

**INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS  
AMPLIACIÓN CENTRO COMERCIAL  
MALL CENCO PORTAL MAIPÚ  
CAMINO A MELIPILLA N°10.939  
COMUNA DE MAIPÚ**

Proyecto:		AMPLIACIÓN MALL CENCO PORTAL MAIPÚ		Anterior:		Revisión:
Tipo de Informe:		DEFINITIVO		Preliminar		0
Nº Informe:		LMI-6384/1-2025				
Elaboró:	FC	Revisó:	LM	Aprobó:	LM	Fecha:
						06-06-2025

**CONTENIDO**

1. Introducción .....	3
2. Antecedentes del subsuelo .....	4
2.1. Antecedentes de referencia .....	4
2.2. Antecedentes generales.....	6
2.3. Antecedentes de las prospecciones.....	8
2.4. Antecedentes geológicos.....	10
2.5. Respuesta sísmica .....	11
2.6. Riesgos geológicos.....	12
2.6.1. Remociones en masa e inundaciones .....	12
2.7. Caracterización geotécnica del terreno.....	14
2.7.1. Exploración del terreno.....	14
2.7.2. Estratigrafía típica del subsuelo.....	16
2.7.3. Napa de agua subterránea .....	17
2.8. Resultados de Laboratorio .....	18
2.8.1. Clasificación completa.....	18
2.8.2. Ensayo de Corte Directo.....	21
2.8.3. Conclusiones de resultados .....	23
2.9. Propiedades del suelo de fundación .....	24
3. Clasificación sísmica del suelo.....	25
3.1. Resultados mediciones geofísicas .....	25
3.2. Conclusión de clasificación de suelo .....	28
4. Antecedentes del subsuelo para el diseño de fundaciones.....	29
4.1. Profundidad de fundación.....	29
4.2. Sistema de fundación.....	30
4.3. Capacidad de soporte.....	31
4.3.1. Capacidad de soporte admisible por rotura del suelo .....	31
4.3.2. Capacidad de soporte admisible por asentamiento .....	32
4.3.3. Coeficiente de balasto vertical.....	33
4.3.4. Giros de fundación.....	34
4.4. Empujes sobre muros de contención.....	34
4.4.1. Empuje estático.....	35



4.4.2.	Empuje sísmico .....	36
4.4.3.	Empuje pasivo.....	36
4.4.4.	Condiciones de drenaje en muros de contención .....	37
4.4.5.	Fundaciones de muros de contención.....	37
5.	Radieres .....	39
6.	Pavimentos exteriores .....	40
6.1.	Resultados ensayo Densidad máxima y mínima, y CBR .....	40
7.	Permeabilidad del suelo .....	42
8.	Especificaciones de materiales para sub-base, base estabilizada y relleno estructural .....	43
8.1.	Especificaciones sub-base .....	43
8.2.	Especificaciones base estabilizada y relleno estructural .....	44
9.	Especificaciones .....	47





## **INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS AMPLIACIÓN CENTRO COMERCIAL**

**MALL CENCO PORTAL MAIPÚ  
CAMINO A MELIPILLA N°10.939  
COMUNA DE MAIPÚ**

SANTIAGO, 06 JUNIO 2025

### **1. INTRODUCCIÓN**

El presente Informe de Mecánica de Suelos fue solicitado a esta Oficina por la Srta. Bernardita Peña García en representación de Cencosud Shopping S.A. En el terreno ubicado en el costado norte de Camino a Melipilla N°10.939, comuna de Maipú, se programa la construcción de un centro comercial que contará con un Outlet y un supermercado Jumbo, más un sector de estacionamientos vehiculares superficiales. Las estructuras ocuparán un área de aproximadamente 55.000 m<sup>2</sup> y se emplazarán en el costado poniente de un local Easy existente que fue estudiado por esta Oficina años atrás.

En este Informe se entregan las principales características del subsuelo, recomendaciones para el sistema y profundidad de fundación más adecuados al tipo de estructura y a las propiedades del suelo, capacidad de soporte admisible para condiciones de carga estática y sísmica, recomendaciones de asentamientos máximos admisibles, coeficiente de balasto caso estático y sísmico, clasificación del subsuelo según Norma NCh. 433 Of. 96 Mod.2009 (actualizado con el D.S. N° 61 del 13 diciembre 2011) "Diseño sísmico de edificios", empujes sobre muros de contención, recomendaciones generales para escarpe, tratamiento de sellos de fundación, tratamiento de subrasante de apoyo de radieres y rellenos compactados.

Los antecedentes del subsuelo que aquí se entregan son válidos solo para este terreno y proyecto de Arquitectura descrito y no podrán hacerse extensivos para terrenos vecinos ni modificaciones del proyecto.



## **2. ANTECEDENTES DEL SUBSUELO**

### **2.1. Antecedentes de referencia**

En la elaboración de este Informe se tuvieron presente los siguientes antecedentes:

- a) Visita al terreno para conocer estado actual del sitio y de construcciones existentes y vecinas.
- b) Antecedentes de proyecto de Arquitectura y emplazamiento entregados por el mandante.
- c) Antecedentes de Mecánica de Suelos de estudios realizados recientemente por esta Oficina en el mismo sitio y en terrenos cercanos.
- d) Exploración geotécnica realizada por esta Oficina, en base a 12 pozos de prospección, de los cuales: 8 son de 3,0 m de profundidad y 4 son de 1,5 m de profundidad, y un estudio geofísico método ReMi con mediciones de ondas de corte  $V_s$  en los 30 m bajo superficie.
- e) Informe de estudio sísmico N°2504680 elaborado por la empresa HN Consultores; informe emitido en abril de 2025. Anexo 1.
- f) Estratigrafía de los pozos de prospección. Informe emitido por esta Oficina en junio de 2025. Anexo 2.
- g) Resultados de ensayos de infiltración ejecutados por método Porchet. Informe emitido por esta Oficina en junio de 2025. Anexo 3.
- h) Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25, donde se presentan los resultados de las muestras ensayadas, emitido en junio de 2025. Anexo 4.
- i) Norma chilena NCh 1508 Geotecnia. Estudio de Mecánica de Suelos.
- j) Norma chilena NCh 433 Of.96 Mod. 2009. Diseño Sísmico de Edificios. Actualizada según DS-61 de diciembre 2011.
- k) Boletín N°33 del Instituto de Investigaciones Geológicas- Chile, año 1978, "Suelo de fundación del Gran Santiago".
- l) Fernández M., Juan Cristóbal; Sernageomin, "Respuesta sísmica de la cuenca de Santiago", Escala 1:100.000, año 2003. 1 mapa pleg. (Carta Geológica de Chile, Serie Geología Ambiental: n.01).



- m) Muñoz et Al., 2015. Mapa de niveles estáticos de napa freática en la cuenca de Santiago.
- n) Antinao et al, 2003; Sernageomin, “Peligro de remociones en masa e inundaciones de la cuenca de Santiago”, Escala 1:100.000, año 2003. 1 mapa pleg. (Carta Geológica de Chile, Serie Geología Ambiental: n.02).
- o) Braja M. Das, “Principios de la Ingeniería de Cimentaciones”, Thomson Editores, Quinta edición, 2006.





## 2.2. Antecedentes generales

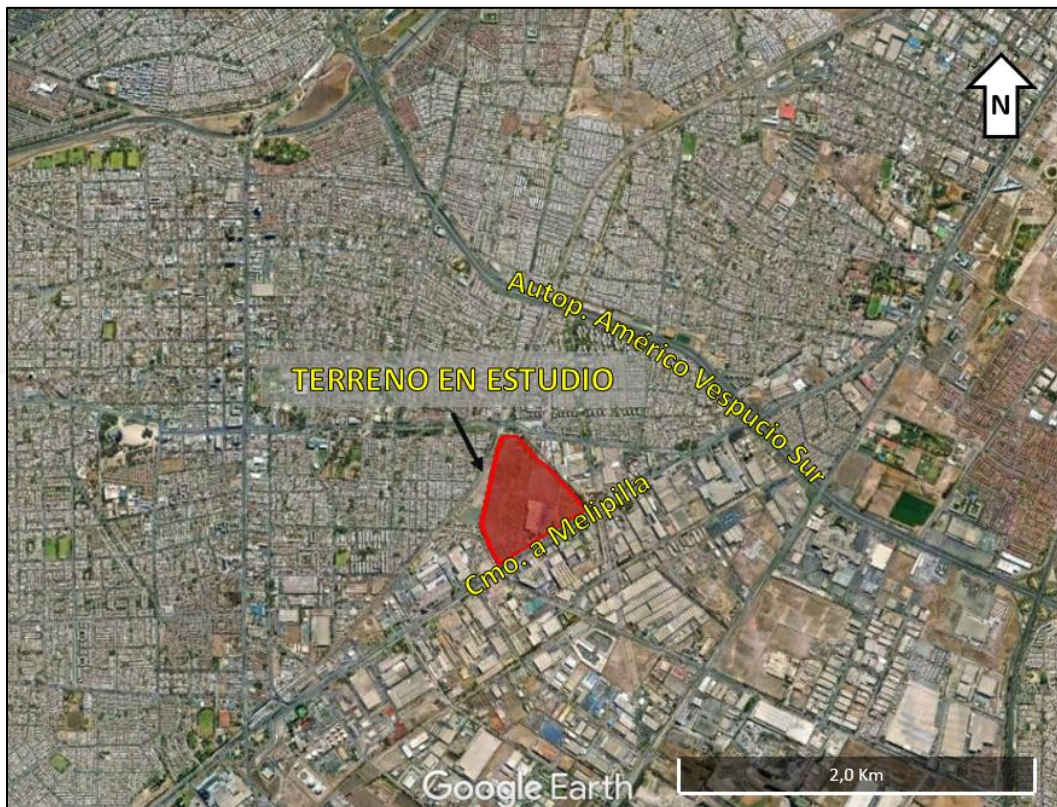
Las coordenadas de la zona de estudio se entregan en Tabla 1.

**Tabla 1.** Coordenadas de la ubicación del terreno en estudio.

*Fuente: Google Earth 2025.*

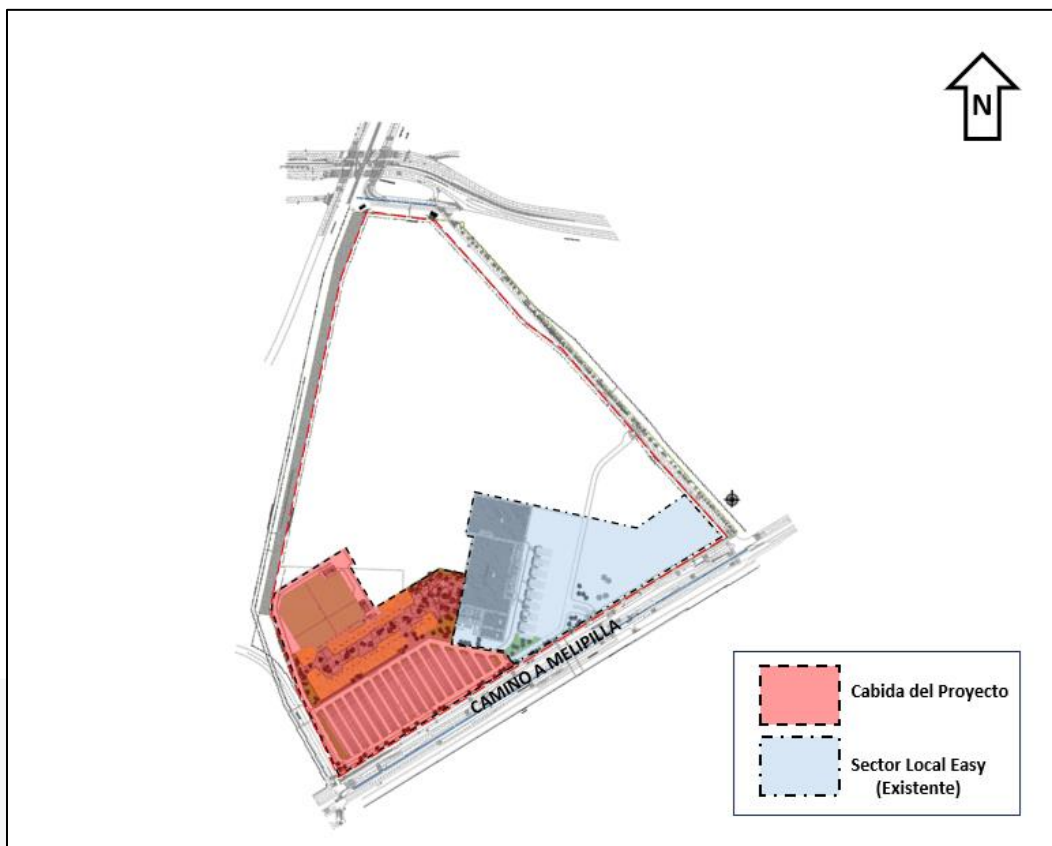
Coordenadas UTM – WGS84 Zona 19H	
Este [m]	Norte [m]
338500	6290268

En Figura 1 y Figura 2 se muestra el emplazamiento del terreno y la cabida del proyecto, dentro de la comuna de Maipú.



**Figura 1.** Ubicación del terreno en estudio.

*Fuente: Google Earth 2025.*



**Figura 2.** Cabida del proyecto en el interior del terreno en estudio.

*Fuente: Antecedentes entregados por el mandante.*

El sitio se ubica en el costado norte Camino a Melipilla N°10.939, a aproximadamente 1 km al poniente de la Autopista Américo Vespucio Sur, comuna de Maipú. En este sector confluyen antiguos sectores industriales con antiguas áreas agrícolas y zonas habitacionales. En los sitios aledaños se observan casas y estructuras industriales de baja y mediana altura, sectores con acopios de contenedores, y zonas de estacionamientos vehiculares. El terreno tiene una superficie aproximada de 31 hectáreas, sin embargo, la zona a intervenir con las nuevas estructuras proyectadas tiene un área aproximada de 55.000 m<sup>2</sup>. La topografía del terreno en estudio es bastante plana sin accidentes geográficos visibles.

El sitio presenta los siguientes límites:

- En el norte: sitio baldío.
- En el sur: calle Camino a Melipilla
- En el oriente: sitios industriales.
- En el poniente: sitios industriales y habitacionales.



### **2.3. Antecedentes de las prospecciones**

Los días de exploración se observó y corroboró que, en términos generales, el sitio se encuentra limpio y su topografía es bastante plana. Solamente en sectores puntuales se detectan restos de basura, y prácticamente en todo el sitio se observa vegetación superficial (arbustos y pasto seco).

En Figura 3 a Figura 5 se muestran las condiciones del terreno los días de exploración (16 y 17 de abril de 2025).



**Figura 3.** Condiciones del terreno los días de exploración. Topografía del sitio, estructuras vecinas y vegetación existente.

*Fuente: Elaboración propia.*



**Figura 4.** Condiciones del terreno los días de exploración. Topografía del sitio y vegetación existente.

*Fuente: Elaboración propia.*



**Figura 5.** Condiciones del terreno los días de exploración. Topografía del sitio. Estructura vecina, vegetación y restos de basura existentes.

*Fuente: Elaboración propia.*

## 2.4. Antecedentes geológicos

De acuerdo a la publicación “Suelo de fundación del Gran Santiago” del Instituto de Investigaciones Geológicas de Chile, año 1978, este terreno se encuentra en la unidad denominada Qrs “Ripio de Santiago”, cercano al límite con unidad Qp “Depósitos de Pumicita”. Por lo tanto, en esta zona se pueden presentar interdigitaciones entre los suelos de ambas unidades.

**Ripio de Santiago (Qrs):** esta unidad está constituida por gravas arenosas, gravas limosas, gravas arcillosas, arenas limosas, limos y arcilla, con presencia en un alto porcentaje de bolones redondeados de hasta 80 cm de diámetro; presenta lentes irregulares de arenas y finos; la compacidad es alta y presenta buena gradación. Su origen en esta zona de Santiago está asociada a la acción fluvial del río Mapocho.

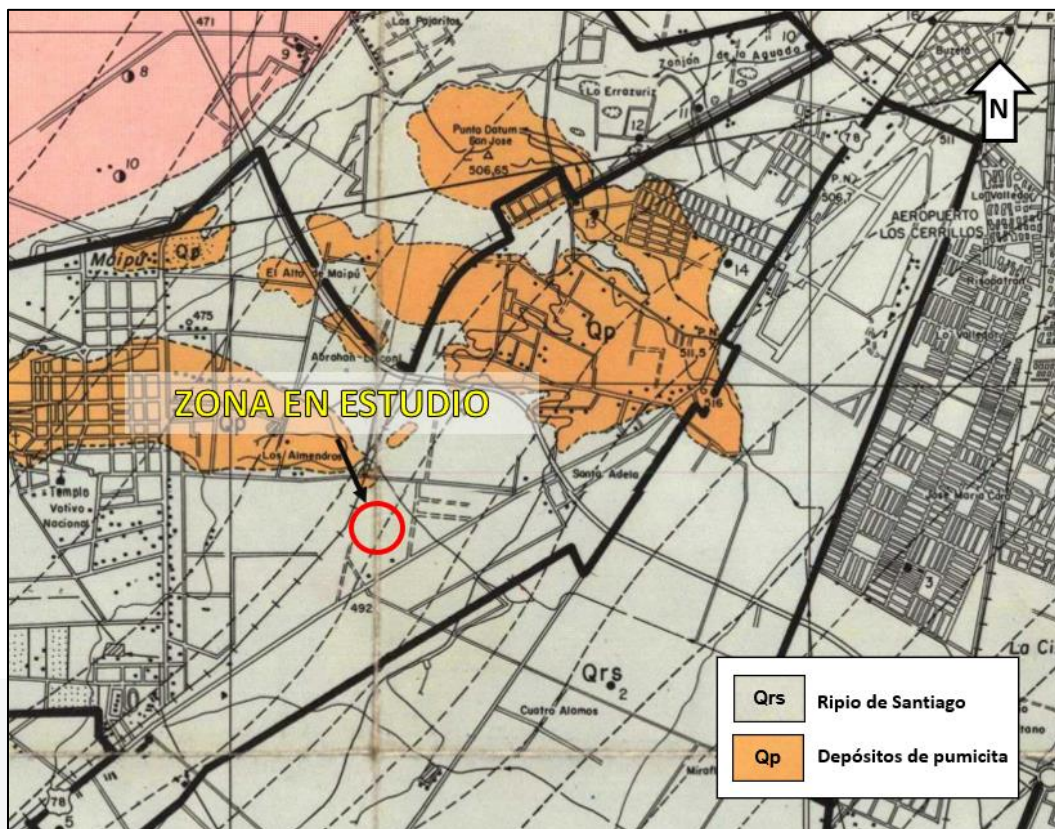
La profundidad de la napa de agua subterránea se encuentra a más de 50 m; sin embargo, también hay muchas evidencias y estudios que dan cuenta de la aparición de “napas colgadas de agua” a profundidades menores a 20 m. Estas napas corresponden a aguas de lluvias y pérdidas del servicio de agua potable que se han infiltrado en el terreno y han quedado “atrapadas” en los estratos muy impermeables.

**Depósitos de Pumicita (Qp):** esta unidad está constituida por ceniza volcánica y piedra pómez, acompañados por fragmentos de rocas que ocasionalmente constituyen bolsonadas. Corresponden a eyecciones de materiales piroclásticos de carácter esporádico a través de centros volcánicos ubicados en la Cordillera de los Andes, principalmente Tupungato y San José, y transportadas por grandes avenidas, ya sea como corrientes de barro o lahares, depositándose en toda la cuenca. Posteriormente estos depósitos fueron erosionados y redepositados.

Los suelos de la unidad Qp no admiten una clasificación rigurosa de acuerdo a USCS, ya que la estructura original de la ceniza determina su comportamiento físico, independientemente de su condición granulométrica. Sin embargo, en general presentan características de tipo SM o ML en la zona de Maipú.

La Figura 6 muestra la ubicación del terreno en estudio dentro del mapa geológico de la referencia citada.





**Figura 6.** Geología en el área del terreno en estudio, comuna Maipú.

*Fuente: Boletín N°33 Suelo de Fundación del Gran Santiago, Instituto de Investigaciones Chile, año 1978.*

## 2.5. Respuesta sísmica

El servicio nacional de geología y minería Sernageomin determinó cualitativamente la respuesta sísmica de las unidades geológicas de la cuenca de Santiago, para un escenario de un sismo similar al terremoto del 3 de marzo de 1985 de magnitud (Ms) igual a 7,8.

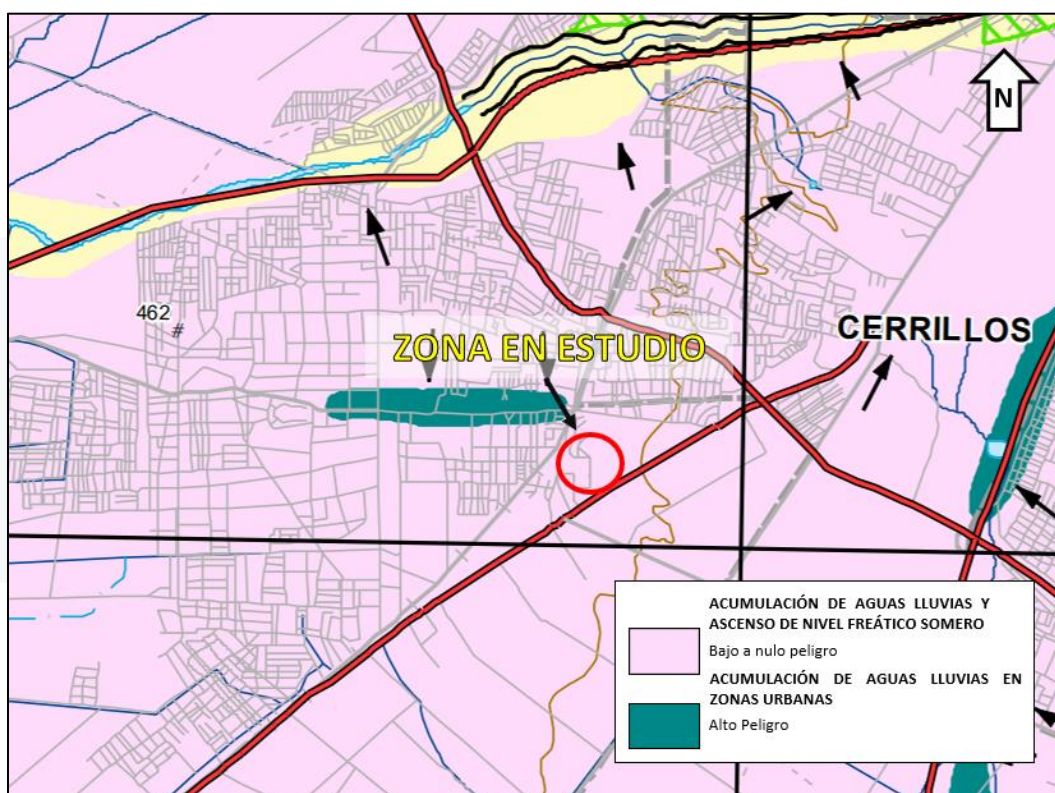
Según el mapa de respuesta sísmica elaborado el 2003 por Sernageomin (ver Figura 7), el terreno en estudio se encuentra emplazado en el límite entre las unidades B y D3. La unidad B se asocia a sectores con una buena respuesta sísmica (6,5 a 7,0 grados de intensidad); mientras que la zona D3 corresponde a sectores con mala respuesta sísmica (7,5 a 8,0 grados de intensidad).





prolongadas, esto se puede deber a diversos factores antrópicos como impermeabilización de suelos por pavimentación de calles y pasos bajo nivel sin drenajes adecuados, entre otros. En relación con el riesgo de remociones en masa, el terreno se encuentra lejano a afloramientos de roca fracturadas que pudieran generar desprendimientos o caídas de bloques.

Cabe destacar que el documento citado se ha confeccionado solo con fines de orientación y guía para el ordenamiento territorial de la cuenca de Santiago, ya que la escala empleada en su elaboración no aporta detalles suficientes para la planificación de obras locales, las que requerirán estudios más específicos.



**Figura 8.** Riesgos de inundación en el sector del terreno en estudio, comuna de Maipú.

*Fuente: Peligro de remociones en masa e inundaciones de la cuenca de Santiago, Antinao et. al, Sernageomin, 2003.*



## **2.7. Caracterización geotécnica del terreno**

### **2.7.1. Exploración del terreno**

Aun cuando las características del subsuelo en este sector son conocidas y se cuenta con estudios realizados por esta Oficina en el terreno en estudio y en sitio cercanos, con el fin de obtener una caracterización completa del subsuelo en el terreno, se programó su exploración mediante la ejecución de:

- 8 pozos de reconocimiento de 3,00 m de profundidad en el área de emplazamiento de las estructuras.
- 4 pozos de 1,50 m de profundidad en el área del emplazamiento de estacionamientos vehiculares superficiales.
- 1 estudio geofísico con medición de velocidad de ondas sísmicas de corte en los 30 m bajo la superficie utilizando el método ReMi y medición del periodo fundamental del suelo con el método Nakamura.

El trabajo realizado en los pozos consistió en la inspección visual de los horizontes de suelo visibles en las paredes de la excavación, con el objetivo de definir la estratigrafía y condiciones de compacidad y/o consistencia, calidad y tipo de suelo, además de la eventual presencia de napas colgadas de agua; y la extracción de muestras representativas para ser ensayadas en laboratorio.

Los pozos fueron inspeccionados por personal de esta Oficina y de Laboratorio One Geotecnia los días miércoles 16 y jueves 17 de abril 2025. Se ejecutó la estratigrafía del subsuelo y se extrajeron muestras representativas para ensayos de laboratorio.

Los ensayos programados para laboratorio son:

- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Clasificación según USCS y AASHTO
- Densidad de partículas sólidas
- Humedad natural
- Densidades Máxima y Mínima
- CBR
- Corte Directo
- Ensayo de infiltración mediante método Porchet.

Las coordenadas de los pozos ejecutados se entregan en Tabla 2, mientras que en Figura 9 y Figura 10 se muestra su distribución dentro del terreno en estudio.

**Tabla 2.** Coordenadas de pozos de prospección.

*Fuente: Google Earth 2025.*

Pozo N°	Coordenadas UTM – WGS84 Zona 19H	
	Este [m]	Norte [m]
1	338306	6290156
2	338383	6290170
3	338341	6290103
4	338414	6290122
5	338483	6290166
6	338345	6290033
7	338428	6290075
8	338511	6290122
PA	338513	6290078
PB	338510	6290031
PC	338402	6290012
PD	338396	6289948



**Figura 9.** Distribución de pozos de prospección de 3,0 m de profundidad ejecutados en el interior del terreno en estudio (abril de 2025).

*Fuente: Google Earth 2025.*





**Figura 10.** Distribución de pozos de prospección de 1,5 m de profundidad ejecutados en el interior del terreno en estudio (abril de 2025).

*Fuente: Google Earth 2025.*

**Nota:**

- **Íconos de color amarillo:** pozos de prospección de 3,0 m de profundidad en sector de las estructuras proyectadas.
- **Íconos de color rosado:** pozos de prospección de 1,5 m de profundidad en sector de estacionamientos vehiculares superficiales.

### 2.7.2. Estratigrafía típica del subsuelo

De acuerdo con las observaciones realizadas en los pozos ejecutados, sumado a los antecedentes que tiene esta Oficina en proyectos cercanos, en Tabla 3 se entrega la estratigrafía media o perfil estratigráfico del subsuelo a partir del nivel actual de terreno.

**Tabla 3.** Estratigrafía media del subsuelo explorado, a partir del nivel actual de terreno.

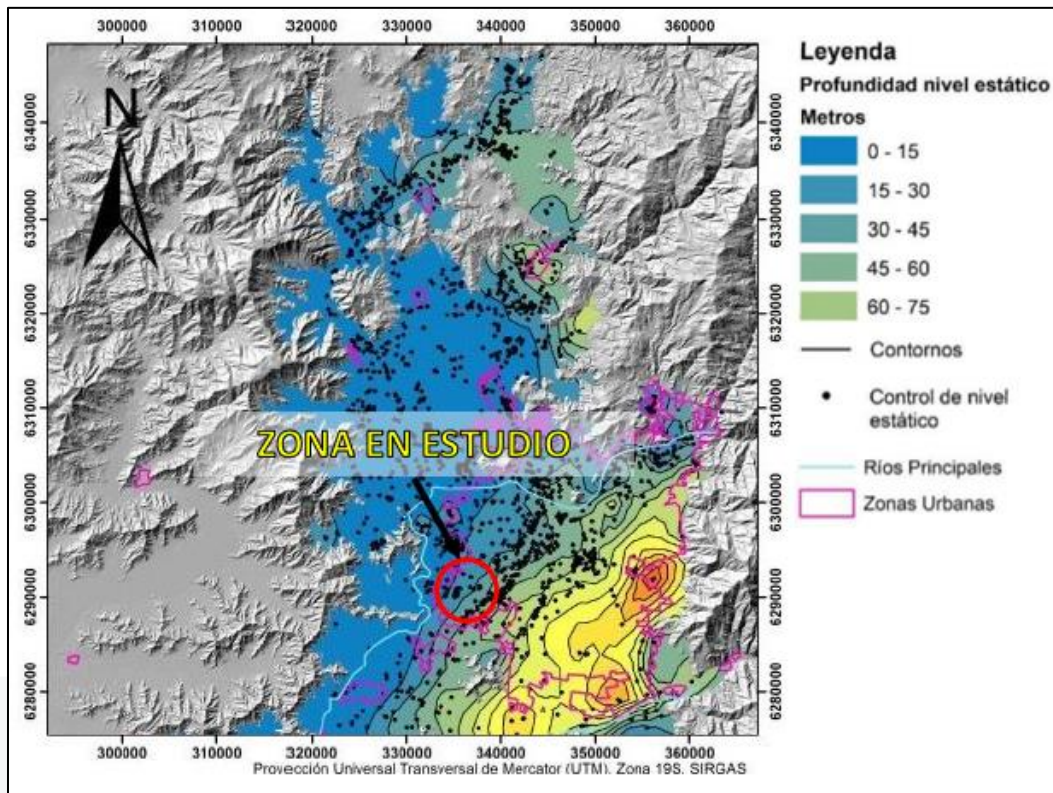
Estrato	Profundidad [m]	Descripción
I	0,00 – 0,20 (var. 0,40)	<b>Capa vegetal.</b>  <b>Nota 1:</b> en pozos N°3, 6, y 8 este estrato está conformado por un relleno antrópico de 0,70 m, 0,70 m y 1,80 m, espesor respectivamente. Este relleno está compuesto por material integral limpio (en pozo N°8) y por material fino con intercalaciones de material grueso (en pozos N°3 y 6).
II	0,20 (0,40) – 3,00 <sup>+</sup>	<b>Grava areno limosa a grava arenosa</b> , de color café claro a gris, estructura homogénea, bien a pobremente graduado, con partículas de canto redondeado y tamaño máximo 12". Suelo de origen natural, sin indicios de materia orgánica ni algún grado de cementación. Compacidad alta, humedad baja, plasticidad baja a nula.  <b>Nota 1:</b> en pozo PD se detecta estrato limo arcilloso con gravas aisladas entre 0,20 y 0,70 m de profundidad.

### 2.7.3. Napa de agua subterránea

No se observó la presencia de nivel freático a la profundidad de exploración (abril, 2025).

Con la finalidad de complementar los antecedentes anteriores, se presenta la Figura 11, correspondiente al mapa de la cuenca de Santiago con los niveles estáticos de napa freática, obtenido a partir de más 200 puntos de control a lo largo de las últimas 5 décadas, elaborado por Muñoz et al., 2015. Este mapa indica que el terreno en estudio se encuentra en una zona donde el nivel estático de napa freática se encuentra entre 30 y 60 m de profundidad.





**Figura 11.** Niveles estáticos de napa en la cuenca de Santiago.  
Fuente: Modificado de Muñoz et Al., 2015.

## 2.8. Resultados de Laboratorio

### 2.8.1. Clasificación completa

A partir de las muestras extraídas desde los pozos de prospección, se realizaron los ensayos de laboratorio programados. Los resultados de los ensayos de clasificación completa se presentan en Tabla 4 a Tabla 6, mientras que, en Figura 8 y Figura 9 se presentan las curvas granulométricas. El detalle de estos ensayos se entrega en Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25 (Anexo 4).

**Tabla 4.** Resultados ensayos de clasificación completa pozos N°1 al 5.

*Fuente: Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25.*

Pozo N°	1	2	3	5
Profundidad [m]	3,00	1,00	1,50	3,00
% que pasa tamiz N°200	5	5	4	6
Límite líquido [%]	-	-	-	-
Límite plástico [%]	-	-	-	-
Índice de plasticidad	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Clasificación USCS	GW-GM	GP-GM	GW	GW-GM
Clasificación AASHTO	A-1a (0)	A-1a (0)	A-1a (0)	A-1a (0)
Humedad Natural [%]	1,2	0,7	1,3	0,9
Peso específico bajo malla #4 [g/cm³]	2,67	2,74	2,73	2,72

**Tabla 5.** Resultados ensayos de clasificación completa pozos N°6 y 8.

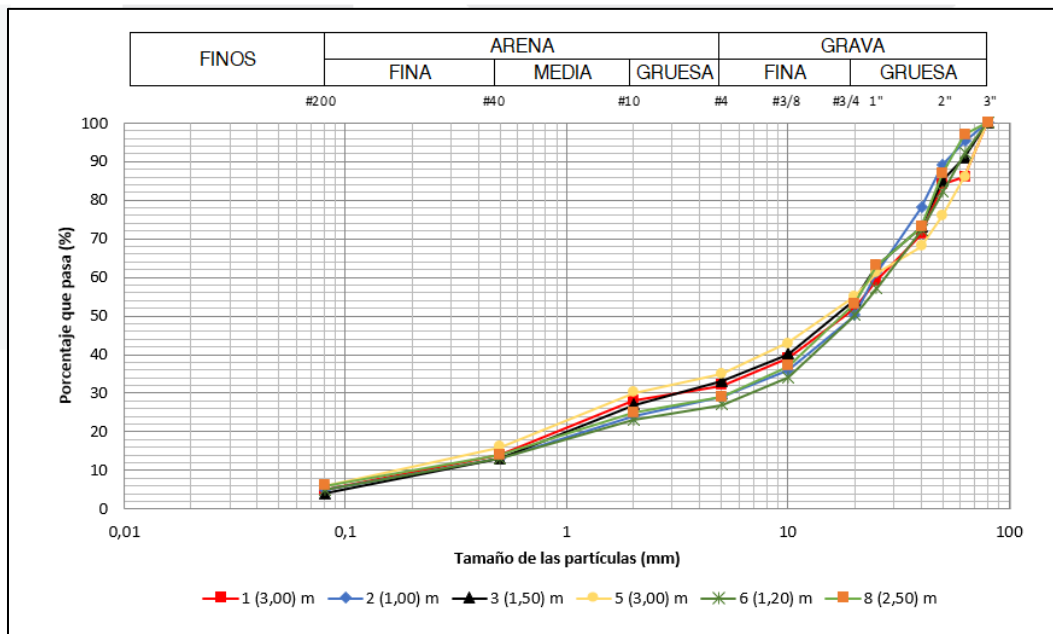
*Fuente: Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25.*

Pozo N°	6	8
Profundidad [m]	1,20	2,50
% que pasa tamiz N°200	5	6
Límite líquido [%]	-	-
Límite plástico [%]	-	-
Índice de plasticidad	N.P.	N.P.
Clasificación USCS	GP-GM	GP-GM
Clasificación AASHTO	A-1a (0)	A-1a (0)
Humedad Natural [%]	1,4	1,1
Peso específico bajo malla #4 [g/cm³]	2,73	2,72

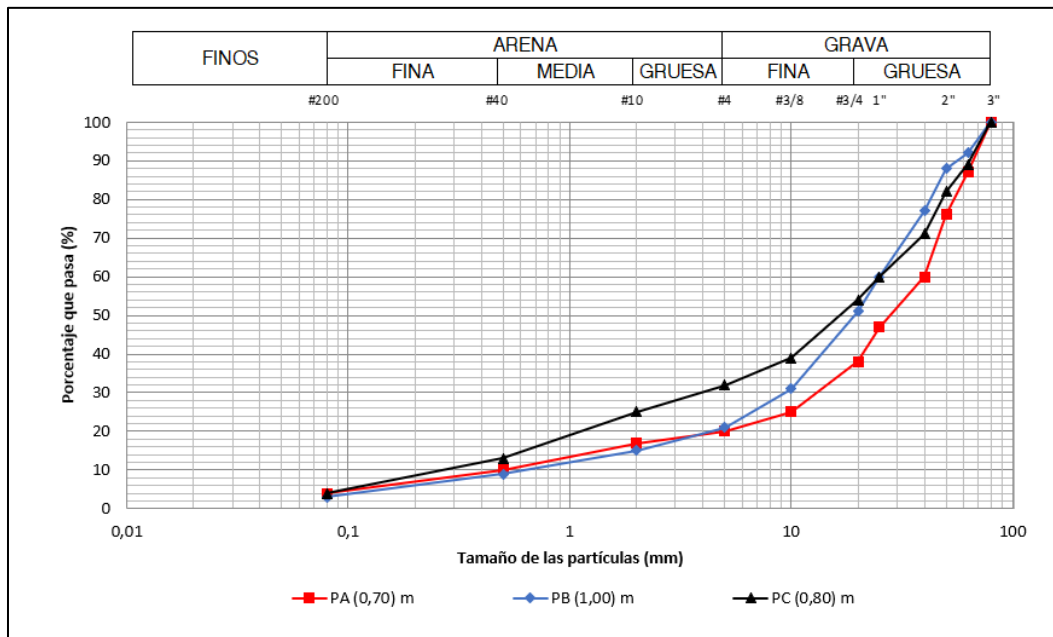
**Tabla 6.** Resultados ensayos de clasificación completa pozos PA, PB y PC.

*Fuente: Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25.*

Pozo N°	PA	PB	PC
Profundidad [m]	0,70	1,00	0,80
% que pasa tamiz N°200	4	3	4
Límite líquido [%]	-	-	-
Límite plástico [%]	-	-	-
Índice de plasticidad	N.P.	N.P.	N.P.
Clasificación USCS	GP	GP	GW
Clasificación AASHTO	A-1a (0)	A-1a (0)	A-1a (0)
Humedad Natural [%]	1,4	1,6	1,2
Peso específico bajo malla #4 [g/cm <sup>3</sup> ]	2,67	2,73	2,68


**Figura 8.** Curvas granulométricas de las muestras extraídas desde los pozos N°1 al 8.

*Fuente: Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25.*



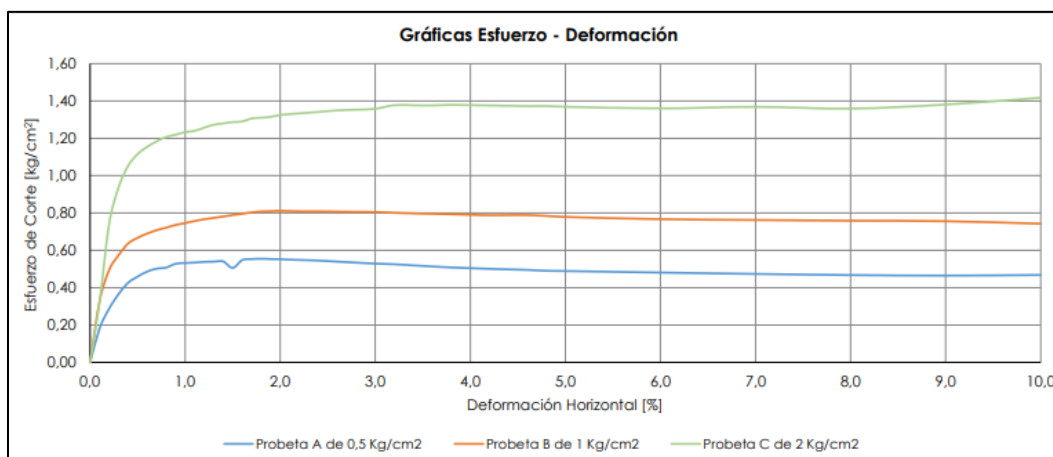
**Figura 9.** Curvas granulométricas de las muestras extraídas desde los pozos PA, PB y PC.

*Fuente: Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25.*

### 2.8.2. Ensayo de Corte Directo

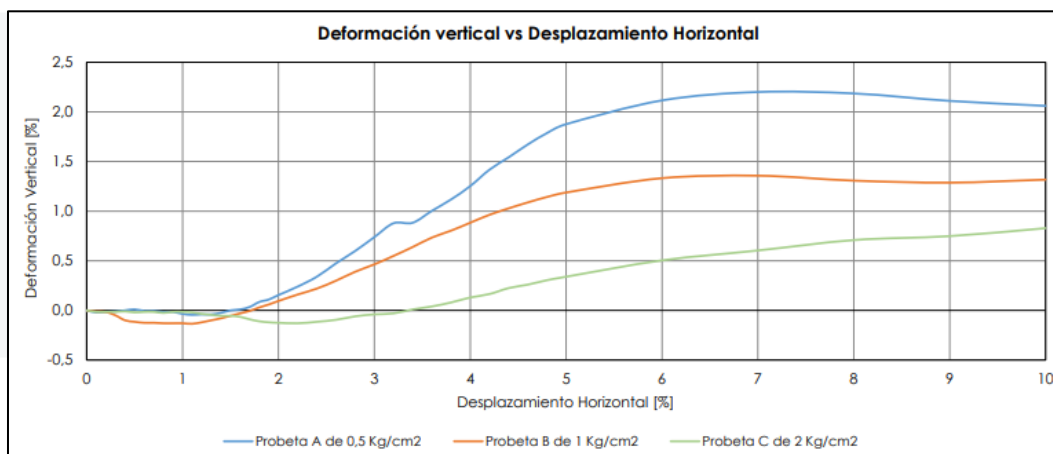
Con el objetivo de determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo natural, personal del Laboratorio One Geotecnia extrajo muestras desde el pozo B para confeccionar tres probetas por muestra, que luego fueron sometidas a ensayos de corte directo.

En Figura 13 y Figura 14 se muestran los diagramas de la muestra ensayada. El detalle de este ensayo se encuentra en Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25 (Anexo 4).



**Figura 13.** Diagrama de Resistencia al Corte (esfuerzo de corte v/s deformación horizontal) en muestra de pozo B.

*Fuente: Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25.*

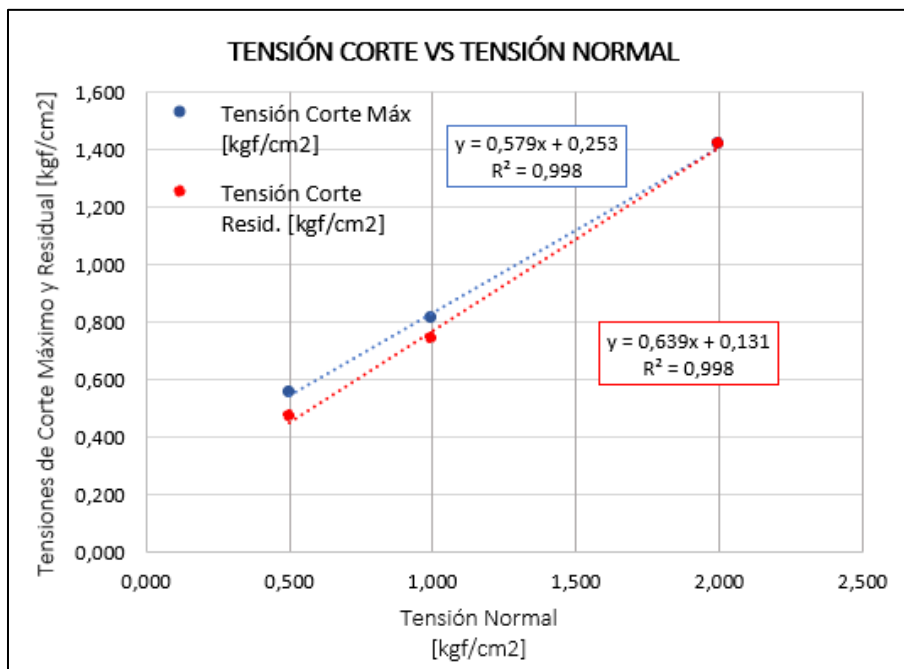


**Figura 14.** Diagrama de Desplazamientos (deformación vertical v/s desplazamiento horizontal) en muestra de pozo B.

*Fuente: Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25.*

Luego, a partir de los resultados del ensayo de corte directo se obtiene el diagrama de tensiones, como se muestran en Figura 15.





**Figura 15.** Diagrama de tensión de corte máximo y residual v/s tensión normal en muestra de pozo B.

*Fuente: Informe Laboratorio One Geotecnia N°14651-25*

En el diagrama de resistencia al corte de la muestra extraída desde el pozo B (Figura 13) se observa que la curva esfuerzo-deformación presenta valores máximos y residuales que ocurren a mayores deformaciones. Es decir, se observa que la resistencia aumenta con la deformación al corte, alcanzándose un tramo horizontal (meseta), que corresponde a los valores máximos. En este caso, los valores de las tensiones de corte residuales son muy similares a las tensiones de corte máximas, lo que indica que el suelo de esta muestra extraída a 1,00 m de profundidad presenta un comportamiento dúctil y se encuentra poco compacto.

### 2.8.3. Conclusiones de resultados

De acuerdo con la campaña de exploración y los resultados de laboratorio concluye lo siguiente:

- En términos generales se observa un perfil estratigráfico con presencia de capa vegetal de 20 cm de espesor promedio. Bajo esta capa, se encuentra un Estrato II conformado por una grava areno limosa a grava arenosa de compacidad alta, entre 0,20 m y 3,00<sup>+</sup> m de profundidad.
- Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras extraídas desde los pozos se condicen con las observaciones realizadas en terreno, entregando clasificaciones del tipo GP, GW, GP-GM y GW-GM para suelos gravo arenosos y gravo areno limosos.



## 2.9. Propiedades del suelo de fundación

Las estructuras no contarán con subterráneos, por lo que se considerarán fundaciones superficiales las cuales se deberán apoyar en el Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa de compacidad alta, que se presenta a partir de 0,20 m de profundidad promedio. Este estrato tiene buenas características geotécnicas, proporcionando una capacidad de soporte suficiente frente a las cargas transmitidas por las estructuras proyectadas.

Para los efectos del diseño de las fundaciones se han considerado los siguientes parámetros para el suelo de fundación, basado en los resultados de la exploración, correlaciones con suelos de similar origen geológico, características geotécnicas y granulometría:

### **Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa**

$\Phi$	=	38°	, ángulo de fricción interna.
C	=	0,50 [t/m <sup>2</sup> ]	, cohesión.
$\gamma$	=	2,10 [t/m <sup>3</sup> ]	, peso unitario natural.
$\mu$	=	0,30	, coeficiente de Poisson.
E	=	4000 $\sqrt{z}$ [t/m <sup>2</sup> ]	, módulo de Young, si z es la profundidad en [m].
E <sub>d</sub>	=	3 E	, módulo de Young para cargas cíclicas.



### **3. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO**

De acuerdo con la Norma NCh 433 Of. 96 Mod. 2009 “Diseño sísmico de edificios” (actualizado por D.S. N°61 del 13 diciembre 2011):

- a) Zona sísmica donde se construirán las estructuras:

#### **Zona 2 (Comuna de Maipú, Región Metropolitana)**

- b) Tipo de suelo de fundación:

#### **Suelo Tipo B**

A partir del 13 diciembre 2011 entró en vigencia el D.S. N° 61 del Minvu que regula la Clasificación Sísmica del terreno y la exploración geotécnica asociada. De acuerdo a esta norma la clasificación sísmica de los suelos se ha centrado en el parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores, correspondiente a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 m superiores del terreno  $V_{s30}$ .

De forma establecer la clasificación sísmica del terreno en estudio, cumpliendo con los requisitos que dispone la norma mencionada, se ejecutó un estudio geofísico con medición de velocidad de onda de corte en los 30 m bajo superficie, junto con estimar la frecuencia predominante del sitio.

Los resultados de estas mediciones se presentan a continuación.

#### **3.1. Resultados mediciones geofísicas**

El estudio geofísico fue ejecutado por la empresa HN Consultores en abril de 2025. Este estudio permitió obtener las velocidades de onda de corte por medio del método ReMi, en dos líneas sísmicas ortogonales, cuya disposición se muestra en Figura 12. Además, se estimó la frecuencia predominante en el terreno por medio del método Nakamura. Los resultados detallados de este estudio se entregan en Anexo 1.



**Figura 12.** Disposición en terreno de las líneas sísmicas.

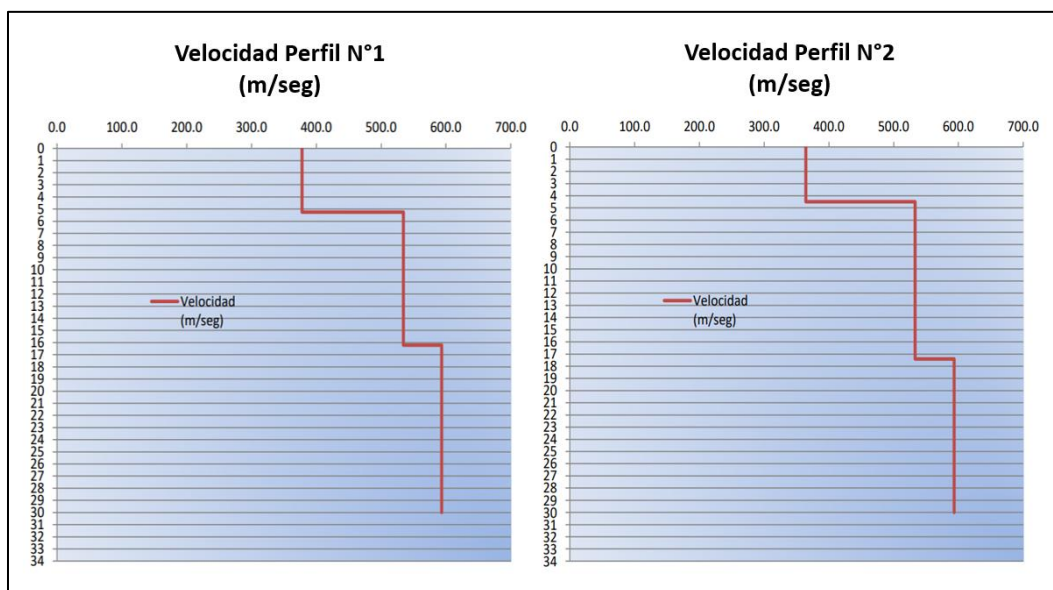
*Fuente: Informe de Estudio Sísmico N°2504680 de HN Consultores.*

Los resultados de  $V_{S30}$  y perfiles de velocidad de onda de corte obtenidos a partir de ambas líneas de medición se muestran en Tabla 7 y Figura 13.

**Tabla 7.** Valores de  $V_{S30}$  en ambas líneas medidas.

*Fuente: Informe de Estudio Sísmico N°2504680 de HN Consultores.*

Perfil N°	$V_{S30}$ [m/s]
1	520,45
2	519,27



**Figura 13.** Perfiles de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) hasta los 30 m en ambas líneas medidas.

*Fuente: Informe de Estudio Sísmico N°2504680 de HN Consultores.*

El estudio se complementó con la medición de la frecuencia fundamental del terreno utilizando el método de relación espectral de movimiento horizontal versus vertical (Nakamura H/V) en cinco estaciones de medición. Los gráficos de amplificación H/V entregan los resultados presentados en Tabla 8.

**Tabla 8.** Resultados medición relación espectral de movimiento horizontal v/s vertical (método Nakamura).

*Fuente: Informe de Estudio Sísmico N°2504680 de HN Consultores.*

Estación	Frecuencia promedio [Hz]
1	Curva Plana
2	Curva Plana
3	Curva Plana
4	Curva Plana
5	Curva Plana
Valor promedio	Curva Plana



### 3.2. Conclusión de clasificación de suelo

Los resultados del estudio geofísico dan cuenta de valores de  $V_{s30}$  superiores a 500 m/s y perfiles de  $V_s$  monótonamente crecientes a medida que aumenta la profundidad (no se presentan reinversiones en la velocidad de ondas sísmicas de corte), en ambas líneas medidas. De las mediciones realizadas “in situ” con el método Nakamura, se tiene que el sitio no presenta amplitudes importantes ni frecuencias definidas en los intervalos de mayor importancia, su espectro se define como Curva Plana, como se indica en Tabla 8. Con estos resultados, se concluye que el predio estudiado no presenta efecto de sitio (amplificación sísmica).

El Decreto Supremo N°61 indica lo siguiente: “En el caso que solo se disponga del perfil de  $V_s$  en profundidad y que dicho perfil indique claramente que  $V_s$  aumenta monótonamente con la profundidad y, además, se cumple que  $V_{s30} > 500$  m/s, se podrá clasificar automáticamente como Suelo Tipo C, sin necesidad de mayores mediciones”. Sin embargo, **en este caso disponemos del respaldo geológico que informa la existencia de depósitos de gravas fluviales de espesor mayor a 30 m**, lo que de acuerdo a la normativa es suficiente para clasificar el suelo como **Tipo B** más aún al verificarse con el ensayo geofísico.

Considerando los antecedentes geológicos del sector, la estratigrafía proporcionada por los pozos de reconocimiento, resultados del estudio geofísico con valores de  $V_{s30}$  mayores a 500 m/s y perfiles monótonamente crecientes con la profundidad, sumado a carta geológica y otras prospecciones y estudios realizados en terrenos cercanos y en la misma unidad geológica, es posible clasificar el suelo de este terreno como **Tipo B**.

Los parámetros dependientes del tipo de suelo según NCh 433 se entregan en Tabla 9, donde se destaca la fila correspondiente al suelo **Tipo B**.

**Tabla 9.** Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo, según Tabla 6.3 de la Norma NCh 433, actualizada según D.S. N°61 del 13/12/2011.

Tipo de suelo	S	$T_0$ [s]	$T'$ [s]	n	p
A	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,40	0,45	1,40	1,6
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
E	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0



#### **4. ANTECEDENTES DEL SUBSUELO PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES**

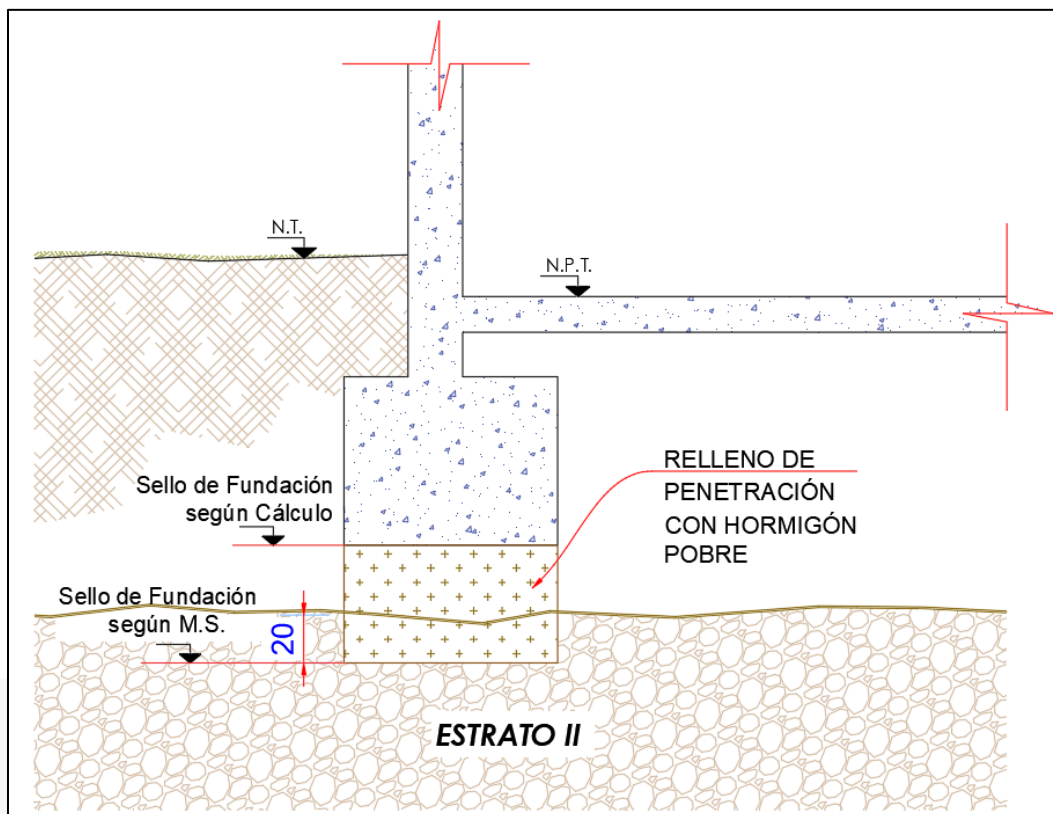
Desde el punto de vista de fundación, el Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa de compacidad alta presenta buenas características geotécnicas y proporcionará una capacidad de soporte suficiente frente a las cargas transmitidas por las estructuras proyectadas.

En la planta de las estructuras y en el área de pavimentos se deberá realizar un escarpe con el fin de extraer la totalidad del Estrato I de capa vegetal de 20 cm de espesor promedio, junto con el relleno antrópico detectado en sectores puntuales, el cual alcanza un espesor máximo de 1,80 m (en pozo N°8), y todo suelo suelto y/o perturbado, vegetación y restos de basura superficiales. Estos materiales deberán ser llevados a botadero autorizado fuera del recinto. El escarpe abarcará la planta de cada estructura y el área de pavimentos más un sobre ancho de 50 cm.

##### **4.1. Profundidad de fundación**

La profundidad mínima de fundación será de 1,00 m bajo el nivel de terreno actual. Se considera una penetración mínima de 20 cm en el Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa de compacidad alta.

Dado que, el perfil estratigráfico del subsuelo es variable y no es perfectamente horizontal, en algunos sectores el inicio del Estrato II se puede profundizar más de lo observado en las exploraciones, en estos casos, los cimientos podrán tener una altura fija según Ingeniero Estructural bajo la cual irá un hormigón pobre para alcanzar la profundidad establecida. El hormigón bajo cimiento será grado G10 o superior según lo que indique el Ingeniero Estructural (ver Figura 14).



**Figura 14.** Fundación de altura fija según ingeniero estructural y relleno de hormigón pobre bajo ella para alcanzar sello de fundación.

*Fuente: Elaboración propia.*

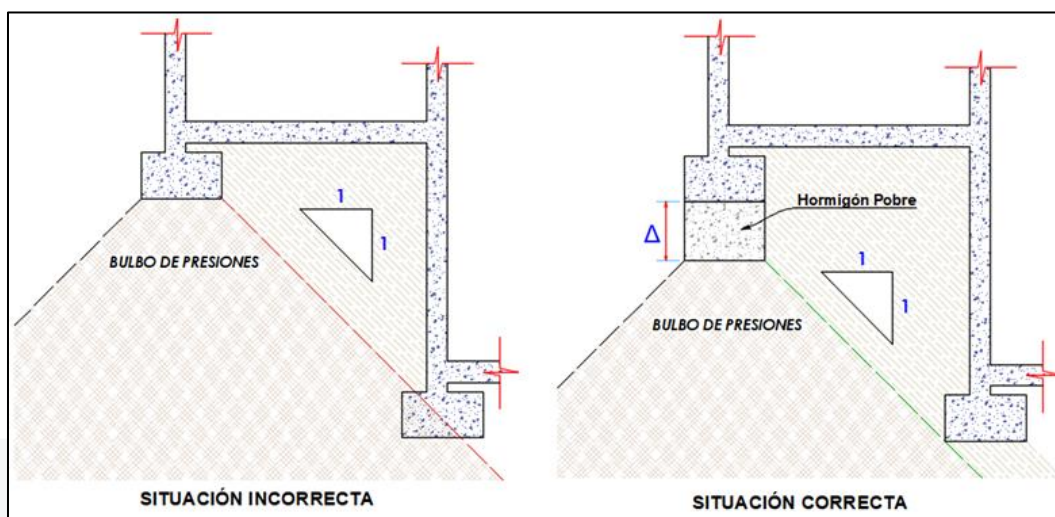
**Siempre se deberá cumplir que todo el sistema de fundación de cada estructura se apoye sobre el mismo tipo de suelo, correspondiente al Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa firme y homogéneo. Sin embargo, siempre los sellos de fundación deberán ser recibidos por un ingeniero de esta oficina para confirmar o rectificar la calidad del subsuelo a esta profundidad.**

#### 4.2. Sistema de fundación

Considerando la calidad del suelo de fundación, se podrá proyectar un sistema de fundación tradicional en base a cimientos corridos bajo muros y zapatas aisladas bajo pilares, unidas por vigas o cadenas de fundación.

El ancho mínimo de fundación que se recomienda es de 0,60 m para cimiento corrido y de 1,00 m para zapatas aisladas.

Cuando existan desniveles entre fundaciones vecinas apoyadas en Estrato II, éstas deberán quedar en la relación geométrica 1:1 (H:V) señalada en Figura 15. Si la distancia horizontal entre fundaciones cercanas es menor a 1,00 m, estas deberán quedar en la misma cota (en la cota más baja).



**Figura 15.** Relación geométrica para fundaciones vecinas en desnivel apoyadas en el Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa.

*Fuente: Elaboración propia.*

### 4.3. Capacidad de soporte

La capacidad de soporte admisible quedará definida por el menor valor entre aquellos obtenidos por consideraciones de resistencia por rotura del suelo, minorada por un factor de seguridad, y la presión que produce el asentamiento máximo admisible.

#### 4.3.1. Capacidad de soporte admisible por rotura del suelo

La presión admisible de contacto, por concepto de rotura del suelo, al nivel del sello de fundación, se determinó según Vesic, y queda dada por la siguiente expresión:

$$q_{adm} = 4,1 \left( 1 + 0,8 \frac{B}{L} \right) + 13,7 D_f \left( 1 + 0,8 \frac{B}{L} \right) + 10,9 B \left( 1 - 0,4 \frac{B}{L} \right)$$

Donde:

$q_{adm}$  = presión de contacto admisible por rotura de suelo, en [t/m<sup>2</sup>].  
 $B$  = ancho de la fundación (lado menor), en [m].

- L = largo de la fundación, en [m].  
D<sub>f</sub> = profundidad de enterramiento de la fundación, en [m].

El valor de la capacidad de soporte anterior es válido para cargas permanentes. Para los efectos de combinación de cargas estática permanente más eventual (sísmica) el valor de q<sub>adm</sub> se amplificará en un 40%.

#### 4.3.2. Capacidad de soporte admisible por asentamiento

El asentamiento esperado  $\rho$  [cm] para una fundación rígida se determinó conforme a la expresión elástica:

$$\rho = \frac{(1 - \mu^2) \cdot q \cdot B \cdot I_o \cdot F_3}{E} \cdot 100$$

Donde:

- $\mu$  = coeficiente de Poisson = 0,30.  
Q = tensión de trabajo, en [t/m<sup>2</sup>].  
B = lado menor de la fundación, en [m].  
I<sub>o</sub> = coeficiente de forma según Tabla 10.  
F<sub>3</sub> = factor de influencia por enterramiento ~0,78.  
E = módulo de deformación: 4000 $\sqrt{z}$  [t/m<sup>2</sup>], con z profundidad en [m].

**Tabla 10.** Factores de forma a usar en expresiones de cálculo de asentamientos.

L/B	I <sub>o</sub>
1,0	0,82
1,5	1,06
2,0	1,20
5,0	1,70
>10	2,10

Se recomienda que el asentamiento máximo total admisible de cada fundación no sea superior a 1/400 de la distancia entre ejes paralelos transversales de muros y/o pilares, o bien que la deformada del sistema de fundación no presente distorsiones angulares superiores a 1/600 si se supone que el asentamiento máximo diferencial es igual a 2/3 del máximo total.

En todo caso, **ninguna fundación de cimiento corrido o zapata aislada deberá tener un asentamiento total calculado superior a 2,0 cm.**



En este caso por tratarse de suelos granulares, la capacidad de soporte admisible queda controlada por condiciones de resistencia al corte. Compatibilizando los criterios de resistencia al corte del suelo, asentamiento máximo admisible y según el criterio de esta Oficina, en Tabla 11 se entregan los valores de capacidad de soporte admisible para sistema de fundación tradicional apoyado en el Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa a 1,00 m de profundidad mínima a partir del nivel actual de terreno.

**Tabla 11.** Capacidad de soporte admisible para sistema de fundación tradicional apoyado sobre el Estrato II a 1,00 m de profundidad mínima.

Caso	Capacidad de soporte admisible, $q_{adm}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Estático	2,50
Sísmico	3,50

Se debe verificar que la resultante de las cargas normales quede ubicada dentro del tercio central de la fundación. Para el caso de cargas normales más eventuales (sismo), se admite como máximo un 20% del área traccionada a nivel de sello de fundación. En cualquier caso, ninguna fundación podrá tener una presión de contacto, para el caso estático, mayor que las indicadas en Tabla 11. Para las presiones de contacto admisible estática señaladas, el asentamiento esperado será menor a 2,0 cm.

El sistema de fundación deberá ser verificado con respecto a los asentamientos diferenciales y totales utilizando los coeficientes de balasto que se entregan a continuación.

#### **4.3.3. Coeficiente de balasto vertical**

Para efectos del cálculo de deformaciones verticales, se recomienda utilizar el siguiente coeficiente de balasto básico  $k_0$  estático, para una placa cuadrada de ancho  $B_0 = 30$  cm, apoyada en Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa.

$$k_0 = 12 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

Para caso sísmico, el coeficiente de balasto  $k_0$  se amplifica por 3.

Para introducir el efecto del tamaño y geometría en el valor del coeficiente de balasto se usarán, respectivamente, las siguientes expresiones de Terzaghi:

$$k_{s(B=L)} = k_0 \left( \frac{B + 0,3}{2B} \right)^2$$

$$k_{s(B<L)} = k_{s(B=L)} \frac{m + 0,5}{1,5 \text{ m}}$$

Donde:

$k_0$	=	Coeficiente de balasto asociado a placa cuadrada de 30 cm, en $[\text{kg}/\text{cm}^3]$ .
$k_s$	=	Coeficiente de balasto asociado a fundación de ancho B, en $[\text{kg}/\text{cm}^3]$ .
B	=	ancho fundación cuadrada, en [m].
L	=	longitud de la fundación.
m	=	$L/B$ .

#### 4.3.4. Giros de fundación

Para el cálculo de giros de fundación considerar:

$$k_\theta = k_{\text{est}} \cdot I_{R-R}$$

Donde:

$k_\theta$	=	coeficiente de rigidez al giro, en $[\text{kg} \cdot \text{cm}/\text{rad}]$ .
$k_{\text{est}}$	=	constante de balasto para cargas estáticas, en $[\text{kg}/\text{cm}^3]$ .
$I_{R-R}$	=	momento de inercia con respecto al eje de rotación del sistema de fundación, en $[\text{cm}^4]$ .

Para el caso sísmico, el coeficiente  $k_\theta$  se amplifica por 3.

#### 4.4. Empujes sobre muros de contención

En Tabla 12 se entregan los parámetros del suelo para el cálculo de muros de contención, sin restricción al giro. Se considera muro con paredes verticales y superficie de suelo horizontal en el coronamiento del muro.

**Tabla 12.** Parámetros geotécnicos para el diseño de muros de contención.

Parámetro	Relleno tipo base estabilizada
Peso unitario húmedo $\gamma_h$	2,10
Coeficiente empuje activo estático $K_a$	0,24
Coeficiente empuje pasivo $K_p$	4,20
Coeficiente empuje activo sísmico $\Delta K_{ae}$	0,08
Aceleración efectiva $a_0/g$	0,30
Coeficiente roce muro suelo	0,48

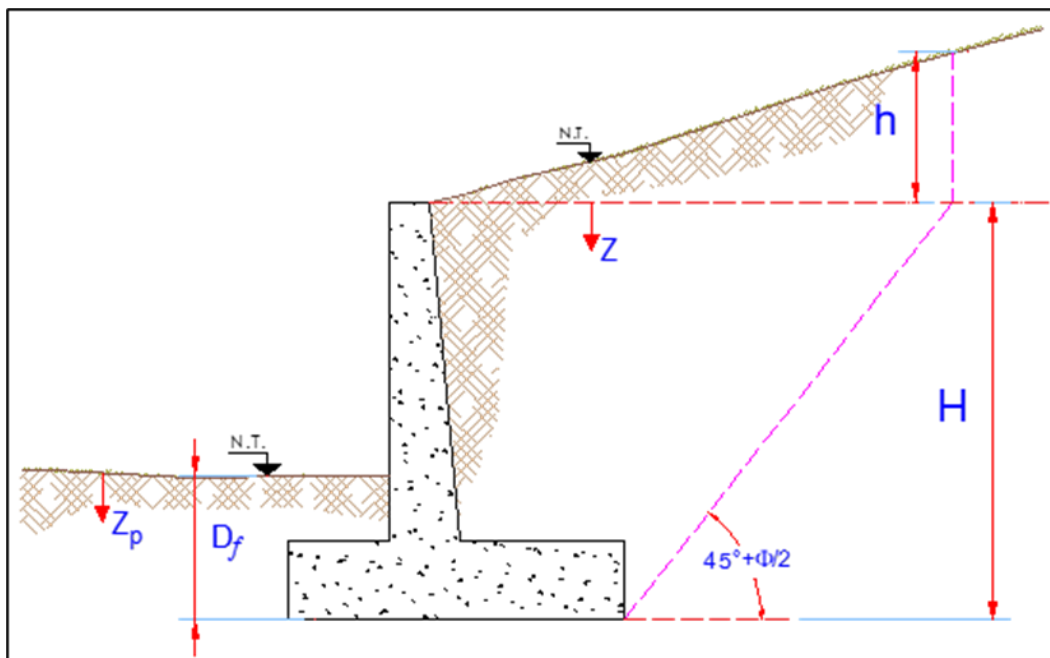
Para el cálculo de empuje de suelos sobre muros de contención que permiten el giro, se ha considerado que el relleno en el trasdós es un material granular compactado, tipo sub-base o base (ver capítulo 8).

#### 4.4.1. Empuje estático

$$\sigma_a = 0,50 z + 0,24 q_s$$

Donde:

- $\sigma_a$  = presión estática horizontal sobre muro de contención, en  $[t/m^2]$ .  
 $z$  = profundidad a la cual se determina  $\sigma_a$ , en  $[m]$ .  
 $q_s$  = sobrecarga permanente a nivel  $\pm 0,00$ , en  $[t/m^2]$ . Para casos de carga en superficie inclinada usar una sobrecarga  $q_s = \gamma (h/2)$ , con  $h$  en  $[m]$  según Figura 16.



**Figura 16.** Esquema muro contención con sobrecarga en plano inclinado.

*Fuente: Elaboración propia.*

#### 4.4.2. Empuje sísmico

En el evento de ocurrencia de un sismo, se debe considerar la presión estática permanente de empuje activo más un aumento sísmico de acuerdo a ley de triángulo invertido (Mononobe-Okabe).

$$\Delta\sigma_{sis} = 0,16 (H - z) + 0,08 q_s$$

Donde:

- $\Delta\sigma_{sis}$  = aumento de presión horizontal debido al sismo, en  $[t/m^2]$ .
- $H$  = altura total del muro, en  $[m]$ .
- $z$  = profundidad a la cual se determina  $\Delta\sigma_{sis}$  medido desde la superficie, en  $[m]$ .

#### 4.4.3. Empuje pasivo

Para el cálculo de empuje pasivo se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma_p = 8,83 z_p$$

Donde:

- $\sigma_p$  = presión pasiva horizontal sobre el muro, en  $[t/m^2]$ .  
 $z_p$  = profundidad a la cual se determina  $\sigma_p$  medido desde la superficie frente al extremo inferior del muro, en  $[m]$ .

Para que el empuje pasivo tenga validez se deberá contar con una superficie horizontal frente al extremo inferior del muro de una longitud igual o superior a la dada por la expresión siguiente:

$$D \operatorname{tg}(45^\circ + \Phi/2) \leq L_2$$

Donde:

- D = Altura enterrada del muro, en m  
 $\Phi$  = Ángulo de fricción interna del suelo natural superficial del sector.  
 $L_2$  = Distancia entre el extremo inferior del muro y término de la zona horizontal de suelo, en m.

#### **4.4.4. Condiciones de drenaje en muros de contención**

En la construcción de los muros de contención deberán instalarse barbacanas de PVC de 2" de diámetro, en grilla de 2 x 2 m. Las barbacanas se envolverán en geotextil de 200 g/m<sup>2</sup> en su extremo no visible.

En la pared del muro en contacto con el relleno se recomienda utilizar una membrana impermeabilizante (geocompuesto) que se conecte a una tubería perforada instalada en la base del muro y con salida al exterior. La tubería o canaleta tendrá una pendiente mínima de 1%.

#### **4.4.5. Fundaciones de muros de contención**

El sello de fundación de los muros de contención debe alcanzar el Estrato II de grava arena limosa a grava arenosa. La profundidad mínima de fundación será de 0,80 m medidos desde el nivel de terreno actual, lo cual considera una penetración mínima de 20 cm en el estrato descrito como apto para fundar.

Para alcanzar este nivel de fundación podrá colocarse un mejoramiento bajo el cimiento del muro de contención el que podrá ser de hormigón pobre. El hormigón pobre será de grado G10 o superior o lo que indique el ingeniero Estructural.





**Tabla 13.** Capacidad de soporte admisible para muros de contención apoyados sobre el Estrato II a 0,80 m de profundidad mínima.

Caso	Capacidad de soporte admisible, $q_{adm}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Estático	1,50
Sísmico	2,00





## **5. RADIERES**

Previo a la construcción de los radieres de las estructuras proyectadas, se deberá escarpar la totalidad del Estrato I de capa vegetal, todo suelo suelto y/o perturbado, arbustos, pasto y restos de basura en un espesor medio de 20 cm, de manera de dar cabida al paquete bajo radier. El escarpe podrá aumentar de espesor en los sectores donde se detectó un relleno antrópico, especialmente en el sector donde este se profundiza hasta 1,80 m (en pozo N°8). Todo el material escarpado será llevado a botadero autorizado fuera del recinto; no podrá ser utilizado como relleno en ningún sector.

El sello de escarpe debe recompactarse con rodillo pesado de mínimo 6 toneladas, pasándolo 8 veces por un mismo punto, con rueda traslapada. Tanto el escarpe como la compactación debe hacerse en toda la planta de las estructuras más un sobreancho de 50 cm en todas direcciones.

Sobre el sello recompactado se colocará una capa de base estabilizada de 15 cm de espesor compactado y a continuación una cama de ripio limpio de 8 cm de espesor compactado, de tamaño máximo 1", con un máximo de 5% de finos pasando la malla N°200. La capa de ripio se compactará con 6 pasadas de placa vibradora por un mismo punto.

Los paños de radieres tendrán una modulación igual o menor a 3x4 m. Esta oficina recomienda considerar radier armado con malla central tipo Acma C-139 para prevenir problemas originados por humedad atrapada o bolsones de agua.

El radier será de hormigón de una dosificación mínima de 170 kg de cemento por m<sup>3</sup> de mezcla.

Se recomienda dejar el radier dilatado de los sobrecimientos a lo menos 3 mm usando plumavit o tablilla de madera que posteriormente se retira.

Si fuera necesario colocar mayor espesor de relleno para alcanzar el nivel de radier, éste se realiza con material tipo sub-base bajo la capa de base estabilizada. Las especificaciones de base y sub-base estabilizada, tanto del material como la colocación, compactación y controles, se entregan en capítulo 8.

## 6. PAVIMENTOS EXTERIORES

En toda el área de pavimentos exteriores para calles y estacionamientos vehiculares que se ejecuten a nivel superficial se escarpará la totalidad del Estrato I de capa vegetal. Además, se retirará eventual suelo suelto y/o perturbado, arbustos, pasto y restos de basura. El escarpe será de un espesor medio 20 cm y aumentará en los sectores donde se detectaron rellenos antrópicos puntuales. En el caso de detectar suelos contaminados, muy removidos o con presencia de materia orgánica a mayor profundidad, este material también deberá ser retirado y llevado a botadero autorizado fuera del recinto.

El sello escarpado se compactará con rodillo vibrador pesado (5-6 t peso estático) pasándolo 8 veces por un mismo punto, con rueda traslapada. Se usará el mínimo contenido de agua. El tratamiento de compactación y escarpe abarcará toda el área de pavimentos más un sobreancho lateral de 50 cm en todas las direcciones.

En los sectores donde el escarpe sea de mayor espesor, se podrá confeccionar un relleno controlado con material tipo sub-base, compactado por capas, hasta alcanzar el nivel del paquete estructural definido por el proyectista de pavimentos.

En el capítulo 8 se entregan las especificaciones técnicas de los materiales a utilizar como base y sub-base para pavimentos.

### 6.1. Resultados ensayo Densidad máxima y mínima, y CBR

A partir de muestras extraídas desde los pozos ejecutados, se realizaron ensayos de Densidad máxima y mínima, y CBR, cuyos resultados se presentan en Tabla 14. Los detalles de estos ensayos se entregan en Informe de Laboratorio One Geotecnia N°14651-25 (Anexo 4).

**Tabla 14.** Resultados de ensayos CBR y Densidad Relativa. El valor de CBR corresponde a 0,2" de penetración y al 80% de la D.R.

*Fuente: Informe de Laboratorio One Geotecnia N°14651-25.*

Pozo N°	Profundidad [m]	Tipo de suelo	Ensayo Densidad Relativa		CBR [%]
			Densidad máxima [g/cm <sup>3</sup> ]	Densidad mínima [g/cm <sup>3</sup> ]	
3	1,50	GW	2,28	1,99	74,5
A	0,70	GP	2,25	1,92	45,4
C	0,80	GW	2,24	1,94	74,4



En el diseño de los pavimentos exteriores **apoyados en Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa se recomienda usar un valor de CBR no mayor a 45%**, y el siguiente valor de módulo de reacción de subrasante, k:

$$k = 10,52 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$



## 7. PERMEABILIDAD DEL SUELO

Con el fin de determinar la permeabilidad del subsuelo, se realizaron 3 ensayos de infiltración in situ por método Porchet, cuyos resultados se entregan en Tabla 15.

**Tabla 15.** Resultados de ensayos de infiltración por método Porchet según técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos - MINVU 1996.

*Fuente: Informe de Resultados ensayos de Porchet (Anexo 3).*

Pozo Nº	Profundidad del ensayo [m]	Estrato	Tipo de suelo	Capacidad de infiltración [mm/hora]
1	3,00	II	Grava areno limosa	479,9
5	3,00	II	Grava areno limosa	500,5
D	3,00	II	Grava areno limosa	503,0

Si bien, los resultados dieron una capacidad de infiltración promedio de 494,47 mm/hora, **se recomienda diseñar el sistema de drenaje con un valor no mayor que 200 mm/hora**, lo anterior para evitar una colmatación prematura.

Considerar que estos valores se obtuvieron en 3 puntos específicos del terreno a 3,00 m de profundidad, por lo que deberá ser verificado en el emplazamiento definitivo del sistema de drenaje, ya que este parámetro depende mucho de factores tales como: el tipo de suelo (distribución granulométrica), porcentaje de finos que pasan la malla ASTM Nº200, la plasticidad de la fracción fina, el grado de compacidad y/o consistencia natural que posea el material a nivel del estrato, entre otros.





## **8. ESPECIFICACIONES DE MATERIALES PARA SUB-BASE, BASE ESTABILIZADA Y RELLENO ESTRUCTURAL**

A continuación, se entregan especificaciones técnicas para la utilización de materiales de base, sub-base y relleno estructural.

### **8.1. Especificaciones sub-base**

El material a utilizar como sub-base de pavimentos deberá cumplir las siguientes especificaciones:

- Material: Grava arenosa.
- Granulometría del material indicada en Tabla 16.

**Tabla 16.** Banda granulométrica tipo para materiales a utilizar como sub-base.

BANDA GRANULOMÉTRICA PARA SUB BASE	
Tamiz ASTM	% que pasa en peso
2"	100
1"	55-100
3/8"	35-60
Nº4	20-50
Nº8	10-40
Nº40	3-19
Nº200	0-10

- Límite Líquido (determinado sobre la porción bajo la malla ASTM Nº40): máximo 35.
- Índice de Plasticidad (determinado sobre la porción bajo la malla ASTM Nº40): máximo 8.
- El valor de CBR a 0,2" de penetración, calculado para una densidad seca correspondiente al 95% de la densidad seca máxima del ensayo Proctor Modificado, debe ser igual o mayor a 40%.
- El ensayo de degaste en la máquina de Los Ángeles, determinado sobre la fracción gruesa, deberá ser igual o inferior a 40%.
- El material a utilizar deberá estar libre de materia orgánica, partículas deleznales, escombros.
- La colocación del material y los controles de compactación se realizarán siguiendo los mismos procedimientos descritos para la base estabilizada.

## 8.2. Especificaciones base estabilizada y relleno estructural

Sobre la sub base y/o sub rasante, dependiendo del caso, y teniendo la recepción conforme por parte del ingeniero de Mecánica de Suelos o de la Inspección Técnica, se procederá a confeccionar la base granular estabilizada o el relleno estructural, según sea el caso.

La base granular estabilizada cumplirá con las siguientes condiciones:

- Material: será un suelo libre de materias orgánicas, arcillas, y escombros, y no deberá contener un exceso de partículas o trozos lajeados, alargados, blandos o desintegrables. En el caso de base para pavimentos el material deberá ser suelo chancado.
- La granulometría del material deberá estar comprendida en una de las bandas (material A o material B) indicadas en Tabla 17.

**Tabla 17.** Bandas granulométricas tipo para materiales a utilizar como base o relleno estructural.

BANDA GRANULOMÉTRICA PARA BASE ESTABILIZADA/RELLENO ESTRUCTURAL		
Tamiz ASTM	% que pasa en peso	
	Material A	Material B
2"	100	
1½"	70-100	100
1"	55-85	70-100
¾"	45-75	60-90
3/8"	35-65	40-75
Nº4	25-55	30-60
Nº10	15-45	15-45
Nº40	5-25	10-30
Nº200	0-10	0-15

- CBR para caso pavimento de asfalto deberá ser igual o mayor a 80%. CBR para caso pavimento de hormigón deberá ser igual o mayor a 60%.
- La porción del material que pasa la malla Nº40 deberá tener un límite líquido no mayor a 25%.
- Índice de plasticidad inferior a 6.
- Desgaste de Los Ángeles: 30% máximo.
- La fracción del material que pasa por la malla Nº200 deberá ser inferior a 2/3 de la fracción bajo la malla Nº40.



- Solo para el caso de base estabilizada para pavimentos el porcentaje de partículas chancadas deberá ser mayor o igual al 50%.
- El material se colocará por capas de espesor suelto no mayor a 25 cm.
- Se compactará cada capa hasta alcanzar una densidad igual o superior al 95% de la densidad máxima compactada seca obtenida del ensayo Proctor Modificado o el 80% de la densidad relativa, según corresponda.
- Se usará el contenido de humedad óptima de compactación dada por el mismo ensayo Proctor Modificado.
- La colocación del material para formar la base, se hará por capas de espesor inicial que permita lograr espesores compactados no inferiores a 10 cm ni superiores a 20 cm.
- El material se mezclará uniformemente y se esparcirá en forma homogénea evitando la formación de nidos de piedra.
- La compactación se realizará con el empleo de un rodillo vibratorio de peso estático no inferior a 6 toneladas. Se hará un mínimo de 8 pasadas por cada punto del área a compactar. El rodillo deberá progresar en forma gradual desde los costados hacia el centro de las plataformas o a partir de un costado hacia materiales previamente colocados, traslapando uniformemente cada franja con la precedente en por lo menos 30 cm.
- Las zonas que queden inaccesibles para el equipo de rodillado, serán compactadas con placa vibradora. La base compactada con placa deberá cumplir con los mismos requisitos de compactación de la base rodillada.
- No se permitirán surcos en las capas. Cada capa deberá cumplir con los requisitos de compactación antes de la colocación de la capa siguiente. Las capas se mantendrán con taludes de coronamiento de modo de asegurar el drenaje y evitar la erosión.
- El espesor de la base granular no podrá ser inferior en un 5% del espesor especificado.
- Ninguna capa deberá ser compactada cuando la capa subyacente estuviera blanda, saturada o cuando el rodillado cause ondulaciones a la base.
- La superficie de la base deberá quedar perfilada con las pendientes y niveles que se indican en los planos. La superficie terminada no podrá tener ondulaciones o irregularidades de más de 1 cm comprobadas con un listón recto de 3,5 m de largo.
- La base granular deberá cubrir la superficie del área a pavimentar y sobresalir, por lo menos, 50 cm a cada lado de ella.
- Se controlará la densidad de cada capa por medio de densidades in situ. Se realizarán controles por laboratorio calificado debiendo tomar al menos 1 densidad por cada 200 m<sup>2</sup> de cada capa que se coloque compactada. Las mediciones se realizarán en puntos aleatorios: borde, centro, etc. Se deberá mantener en obra una Inspección Técnica



apoyada por laboratorio de control que apruebe los procedimientos, equipos de excavación, sellos, colocación y compactación de los materiales. Esta ITO deberá certificar que se realicen los controles de densidad de cada capa y no podrá avanzarse con una nueva capa hasta que no se haya aceptado el grado de compactación de la capa anterior.

- Si se proyecta pavimento de hormigón deben considerarse las juntas de hormigonado, longitudinales y de contracción definidas por el proyectista de pavimentación.





## **9. ESPECIFICACIONES**

- a) Todas las excavaciones para sellos de fundación deberán ser recibidas por profesional ingeniero de esta Oficina, quien dará el sello definitivo. Esto es muy importante, porque debe verificarse la calidad del subsuelo en el sello descrito como apto para fundar. Esta condición es obligatoria y si no se cumple será responsable del estudio aquella persona o Institución que eventualmente ordenará concretar sin la autorización del Ingeniero de Mecánica de Suelos.
- b) Por ningún motivo se ocupará el agua para facilitar el proceso de excavación. Se tomarán las precauciones para evitar que aguas superficiales, tales como las provenientes de grifos, aguas lluvias, etc., escurran hacia las excavaciones.
- c) Todo el material extraído producto del escarpe en el interior del terreno deberá ser llevado a botadero autorizado fuera del recinto. Este material no puede ser utilizado para relleno de ningún sector.
- d) Las excavaciones para fundaciones deberán ejecutarse a mano en los últimos 20 cm para perturbar lo menos posible las condiciones naturales del sello de apoyo de fundaciones. Las excavaciones para el sistema de fundación se ejecutarán después de construido el relleno para el apoyo de radieres. Las fundaciones se concretarán contra terreno. Si el sello de fundación se satura por agua lluvia u otra, deberá removerse al menos 20 cm del suelo perturbado por el agua, y esperar que el sello se seque antes de emplantillar.
- e) Si a nivel de sello de fundación en suelo natural aparecen lentes (espesor menor a 50 cm) de suelos finos o de arena suelta o poroteras, éstos deberán extraerse completamente hasta llegar a suelo natural tipo grava areno limosa a grava arenosa. Las sobreexcavaciones se rellenarán con hormigón tipo G10 o el que especifique el Ingeniero Estructural.
- f) Si a nivel de sello de fundación se detecta un lente de arena suelta o poroteras de espesor superior a 50 cm, se excavarán estos 50 cm y se instalará en el sello alcanzado una capa de 15 cm espesor de suelo tipo estabilizado. Esta capa de estabilizado se compactará con vibro pisón. Sobre el estabilizado compactado se confecciona el emplantillado y se rellena con hormigón pobre hasta el nivel de fundación definido por Cálculo.
- g) Las excavaciones para fundaciones se ejecutarán con taludes verticales, siempre y cuando la altura de excavación no supere los 1,50 m; en caso de ser mayor, se deberá considerar una excavación con talud de 60° protegido con lechada de cemento.
- h) Las fundaciones cercanas a distinto nivel de apoyo sobre el Estrato II de grava areno limosa a grava arenosa deberán mantener la relación 1:1 (H:V) indicada en Figura 15. Si la distancia





horizontal entre fundaciones cercanas es menor a 1,0 m, éstas deberán quedar en la misma cota (en la más baja).

- i) Los pozos de reconocimiento realizados en el interior del terreno, deberán vaciarse de todo el material suelto, ya que fueron rellenados por simple volteo, por lo que el suelo no quedó compacto. Luego deberán rellenarse con hormigón pobre hasta el nivel del sello de fundación, hasta bajo de la sub-base del paquete de pavimentos o del relleno bajo radieres.
- j) Los rellenos que deben ejecutarse entre taludes o tras muros de contención u otros, deben ser con suelo granular compactado del tipo base estabilizada. El material de relleno podrá ser suelo grava arenosa o arena gravosa de tamaño máximo 3", de partículas sanas, con contenido de finos inferior a 15% que pase la malla ASTM 200, con límite líquido de la fracción que pasa bajo la malla N°40 ASTM inferior a 25% e índice de plasticidad inferior a 6. El tamaño máximo de las partículas se definirá de acuerdo con el tamaño y peso del equipo de compactación que se utilice.

El material de relleno se colocará por capas horizontales de espesor suelto no mayor a 25 cm. La humedad de colocación de cada capa deberá ser homogénea en todo su espesor y lo más cercana posible a la humedad óptima de compactación entregada por el ensaye Proctor Modificado (PM) del material a usar. Cada capa se compactará mediante pasadas sucesivas de rodillo vibratorio o placa vibratoria y deberá quedar sometida a un número de pasadas completas hasta alcanzar una densidad seca equivalente al 95% de la densidad seca máxima obtenida de ensayos Proctor Modificado.

En casos que el material de relleno tenga un porcentaje de finos bajo la malla N°200 ASTM menor a 5%, la compactación deberá alcanzar una densidad igual o superior al 80% de la Densidad Relativa (DR). Para porcentajes de finos entre 5 y 11% se utilizará el criterio más exigente entre DR y PM. El grado de compactación deberá ser verificado y certificado por un laboratorio debidamente acreditado, tomando una muestra por cada 200 m<sup>2</sup> de superficie compactada con al menos tres determinaciones por capa.

- k) Cualquier modificación que se realice en el proyecto de Arquitectura deberá informarse oportunamente a esta Oficina para realizar los ajustes que corresponda.

SANTIAGO, 06 JUNIO 2025

.....  
LUCY MAGAÑA R.  
Ingeniero Civil U. de Chile  
I.C.I. N° 23.374