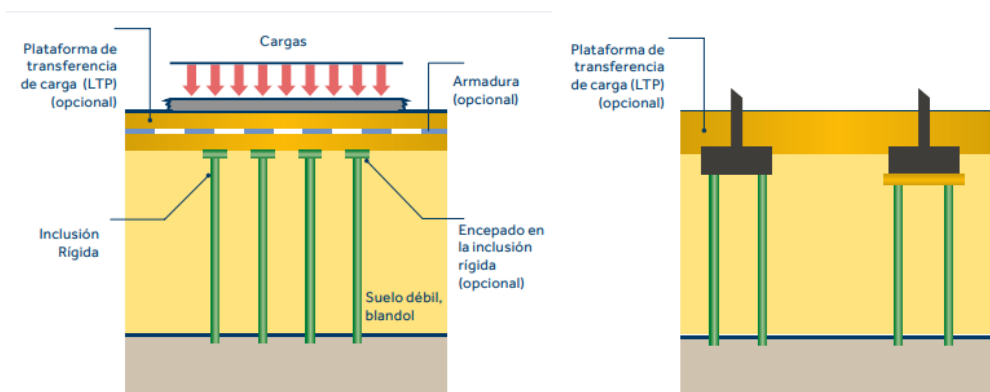


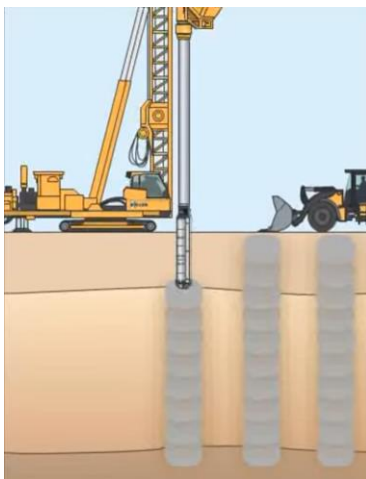
Figura 22: Esquema de fundación con columnas de modulo controlado

### Columnas de gravas

Es una técnica alternativa a cimentaciones profundas tradicionales, cuya ejecución no se basa en transmitir las tensiones hasta un sustrato competente, si no que se trata de sustituir el terreno existente por otro mejorado, mediante una mejora de todos los parámetros intrínsecos del terreno (ángulo de rozamiento, cohesión, módulo de deformación, densidad, etc.) hasta obtener un suelo equivalente mejorado, de parámetros suficientes para el apoyo de esa estructura mediante una cimentación directa.

La mejora del terreno, se produce al incorporarle las columnas de grava, de manera que el resultado es un suelo mejorado, produciendo una disipación de las tensiones y por tanto el terreno tenderá a tener asientos despreciables. La profundidad de la mejora del terreno dependerá no de dónde se encuentra el estrato competente del terreno, si no que alcanzará la profundidad suficiente que asegure que los asientos producidos tiendan a ser despreciables. Esta es la ventaja técnica y económica fundamental de esta técnica frente a otras técnicas tradicionales.

El diseño de las columnas se establece teniendo en cuenta tanto las características del suelo, las sobrecargas, así como los asientos admisibles.



*Figura 23: Esquema de fundación con columnas de gravas*

La empresa proveedora especialista en el diseño construcción de estas obras deberá revisar e indicar la idoneidad del uso de cada técnica, considerando los estratos de rellenos encontrados en el terreno.

## 15.2. Módulo de Corte $G_0$

Para estimar el módulo de corte a baja deformación se utiliza la información de los perfiles de velocidad de ondas de corte estimados mediante los ensayos geofísicos.

$$G_0 = \gamma v_{so}^2 / g$$

Donde:

$\gamma$ : densidad del suelo (Ton/m<sup>3</sup>)

$V_{so}$ : velocidad de onda de corte del estrato (m/s)

$g$ : aceleración de gravedad (m/s<sup>2</sup>)

Luego, se calcula el módulo de corte efectivo  $G$ , donde se considera los valores de reducción indicados en la tabla 19.3-2 de la ASCE/SEI 7-16 y en el manual Guidelines for Wind Turbines – DNV/Risø.

Tabla 23: de la ASCE/SEI 7-16

**Table 19.3-2 Effective Shear Modulus Ratio ( $G/G_0$ )**

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^a$			
	$S_{DS}/2.5 = 0$	$S_{DS}/2.5 = 0.1$	$S_{DS}/2.5 = 0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	$b$
F	$b$	$b$	$b$	$b$

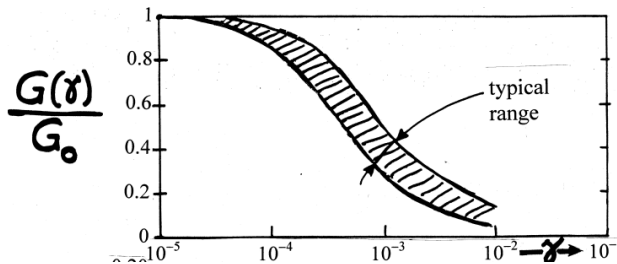


Figura 24: Extracto manual Guidelines for Wind Turbines – DNV/Risø.

The following shear strain levels can be expected for the three most important sources of dynamic loading of soils:

- earthquakes: large strains up to  $10^{-2}$  to  $10^{-1}$
- rotating machines: small strains usually less than  $10^{-5}$
- wind and ocean waves: moderate strains up to  $10^{-2}$ , typically  $10^{-3}$

Luego se calcula el módulo de rigidez del suelo:

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

Siendo  $\nu$  el módulo de Poisson, de la tabla 8-4 del manual Guidelines for Wind Turbines – DNV/Risø.

Tabla 24: manual Guidelines for Wind Turbines

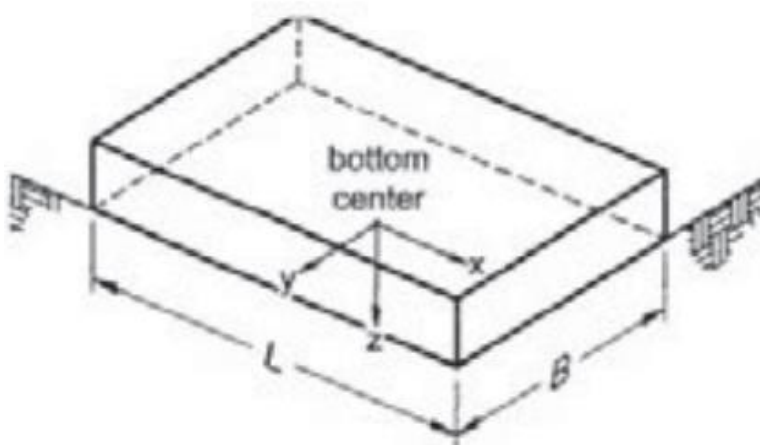
Table 8-4. Poisson's ratio $\nu$ .	
Soil type	$\nu$
Dense sands	0.25-0.30
Loose sands, stiff clays	0.35-0.45
Saturated clays	$\approx 0.50$

Tabla 25: Resultados G0

Inicio Estrato	Fin Estrato	Vs [m/s]	G0 [MPa]
0	2.3	147	33.1
2.3	5.2	179	58.9
5.2	11.5	194	76.8
11.5	16.1	202	83.3
16.1	24.4	209	89.1
24.4	29.3	216	95.2
29.3	32.5	223	106.6
32.5	36	311	207.3

### 15.3. Módulo de reacción de la sub rasante (Coeficiente de Balasto)

Considerando una fundación rígida con respecto al suelo de fundación, se puede utilizar las siguientes expresiones:



$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$$

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$$

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$$

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$$

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$$

$$K_{zz,sur} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$$

Figura 25: Esquema y ecuaciones para coeficiente de balasto.

Donde

L es el largo de la fundación, en cm.

B es el ancho de la fundación, en cm.

$\nu$  es el coeficiente de Poisson

$K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$  es el balasto en dirección del eje x, y, z respectivamente.

$K_{xx}$ ,  $K_{yy}$ ,  $K_{zz}$  es el balasto al giro alrededor del eje x, y, z respectivamente.

Si  $L=B$  utilizar las ecuaciones del eje x para ambas direcciones (eje x y eje y)

Para zapatas flexibles con respecto al terreno, el balasto vertical unitario se determina de la ecuación:

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B_f(1-\nu)}$$

Donde

$B_f$  es el ancho de la fundación, en cm.

$\nu$  es el coeficiente de Poisson

El módulo de corte G, para todas las expresiones, está dado en la siguiente tabla.

Tabla 26: Módulo de corte para suelo natural

Estrato	Módulo de corte G (MPa)
H-1	3.3
H-2	12

Para fundaciones en relleno estructural, considerar  $G= 13.5$  MPa

Para los casos dinámicos, el valor de la constante de balasto se puede multiplicar por 3.

## 15.4. Cálculo de asentamientos

Los asentamientos máximos deberán ser determinados por la flexibilidad de la estructura, no superando los 25 mm (Skemton y McDonald, 1956).

Para el cálculo de asentamientos instantáneos se utilizará la expresión:

$$S_e = \frac{Bq_c}{E_s}(1 - \mu^2)\alpha$$

Donde:

$S_e$  es el asentamiento

$q_c$  es la tensión de contacto obtenido del análisis estructural

$B$  es el ancho de la fundación.

$\mu^2$ , Módulo de Poisson = 0.3

$E_s$  es el módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>)

$E_s = 300$  kg/cm<sup>2</sup> (Para mejoramiento con relleno estructural)

$\alpha$  Parámetro de tipo de fundación, obtenido de la siguiente figura:

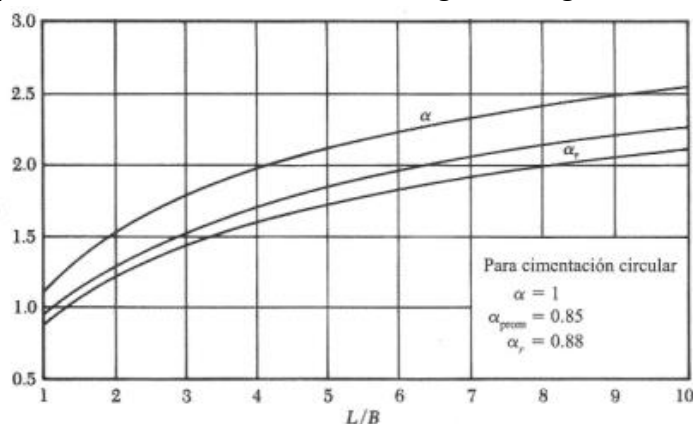


Figura 26: Parámetro  $\alpha$

El asentamiento de la estructura deberá ser calculado por el Ingeniero proyectista a partir del análisis estructural, considerando las cargas reales que la estructura demandará.

## 15.5. Empujes sobre estructuras de retención.

En caso de que se necesite realizar muros de contención, se deberá considerar los parámetros de suelo natural mostrados en capítulo 13.1.

Los coeficientes de empuje son los siguientes:

Empuje en reposo, Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{seno}(\phi)$$

Empuje activo, Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$$

Empuje pasivo de Rankine:

$$k_p = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

Tabla 27: Coeficientes de empuje

H <sub>z</sub>	phi	K <sub>0</sub>	K <sub>a</sub>	K <sub>p</sub>
H-1	34			
H-2	36	0.41	0.26	3.85
H-3	28	0.53	0.36	2.77

En caso de que el relleno a trasdós sea realizado con material granular distinto al del sector en estudio, se deberá realizar los ensayos pertinentes a ese material.

Para muros no arriostrados, los empujes en estado activo se calculan de la siguiente manera:

#### Presión del suelo estado activo

$$\sigma = \gamma_s K_a H$$

#### Presión por sobrecarga

$$\sigma = q K_a$$

#### Presión por Napa Freática

$$\sigma = \gamma_w H_w$$

Para empujes sísmicos se utilizará el método de Mononobe-Okabe.

$$K_s = \left\{ \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta_f + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_f) \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta_f + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \right\} \cos \beta$$

La definición de variables se encuentra en lámina **3.1003.403(1) A MC V3 2017**. Así, el cálculo de los empujes sísmicos se estima de la siguiente manera.

#### Presión por empuje sísmico

$$\sigma_s = \gamma_s (K_s - K_a) H$$

Se considerará una distribución tipo triángulo invertido.

#### Presión por componente sísmica de la sobrecarga

$$\sigma_s = \frac{q \sigma_s}{\gamma_s H}$$

$\gamma_s$  es la densidad específica del suelo, que se calculará según:

$\gamma_s = \gamma_h$  ; para terreno **sobre napa freática**

$\gamma_s = \gamma_{sat} - 1$  ; para terreno **bajo napa freática**

**En donde:**

$\gamma_h$  corresponde a densidad del suelo húmedo.

$\gamma_{sat}$  corresponde a la densidad del suelo saturado.

$\gamma_w$  corresponde a la densidad del agua.

$H_w$  Corresponde a la profundidad de la napa.

## 16.CONCLUSIONES

Luego de realizar los estudios mediante ensayos de terreno y laboratorio, se tiene las siguientes conclusiones:

- Para este estudio se realizó 1 sondaje de 30 m y otro de 15.0 de profundidad con ensayos SPT cada 1.0m, 12 calicatas de 3 metros de profundidad, exploraciones geofísicas, ensayos porchet, y una batería de ensayos de laboratorio.
- El terreno corresponde a depósitos de rellenos antrópicos, arenas y limos donde la topografía es plana, donde se puede distinguir una secuencia de estratos. El primero corresponde a rellenos heterogéneos compuestos abundante presencia de escombros y basura, en matriz de arena limosa. Este relleno presenta un espesor de a 6.0 m. Entre la cota de 6.00 a 14.0 m se presenta un estrato de arena pobremente graduada con limo de color gris, de compacidad media-densa. El tercer estrato corresponde limo de baja plasticidad de consistencia media, el cuarto estrato corresponde nuevamente a una arena pobremente graduada con limo, bastante compacta. El quinto estrato corresponde a un limo de baja plasticidad de color gris-marrón de plasticidad y consistencia media. La estratigrafía encontrada coincide con la geología del lugar que básicamente corresponden a depósitos fluviales del río Biobío.
- Respecto a las exploraciones realizadas, reitera la presencia del primer estrato correspondiente a rellenos heterogéneos con abundante presencia de escombros, el cual tiene un espesor considerable que va desde los 6.0 m de espesor. El cual se prevé retirar en su totalidad para proyectar fundaciones.
- La exploración geofísica indica velocidades de onda de corte que son crecientes en profundidad, y arrojando parámetro Vs30 es igual a 196 m/s. En las curvas de dispersión obtenidas de las mediciones de terreno, se obtienen hasta una frecuencia de 3Hz, midiéndose longitudes de onda que aseguran una prospección confiable superior a los 30 metros de profundidad.
- El periodo predominante esta entre los 0.89s a 1.25, con peak claros. Estos valores son concordantes con el estudio de microzonificación sísmica de Concepción, realizado por Sernageomin.
- Se realizó un estudio de potencial de licuación. Los resultados indican que los estratos arenosos entre las profundidades 8.00-14.0 y 19-22 m no presentan potencial de licuación, ya que son estratos densos y con alto Nspt. El estrato de limos ML a la profundidad de 18.0 presenta una probabilidad de licuación >35%, sin embargo, a través de los índices LPI y LSI el efecto generado en superficie o donde irían apoyados las fundaciones, seria baja a nulo.

- Para la construcción de estructuras tipo edificio de hasta 5 pisos, se recomienda fundación con zapatas corridas sobre un mejoramiento de suelos. Para este mejoramiento, se deberá excavar hasta los 6m de profundidad como mínimo, eliminando todo el estrato H-1 y reemplazar con material de relleno estructural.
- Para la construcción de viviendas, se recomienda fundaciones directas con zapatas corridas, sobre un mejoramiento de suelos. Para este mejoramiento, se deberá excavar hasta los 6m de profundidad como mínimo, eliminando el material y reemplazar con material de relleno estructural.
- Se entregan los parámetros de capacidad de soporte, rigidez, etc, para el diseño de fundaciones y muros de contención.
- Adicionalmente, se indica alternativas de fundación, que consideran fundaciones o mejoramientos profundos.

## 17. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

### 17.1. Especificaciones para la Ejecución de Excavaciones y mejoramientos

Las excavaciones se deberán realizar mediante entibaciones tipo tablaestacado apuntalado o muro berlinés u otro que el contratista estime conveniente y sea aprobado por la inspección fiscal. En caso de no realizar entibaciones se deberá trabajar con un ángulo de elevación del talud con respecto a la horizontal de 30°. Además, se deberá cumplir en todos los aspectos de la Nch 349-99.

En toda el área destinada a las estructuras de viviendas se deberá realizar una compactación del suelo en la cota de excavación, hasta alcanzar el 95% del Proctor Modificado.

- Para controlar la compacidad especificada se efectuarán determinaciones de densidad en a lo menos un punto por cada 200 m<sup>2</sup> compactados, en cada capa, con un mínimo de 2 puntos por capa. Faenas realizadas en días distintos no consideraran el área ya compactada para determinar la cantidad de controles. Se deberá considerar siempre un mínimo de 2 controles.
- Se deberán realizar como mínimo 2 controles de compactación por vivienda por capa.
- El control estará a cargo de un Laboratorio de Suelos acreditado (con acreditación vigente) e inscrito en el registro o convenio INN-MINVU.
- El contratista deberá presentar dichos ensayos al momento de recibir los sellos de fundación por parte del ingeniero encargado, lo que será registrado en libro de obra.

### 17.2. Relleno estructural

Corresponde a un relleno compactado cuyo grado de compacidad y calidad de los materiales que se utilicen para su confección, deberá ser controlada sistemáticamente durante la construcción del relleno. La ejecución seguirá la misma metodología anterior, pero se exigirá alcanzar una compacidad equivalente al 95% del Proctor Modificado o un 85% de la densidad relativa (Para

arenas con contenido de finos menor al 12%, se recomienda realizar ambos ensayos y utilizar el más exigente).

- El material a utilizar en el relleno estructural podrá ser arena Bio-Bío, siempre que tenga un contenido de finos inferior a 12% (% en peso que pasa bajo la malla N°200 ASTM); el límite líquido de la fracción que pasa bajo la malla N°40 ASTM no será superior a 25% y su índice de plasticidad bajo a nulo ( $IP < 6\%$ ). El tamaño máximo de partículas será de 3/4" a 1 1/2". Estas propiedades deberán respaldarse con los ensayos de laboratorio apropiados para asegurar su capacidad: Clasificación completa, Proctor o densidades máximas y mínimas según corresponda y ensayos de corte directo.
- Se colocará en capas de espesor suelto compatible con el peso del equipo de compactación que se emplee, siendo recomendable limitar el espesor de la capa suelta a 30 cm.
- La colocación del material se efectuará por capas horizontales. La compactación se efectuará mediante pasadas sucesivas de rodillo vibratorio liso de peso estático no inferior a 10 ton, traslapando cada vez 1/3 del ancho del equipo de compactación. El número de pasadas del equipo por punto se ajustará de modo que el relleno adquiera una compacidad equivalente al 95% Proctor Modificado u 85% de la densidad relativa, siendo exigible un mínimo de 4 pasadas por punto.
- Para controlar la compacidad especificada se efectuarán determinaciones de densidad en a lo menos un punto por capa por cada 200 m<sup>2</sup> compactados, además se deberá considerar al menos un control de densidad por vivienda en zona de corte y zona de relleno. Dicho control estará a cargo de un Laboratorio de Suelos acreditado e inscrito en el registro o convenio MINVU.

El contratista deberá presentar dichos ensayos al momento de recibir los sellos de fundación por parte del ingeniero encargado, lo que será registrado en libro de obra.

### 17.3. Agotamiento del nivel freático

En caso de presencia de agua, el contratista deberá disponer de un sistema de agotamiento del nivel freático, tipo punteras (Wellpoints) u otro que considere apropiado, que sea capaz de deprimir al menos hasta 2.0 metros bajo la cota del sello de excavación durante las faenas de excavación, y deberán contar con equipo autónomo de generación de electricidad, dado que el agotamiento no debe ser detenido bajo ningún motivo.

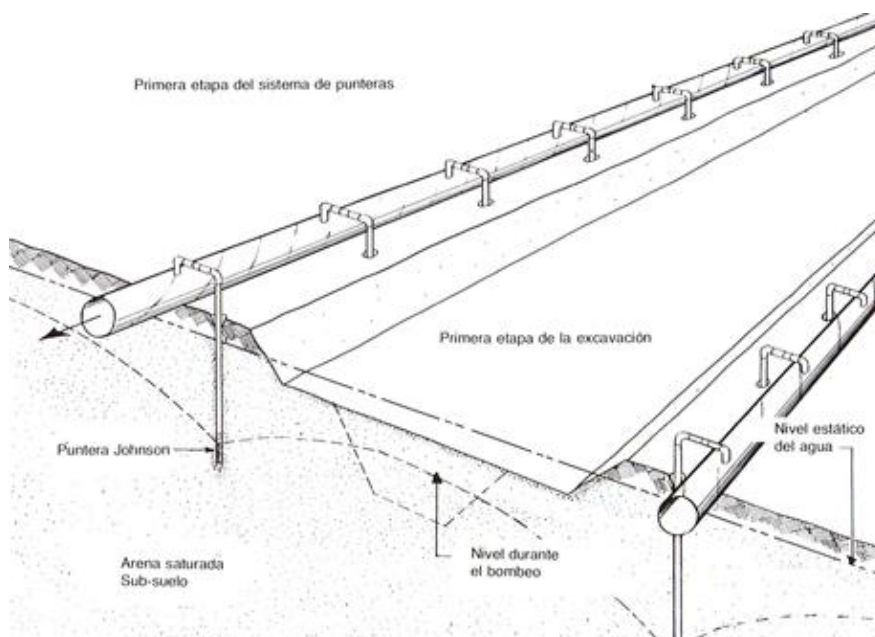


Figura 27: Sistema Well Points primera etapa (Fuente: <http://mcppunteras.cl/drenajes.html>)

Dependiendo de la profundidad hasta la cual se desee abatir la superficie freática, podrían necesitarse uno o más sistemas de punteras para lograr la desecación. La segunda etapa de un sistema de punteras se instala a un nivel inferior, después de haber excavado hasta la profundidad que permite el bombeo de la primera etapa. Al bombear la segunda etapa, el nivel de agua se abate aún más, para poder seguir excavando hasta la profundidad que se desea.

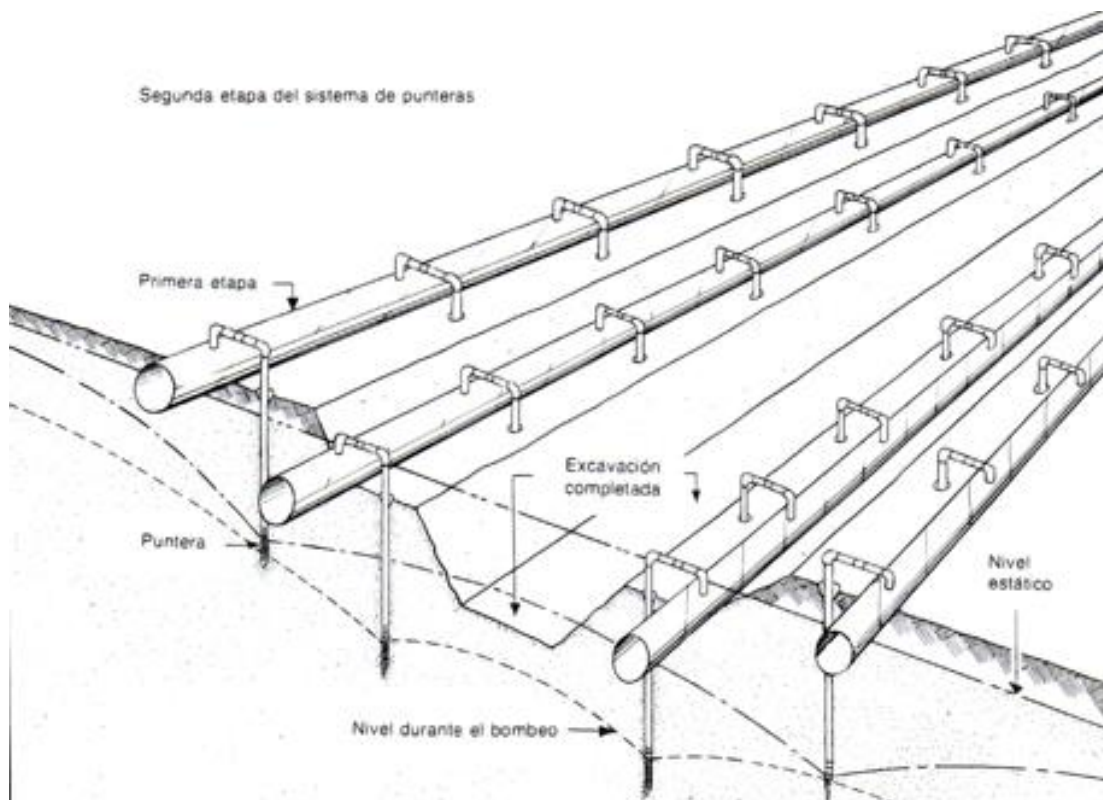


Figura 28: Sistema Well Points escalonado (Fuente: <http://mcppunteras.cl/drenajes.html>)

Para el caso de suelos finos, en los que se espera una baja permeabilidad, se puede utilizar zanjas de infiltración que se generan por debajo del nivel de excavación y agotar periódicamente.

#### 17.4. Equipos de compactación

Para las faenas de compactación se recomienda el uso de rodillo vibratorio tradicional, para suelos granulares, para suelos finos utilizar rodillo pata de cabra.

Además, se recomienda establecer un programa de observación y control de las vibraciones, el que evaluará y dispondrá de medidas para evitar daños a edificios contiguos, en caso de que existan.

#### 17.5. Rellenos Bajo Radieres

La última capa bajo Radieres corresponderá a una base estabilizada. Se construirá con un material granular compactado de tamaño máximo de 2", la que se apoyará sobre el suelo natural como se ha especificado en el punto 14. El espesor compactado de la sub-base será de 15 cm y deberá cumplir con las especificaciones siguientes:

- La fracción bajo malla N°40 deberá tener un límite líquido inferior a 25% y un índice de plasticidad (IP) no mayor a 6%.
- El desgaste Los Ángeles (Norma AASHTO T-96) será de 40% como máximo.

- La razón de Soporte California (CBR) será de 40% como mínimo para 0,2" de penetración, a una densidad equivalente al 95% del Proctor Modificado.

Se deberá colocar un geotextil entre la base y el hormigón, para evitar el traspaso de humedad.

## 17.6. Recepción de sellos de excavación

El profesional competente deberá verificar que no existe suelo contaminado ni relleno artificial, el suelo deberá, según la inspección realizada, ser adecuado y verificar las cotas de excavación mínimas descritas anteriormente. Esto quedará registrado en el libro de obra. El sello de excavación deberá ser compactado al 95% de la D.M.C.S. o al 85% de la D.R. mediante rodillo vibratorio para arenas o rodillo pata de cabra para suelos finos.

## 17.7. Pavimentos de Hormigón

Para la construcción de pavimentos de hormigón se deberá realizar un mejoramiento en caso de que no quede dentro del margen del mejoramiento para los edificios, de al menos 0.5 metros de profundidad con un material con un %CBR mínimo del 20%. La base deberá tener un espesor mínimo de 15 cm y los pavimentos un espesor mínimo de 18 cm, a menos que se justifique un espesor menor. La calidad del hormigón deberá ser G-35 o HF-5 o según lo especifique el proyectista de pavimentos.

La base deberá cumplir con las especificaciones siguientes:

- La fracción bajo malla N°40 deberá tener un límite líquido inferior a 25% y un índice de plasticidad (IP) no mayor a 6%.
- El desgaste Los Ángeles (Norma AASHTO T-96) será de 40% como máximo.
- La razón de Soporte California (CBR) será de 60% como mínimo y 70% como máximo para 0,2" de penetración, a una densidad equivalente al 95% del Proctor Modificado o 80 de la densidad relativa.
- Para terraplenes se deberá utilizar un material con CBR mayor o igual a 20% como material de construcción del terraplén, para luego seguir con el paquete estructural tipo del pavimento.

## 17.8. Pavimentos de asfalto

Para la construcción de pavimentos de asfalto se deberá realizar un mejoramiento en caso de que no quede dentro del margen del mejoramiento para los edificios, de al menos 0.5 metros de profundidad con un material con un %CBR mínimo del 20%.

La base deberá cumplir con las especificaciones siguientes:

- La fracción bajo malla N°40 deberá tener un límite líquido inferior a 25% y un índice de plasticidad (IP) no mayor a 6%.
- El desgaste Los Ángeles (Norma AASHTO T-96) será de 40% como máximo.
- La razón de Soporte California (CBR) será de 80% como mínimo para 0,2" de penetración, a una densidad equivalente al 95% del Proctor Modificado.
  - La sub base granular, en caso de que se requiera, deberá tener un CBR mínimo de 40% para 0,2" de penetración, a una densidad equivalente al 95% del Proctor Modificado.

En caso de que el pavimento proyectado sea menor a 10 cm de espesor, la base deberá ser de un CBR mayor o igual al 100%.

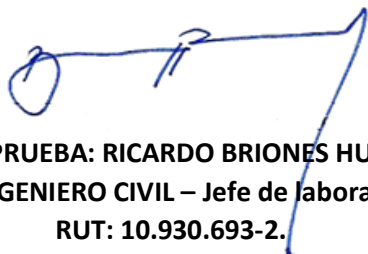
Para terraplenes se deberá utilizar un material con CBR mayor o igual a 20% como material de construcción del terraplén, para luego seguir con el paquete estructural tipo del pavimento. Se podrá utilizar el material excavado en los cortes como relleno para terraplenes.

Para Cortes se puede utilizar de subrasante el suelo natural.

### 17.9. Recepción de sellos de fundación

El profesional competente, ingeniero civil de al menos 5 años de experiencia e inscrito en el registro de consultores del MINVU, deberá exigir los informes de ensayos de densidad de todas las capas de relleno compactado. Estos ensayos deberán ser realizados por un laboratorio debidamente acreditado por el INN y el MINVU, además de ser autorizado por el mandante. Se deberá constatar que el material utilizado para los rellenos estructurales sean los adecuados e identificados en este informe. El profesional deberá constatar que las cotas del sello de fundación son las indicadas en el proyecto estructural. Esto quedará registrado en el libro de obra.

Cualquier situación no abordada por el presente informe, o modificación que se desee realizar, deberá ser consultada y aprobada por el suscrito.



**APRUEBA: RICARDO BRIONES HUERTA**  
**INGENIERO CIVIL – Jefe de laboratorio**  
**RUT: 10.930.693-2.**



**GENERA: YGNACIO BERMEDO CUEVAS**  
**INGENIERO CIVIL GEÓLOGO**  
**RUT: 18.420.658-7**