Cliente	ENGIE

Proyecto	S/E Seccionadora Nueva La Negra 220/110 kV

Nº Documento	ANT-S-0116-I-IN-0001

Nº Documento Cliente	ANT-S-0116-I-IN-0001

Fase	Ingeniería básica

Título	Informe de Mecánica de suelos.

Fecha	Revisión
11/10/21	B
12/11/21	C
19/11/21	0

Número de Hojas
191

HMV	Nombre	Firma	Fecha
Preparó	D.S.E		19/11/21
Revisó	O.A.C.		19/11/21
Aprobó	S.A.V.		19/11/21
Cliente			
Revisó	J.H.T.		
Aprobó	J.A.C.		

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 3
2. OBJETIVO 3
3. GEOLOGÍA E HIDROLIGÍA 3
4. CARACTERISTICAS DEL TERRENO 3
4.1 ESTRATIGRAFÍA 3
4.2 CARACTERIZACIÓN QUÍMICA. 4
4.2.1 Interpretación de los resultados. 4
4.3 CLASIFICACIÓN DEL TERRENO 5
4.4 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 6
4.5 TENSIONES ADMISIBLES 6
4.6 COEFICIENTE DE BALASTO 8
5. PROPIEDADES PARA EL DISEÑO 8
6. PROPIEDADES DEL RELLENO 9
7. CONCLUSIONES 9
7.1 FUNDACIONES TIPO BLOQUE 10
7.2 FUNDACIONES TIPO ZAPATA Y PEDESTAL 11
8. ANEXOS 11

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto contempla la construcción de la nueva subestación seccionadora La Negra y la construcción del seccionamiento del circuito N°1 de la línea 2x220 kV O'Higgins – Coloso y la línea 1x110 kV Antofagasta-Altonorte. Para el patio de 220 kV, la configuración para el patio de 220 kV corresponderá a interruptor y medio. Para el patio de 110 kV, la configuración será en barra simple más transferencia. Para los patios 220 kV y 110 kV se utilizará tecnología AIS.

2. OBJETIVO

Revisar y validar los procedimientos y parámetros presentados en el estudio de mecánica de suelos de expediente No: 1797 concentrado en ofrecer información para el diseño de las Obras Civiles del proyecto Nueva subestación seccionadora La Negra 220/110 kV. El sitio de emplazamiento de obras tiene lugar en la comuna de Antofagasta, II Región de Antofagasta, República de Chile.

3. GEOLOGÍA E HIDROLIGÍA

A nivel local, en la zona objeto de estudio, geológicamente se reconocen rocas volcanosedimentarias jurásicas y rocas sedimentarias continentales del cretácico, ambas cubiertas por depósitos no consolidadas antiguos y recientes relacionadas a la era cenozoica. Morfológicamente, el relieve de la zona se caracteriza por pendientes en un rango moderado (6%) a pronunciado (17%). La altitud del sitio se aproxima a los 475 m.s.n.m.

En un contexto hidrológico, sobre la zona se dispone una red de drenaje de carácter superficial, relativamente incisiva correspondiendo a remanentes de vaguadas y regueros secos, de régimen difuso y no jerarquizado. El sitio contemplado para el proyecto se encuentra en una zona desértica – semidesértica, en la cual suelen ocurrir tormentas severas, de gran intensidad y corta duración haciendo necesario la puesta en marcha de obras de control de drenaje.

4. CARACTERISTICAS DEL TERRENO

Todos los aspectos de diseño, materiales y suministros descritos en este informe se ejecutarán conforme a los requerimientos de la última versión de las normas listadas a continuación, cuando sean aplicables.

4.1 ESTRATIGRAFÍA

Los análisis permitieron definir 3 unidades geotécnicas que se listan a continuación:

Tabla 1. Columna de Estratigrafía.

Cota media Aparición (m)	Unidad Estratigráfica	Espesor medio (m)	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA
0,0	U.E.1	0,2 - 0,3	Nivel superficial del suelo. Limos arenosos y gravillas esporádicas color café claro. Plasticidad nula, su humedad es casi nula.

Cota media Aparición (m)	Unidad Estratigráfica	Espesor medio (m)	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA
0,2 – 0,3	U.E.2	9 - 12	Materiales granulares competentes. Se desarrollan niveles de gravas marrones claras, con frecuencia deleznables dando lugar a granulometrías finas limoarenosas. Estos materiales se caracterizan por presentar plasticidad nula, humedad muy baja y tonalidades marrones claras a rojizas.
9 - 12	U.E.3	Desconocido.	Sustrato rocoso. Es una unidad inferida a partir del informe de sísmica. La unidad se desarrollaría entre los 9 y los 12 m de profundidad (a partir de la rasante). Posiblemente entre los 9 y los 12 metros la roca este fracturada siendo a partir de los 12 m donde se encontraría el sustrato rocoso sano o poco fracturado.

Como lo cita el informe de mecánica de suelos evaluado (Anexo 1) se recomienda descartar el apoyo en la unidad geotécnica número 1 debido a sus deficientes características geomecánicas, al tratarse de un material depositado poco consolidado.

4.2 CARACTERIZACIÓN QUÍMICA.

Se clasifican los agentes externos al contacto con acero y hormigón según la Tabla 2:

Tabla 2. Ensayos Químicos

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN U.S.C.S DEL MATERIAL	CONTENIDO DE SULFATOS (mg/kg)	CONTENIDO DE SALES SOLUBLES (mg/kg)
C1	0,3 – 0,5	GM	16,801	30,786
C2	0,5 – 0,7	GM	20,422	42,390
C3	0,6 – 0,8	GP-GM	18,572	33,390
CL1	0,4 – 0,6	ML	-	-
CL2	0,1 – 0,3	ML	-	-
CCBR	0,4 – 0,6	ML	-	-
Valor máximo			20,422	42,390
Valor mínimo			16,801	30,786
Valor medio			18,598	35,522
Total por ensayo			3	3

4.2.1 Interpretación de los resultados.

Los resultados de los ensayos químicos, particularmente el de contenido de sulfatos, datan de un contenido de SO_4 promedio de 1,86%; a la luz de la normativa vigente (Tabla 5 – "Grados de exposición por sulfatos" - NCh170-2016), el suelo subyacente en el área de emplazamiento del proyecto se clasifica como "Severo – S2" para lo que concierne a capacidad de afectación al hormigón.

Tal norma establece las siguientes medidas en aras de garantizar la durabilidad del hormigón:

- **Requisitos del cemento. (Debe cumplir al menos uno de los dos requisitos citados a continuación)**

- Un porcentaje de expansión según ASTM C 1012 de 0,05 a 6 meses, considerando la siguiente nota: *En caso que el cemento no cumpla el requisito de expansión a 6 meses, se puede utilizar siempre que la expansión no sea mayor que 0,10% a un año.*

- Que el contenido de Aluminato Tricálcico (C_3A) en el cemento sea menor o igual a seis por ciento ($\leq$ 6%)

- **Requisitos del hormigón en contacto con sulfatos**

  - Que el mínimo grado de resistencia especificada sea G30

  - Que la dosis mínima de cemento sea de 340 kg/m^3

  - Que la profundidad de penetración de agua, según NCh 2262 sea menor o igual a treinta milímetros ($\leq$ 30 mm)

Nota: *Según NCh 170:2016, para el grado de exposición S1, S2 y S3 (recordando que los suelos en la zona objeto de estudio se catalogaron como S2), se debe cumplir con el mínimo grado de resistencia especificada y con uno de los requisitos siguientes: dosis mínima de cemento o profundidad de penetración de agua.*

4.3 CLASIFICACIÓN DEL TERRENO

A continuación se presenta la clasificación del terreno para obras civiles de acuerdo a la normativa vigente:

- Según ETG-A.0.10 mod.1 los suelos que aparecen en la zona objeto de estudio (Unidad geotécnica número 2) se clasifica como **Suelo tipo 2.**

Tabla 3. Clasificación y descripción general de suelos según ETG-A.0.10

Suelo tipo 1	Roca sana moderadamente agrietada.
Suelo tipo 2	Roca sana agrietada, roca parcialmente descompuesta firme, gravas o arenas densas cementadas. Nivel estático máximo de la napa de agua bajo nivel inferior de la fundación.
Suelo tipo 3	Roca completamente descompuesta de consistencia firme, gravas limpias de compacidad media y alta, gravas gruesas arcillosas o limosas firmes. Nivel estático máximo de la napa de agua bajo nivel inferior de la fundación.
Suelo tipo 4	Gravas limpias sueltas, arenas, gravas finas y arenas arcillosas o limosas, limos o arcillas de consistencia media o firme. Nivel estático máximo de la napa de agua bajo el sello de la fundación.
Suelo tipo 5	Suelo tipo 2 con nivel estático máximo de la napa de agua a cota de sello de fundación o sobre ella.
Suelo tipo 6	Suelo tipo 3 o 4 con nivel estático máximo de la napa de agua a cota de sello de la fundación o sobre ella.
Suelo tipo 7	Arenas arcillosas o limosas, limos o arcillas de consistencia media a blanda, nivel estático máximo de la napa de agua a cota de sello de la fundación o sobre ella.

El proyecto considera fundaciones en la Unidad Geotécnica número 2.

4.4 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Tabla 4. Parámetros geotécnicos.

Unidad Geotécnica	Descripción	Espesor de la unidad (m)	Densidad aparente (kg/cm³)	Ángulo de rozamiento ϕ(°)	Cohesión C (T/m2)	Coef. Poisson	Módulo de deformación E (MPa)
1	Cobertura superficial	0,2	1,35	-	-	-	-
2	Nivel granular denso	13	1,80	35	1,0	0,27	60
3	Sustrato rocoso	>10	2,0	33	0,40	0,29	500

***Las unidades geotécnicas presentadas en la Tabla 4 deben ser consideradas únicamente para el sitio de emplazamiento de la Subestación La Negra 220/110 kV.**

4.5 TENSIONES ADMISIBLES

A continuación se presentan los valores estimados de capacidad de carga, limitados a prevenir la plastificación del suelo y asentamientos excesivos, para los cuales, lo que se propone es evitar posibles patologías en las edificaciones a construir, contemplando que la carga admisible a transmitir en el terreno evite distorsiones angulares (β) superiores a β= 1/500

La envolvente de diseño será la que considera el menor de los dos valores para cada caso:

Tabla 5. Capacidades de carga y envolvente de diseño.

Tipo de Cimentación	Profundidad de apoyo (m)	Carga por limitación por hundimiento (kp/cm²)	Carga por limitación por asientos (kp/cm²)	Carga admisible estática final (kp/cm²)	Carga admisible dinámica final (kp/cm²)
Zapatas	1,0	6,9	5,5	5,5	8,25
	1,5	8,2	5,5	5,5	8,25
	2,0	9,5	5,5	5,5	8,25
Pilas	3,0	12,0	5,8	5,8	8,70
	4,0	14,6	6,0	6,0	9,0
Losas	1,0	19,4	3,0	3,0	4,5
	1,5	20,5	3,0	3,0	4,5
	2,0	21,6	3,2	3,2	4,8

Valores de capacidad de carga de zapatas, pilas o losas continúas apoyadas en la Unidad Geotécnica número 2. El factor de seguridad aplicado es Fs=3, y la carga admisible por asientos se ha limitado a 1 pulgada para el caso de losa y a ½ pulgada para el caso de zapatas y pilas.

El informe de mecánica de suelos en cuestión, considerando una eventual solicitación con elementos de mayor excentricidad, también ofrece cálculos de capacidad de carga mediante micropilotes. A partir de la bibliografía referenciada (véase anexo 1), la resistencia unitaria portante considerada (por fuste) presenta valores que oscilan entre los 18,8 a 20,8 T/m^2, calculados en la Unidad Geotécnica número 2. Según el sistema de inyección que se utilice, los resultados se presentan a continuación:

Tabla 6. Resistencia unitaria por fuste según sistema de inyección.

Parámetros	Unidad 2	
	Inyección Global unificada IGU	Inyección Repetitiva y selectiva IRS
Resistencia por fuste (T/m^2)	20,8	18,8

Tabla 7. Capacidad de carga de micropilotes en Toneladas.

Longitud del micropilote (m)	DIÁMETRO DEL MICROPILOTE (mm)					
	150		200		250	
	IGU	IRS	IGU	IRS	IGU	IRS
5	24,5	22,1	32,7	29,5	40,9	26,8
6	29,5	26,5	39,3	35,3	49,1	44,2
7	34,4	30,9	45,8	41,2	57,3	51,5
8	39,3	35,3	52,4	47,1	65,4	58,9
Tope estructural (T)	19,6		34,9		54,5	

4.6 COEFICIENTE DE BALASTO

Los valores propuestos de coeficiente de balasto (K30) para la unidad 2 según la estratigrafía definida se presentan a continuación:

Tabla 8. Coeficientes de Balasto propuestos.

Coeficientes de Balasto vertical y horizontal (T/m³)	
Ki	**Unidad 2**
Kv (Jímenez Salas)	20000
Kh (Monnet, 1994)	4500

Para solicitaciones sísmicas multiplicar por 3 el valor de la constante de Balasto.

Para zapatas o losas cuadradas de ancho real (B), se utiliza la extrapolación de los valores K30 propuestos por Terzaghi (1955) mediante la siguiente expresión:

Para losas cuadradas

· Terrenos cohesivos: $k = \frac{k_{30} \cdot 0.3}{B}$

· Terrenos granulares: $k = k_{30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$

Para losas rectangulares

$k' = \frac{2}{3} \cdot ks \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$

5. PROPIEDADES PARA EL DISEÑO.

Los parámetros de diseño, asociados a la unidad geotécnica número 2, considerada como la unidad más ideal para apoyo de las distintas fundaciones, se presentan a continuación:

Densidad aparente: 1,80 kg/cm^3 (Tabla 4)

Ángulo de fricción interna (ϕ): 35° (Tabla 4)

Cohesión (C): 1 T/m^2

Constante de Balasto K30: 20000 (T/m^3)

Los valores de capacidad de carga, serán función de la geometría según la fundación propuesta (Tabla 5 y Tabla 7); sin embargo, el informe de mecánica de suelos en cuestión, presenta una serie de propiedades complementarias a partir de la clasificación ofrecida por la ETG:

Tabla 9. Parámetros geotécnicos según correlación establecida con propuesta de E.T.G – A.0.10 mod 1, apartado 2.

Tipo de Suelo	Forma de Trabajo	Cohesión	Angulo de Fricción	Angulo del Cono de Arrancamiento	Peso Unitario del Suelo al Arrancamiento	Peso Unitario del Suelo al Aplastamiento	Peso Unitario del Hormigón al Arrancamiento	Peso Unitario del Hormigón al Aplastamiento	Presión Admisible Neta Vertical	Presión Admisible Neta Horizontal
		(t/m²)	(°)	(°)	(t/m²)	(t/m²)	(t/m²)	(t/m²)	(t/m²)	(t/m²)
1	Anclaje	-	-	30	2.0	2.3	2.3	2.4	200	150
2	C y F	6.0	35	40	2.0	2.0	2.3	2.4	60	50
3	F	0.0	35	30	2.0	2.0	2.3	2.4	40	30
4	F	0.0	30	30	1.6	2.0	2.3	2.4	20	15
	C	7.0	0	30	1.6	2.0	2.3	2.4	20	15
5	F	0.0	35	40	1.0	2.0	1.3	2.4	30	25
	C	4.0	30	40	1.0	2.0	1.3	2.4	30	25
6	F	0.0	30	30	1.0	2.0	1.3	2.4	15	-
	C	5.0	0	30	1.0	2.0	1.3	2.4	15	-
7	C	2.5	0	20	1.0	1.6	1.3	2.4	5	-

6. PROPIEDADES DEL RELLENO

De acuerdo al informe de mecánica de suelos en cuestión, los rellenos deben conseguirse empleando un material grueso limpio "estabilizado" (libre de terrones de arcilla, de materia orgánica, escombros o cualquier tipo de otra sustancia), cuya curva granulométrica se encuentre dentro del siguiente rango:

Tabla 10. Granulometría para material de relleno.

Criba o malla ASTM	% en peso que pasa
2"	100
1"	55 – 100
3/8"	40 – 70
N° 4	35 – 65
N° 10	20 – 50
N° 40	10 – 30
N° 200	0 - 15

Las características y los requisitos se describen en el apartado 10.6 del informe geotécnico anexo.

7. CONCLUSIONES

- Los materiales subyacentes en la zona objeto de estudio pertenecen a rocas volcanos sedimentarias jurásicas y rocas sedimentarias continentales del cretácico, ambas cubiertas por depósitos no consolidadas antiguos y recientes relacionadas a la era cenozoica.

- El relieve de la zona se caracteriza por pendientes en un rango moderado (6%) a pronunciado (17%). La altitud del sitio se aproxima a los 475 m.s.n.m.
- Hidrológicamente hablando, en la zona hay conformada una red de drenaje de carácter superficial, relativamente incisiva correspondiendo a remanentes de vaguadas y regueros secos, de régimen difuso y no jerarquizado.
- Para el lugar donde se emplaza la subestación, en función de los materiales que componen el perfil geotécnico, se tiene este presenta un grado de permeabilidad medio-bajo, considerando el valor de infiltración obtenido en terreno ($5{,}4x10^{-5}$ m/s).
- De acuerdo con los resultados de los ensayos de la unidad geotécnica 2, el material proveniente de esta se considera válido para la construcción de la subrasante, así como para la construcción de núcleo y coronación de terraplenes, y como relleno estructurado.
- Por su contenido de sulfatos (1,85 % en promedio) los suelos que servirán como material de apoyo de las fundaciones se catalogan como severos ante posibles afectaciones al hormigón.
- Los ensayos de campo, los ensayos de laboratorio y demás análisis permitieron definir para el basamento del proyecto tres (3) unidades geotécnicas: Unidad 1 relacionada a cobertura superficial, Unidad 2 Nivel de gravas, arenas y limos, la cual, es la sugerida como unidad para emplear para apoyo de las fundaciones, y Unidad 3 catalogada como sustrato rocoso.
- El informe de mecánica de suelos anexo, como información complementaria, asocia los materiales encontrados en la zona de estudio, como suelo tipo 2 (C y F), según la ETG-A.0.10 mod.1, apartado 2, sin embargo, en el mismo informe, se ha definido para efectos de cálculo considerar a la unidad de apoyo geotécnica número 2 como una unidad con un comportamiento friccionante.

7.1 FUNDACIONES TIPO BLOQUE

Cuando se contemplen fundaciones tipo bloque, puede ser empleada la formulación propuesta en el método Sulzberger, se debe garantizar que tales cimentaciones cumplan con los siguientes requisitos en forma simultánea:

- Fundaciones tipo dado o monobloque.
- Fundación hormigonada contra terreno natural o contra el relleno debidamente especificado en la mecánica de suelos del proyecto y ejecutado con colocación compactada controlada.
- Solicitaciones volcantes uniaxiales.
- Los parámetros de compresibilidad o módulos de balasto para la unidad 2 a considerar en el diseño de las fundaciones tipo bloque se presentan en el numeral 4.6

7.2 FUNDACIONES TIPO ZAPATA Y PEDESTAL

Pueden ser diseñadas empleando el "Método X-Y" de la publicación "Transmission Structures" publicado por el Bureau of Reclamation, siempre y cuando se cumplan las siguientes características:

- Fundaciones tipo zapatas aisladas (losa + vástago) cuyo sello de fundación se encuentra apoyado en suelo distinto de roca (fundaciones no ancladas en roca) o en rellenos estructurales de plataformas.
- Fundaciones cuya solicitación principal es el momento flector uniaxial o biaxial.
- Fundaciones diseñadas y/o construidas considerando la compactación del suelo circundante de acuerdo con lo señalado en el informe de Mecánica de suelos.
- Fundaciones diseñadas/construidas con una zarpa, en todo el contorno de la fundación, de mínimo 20 cm inmersa dentro del terreno circundante natural o relleno estructural según informe de mecánica de suelos, para permitir el desarrollo de un cono de suelo ante solicitaciones de momento flector.

8. ANEXOS

Anexo 1. Estudio de mecánica de suelos subestación La Negra

Anexo 2. Anexo técnico – Taludes en Relleno

Anexo 1. Estudio de mecánica de suelos subestación La Negra

PETICIONARIO:		REDACTOR:
HMV INGENIEROS	**SONDEAL** **Las Esteras Norte 2610** **Quilicura, Santiago.** www.sondeal.com	sondeal

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA PROYECTO: NUEVA SUBESTACIÓN SECCIONADORA LA NEGRA 220/110 kV, REGIÓN DE ANTOFAGASTA



ORDEN DE SERVICIO:	EXPEDIENTE Nº:	FECHA EMISIÓN:	EDICIÓN:
SO05323-0	1797	10-11-2021	REV01

INDICE

1. Introducción 3
1.1 Objetivo y alcance 4
2. Marco Geológico 5
2.1 Geología Regional 5
2.1 Geología Local. 5
2.2 Geomorfología 7
3. Peligros Geológicos-Geotécnicos 8
4. Sismicidad 11
5. Campaña de Exploración Geotécnica 17
5.1 Sondajes a rotación con recuperación de testigo 18
5.2 Calicatas mecánicas 22
5.3 Ensayos de Densidad in Situ (Cono de Arena) 23
5.4 Ensayos de infiltración tipo Porchet. 24
5.5 Nivel Freático y Permeabilidad 26
5.6 Ensayos Geofísicos 27
6. Ensayos de laboratorio. 28
7. Caracterización Geotécnica 29
7.1 Características Geológico - Geotécnicas de los materiales 30
7.1.1 Unidad 1. Cobertera superficial (C) 30
7.1.2 Unidad 2. Nivel de gravas, arenas y limos (G) 30
7.1.3 Unidad 3. Sustrato rocoso (deducido) (R) 33
7.1.4 Ensayos de identificación. Granulometría y Límites de Atterberg 33
7.1.5 Propiedades de estado. Contenido en humedad y densidad. 36
7.1.6 Ensayos Químicos. 37
7.1.7 Expansividad y colapso 38
7.1.8 Parámetros resistentes 40
7.1.9 Ensayos de compactación. 41
8. Agrupación y parametrización. Tipos de suelo según ETG-A.0.10 mod.1 42
9. Parámetros Geotécnicos de Cálculo 44
10. Recomendaciones Geotécnicas 46

10.1 Fundación de estructuras....46
10.1.1 Profundidad del sello de fundación....46
10.1.2 Tipo de Fundación Recomendado....47
10.1.3 Fundación directa mediante ZAPATAS, PILAS O LOSAS....49
10.1.4 Tensiones de contacto admisibles....52
10.1.5 Fundación profunda mediante MICROPILOTES....53
10.2 Coeficiente de Balasto....56
10.3 Leyes de empujes pendientes del águlo de fricción....57
10.3.1 Empujes horizontales debido al sismo....59
10.4 Condiciones de Excavabilidad....60
10.5 Estabilidad de los taludes de excavación....60
10.5.1 Recomendaciones para taludes de excavación de plataformas y zanjas....60
10.5.2 Estudio de Estabilidad de Talud....61
10.5.3 Recomendaciones para taludes de excavaciones de fundaciones....64
10.5.4 Recomendaciones para taludes de rellenos estructurados....64
10.6 Especificaciones técnicas para materiales de relleno....65
10.6.1 Criterios de aprovechamiento....67
10.7 Otras recomendaciones....68
10.7.1 Agresividad....68
10.7.2 Recubrimiento de armadura en las fundaciones....68
10.7.3 Cemento a emplear en el hormigón de las fundaciones....69
11. Resumen y conclusiones....72

ANEXOS

1. SONDAJES
2. CALICATAS
3. ENSAYOS DE CONO DE ARENA
4. ENSAYOS PORCHET
5. ENSAYOS DE LABORATORIO
6. REGISTRO FOTOGRÁFICO
7. INFORME RESISTIVIDADES ELÉCTRICAS
8. INFORME PERFILES SÍSMICOS
9. TABLAS DE BIBLIOGRAFÍA

1. Introducción

El presente documento constituye el estudio de mecánica de suelos realizado para el Proyecto: Nueva subestación seccionadora La Negra 220-110 kV, solicitado a SONDEAL AGENCIA EN CHILE S.L. a petición de la empresa HMV INGENIEROS LTDA., según Orden de Servicio nº SO05323-0.

El proyecto consiste en la construcción de una Subestación Eléctrica, ubicada en la comuna de Antofagasta, en la Región de Antofagasta, Republica de Chile.

En la siguiente figura se muestra una vista general del área de la zona de estudio, y se resalta en un recuadro punteado el área del proyecto.

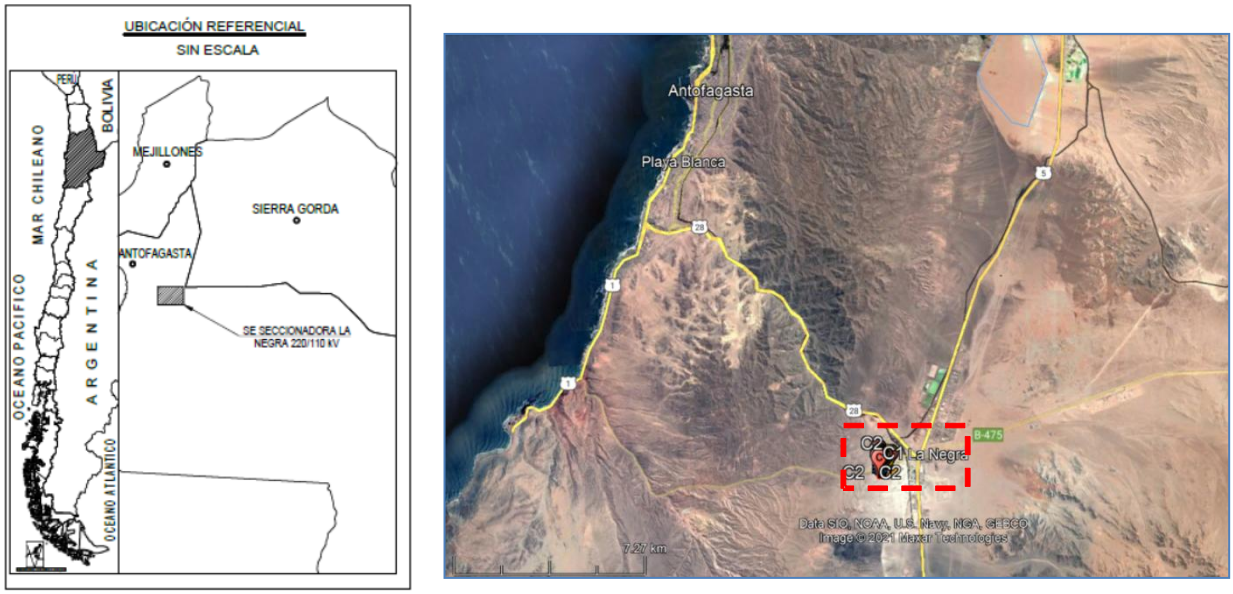


Imagen 1. Ubicación general del área de estudio.

En la imagen 2 se observa con más detalle el area de estudio en vista aérea.

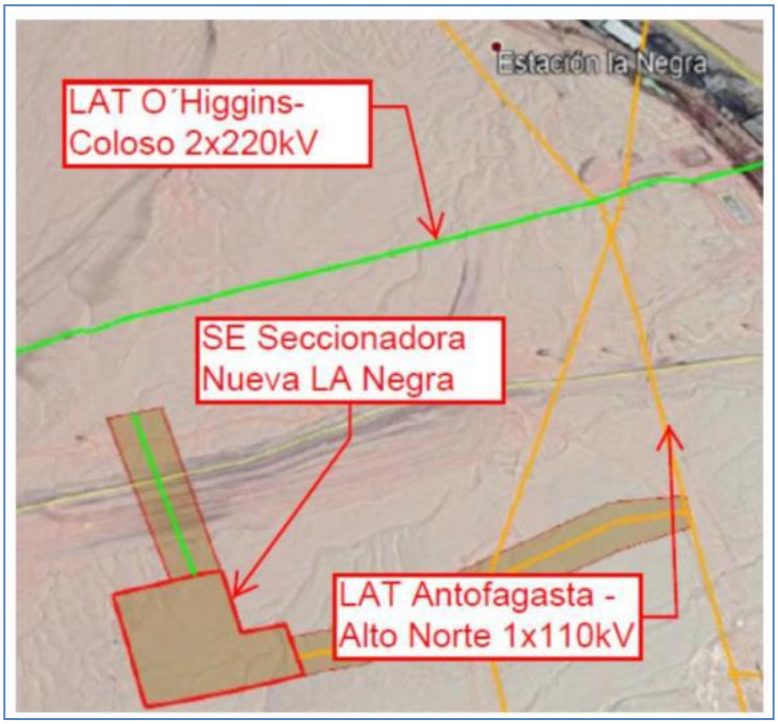


Imagen 2. Detalle de la zona de estudio SE La Negra.

1.1 Objetivo y alcance

El objeto del presente documento es el análisis geológico de la zona de estudio, la definición y análisis de las características geológicas y parámetros geotécnicos de los suelos y formaciones afectadas en el emplazamiento del proyecto, e incluye los datos, recomendaciones y conclusiones geotécnicas necesarias para la ejecución de la obra. Para ello, Sondeal ha realizado sondajes, calicatas, ensayos porchet, cono de arena y ensayos geofísicos, en los puntos acordados previamente con HMV Ingenieros, con el objeto de tener un conocimiento global de todo el área de estudio.

La intención general de los siguientes apartados es mostrar un encuadre de las condiciones geológico-geotécnicas existentes en la zona de trabajo desde el punto de vista litológico, geomorfológico, sísmico y geotécnico.

El estudio está basado en una campaña de reconocimientos de campo, la cual ha tenido por objeto la prospección, identificación y caracterización de los materiales afectados por las actuaciones proyectadas. Durante la campaña de

campo, se obtuvieron muestras de terreno sobre las que se realizaron diversos ensayos de laboratorio, dirigidos a completar la caracterización y definición de los parámetros geotécnicos de los materiales, necesarios para el diseño del proyecto en estudio.

Todos los trabajos fueron realizados y/o supervisados por SONDEAL.

En los apartados sucesivos se expone un estudio de la geología y geotecnia de la zona y los materiales afectados en el emplazamiento del proyecto, los métodos de investigación utilizados durante los trabajos, los resultados obtenidos, características geotécnicas de los materiales, criterios de cálculos utilizados y el análisis desde el punto de vista geotécnico.

En el Anexo 6 del presente informe se incluye un registro fotográfico con las imágenes más representativas del área de estudio y ensayos realizados.

2. Marco Geológico

2.1 Geología Regional

Chile se ubica sobre el borde suroccidental de la placa tectónica Sudamericana, entre los 17°30'S y los 56°S, controlada por un margen convergente activo dominado por subducción del tipo placa oceánica-placa continental, que ha tenido lugar de forma continua desde el Carbonífero medio (~325 Ma.) hasta el presente. De esta manera, el proceso de subducción ha sido el responsable de la deformación cortical caracterizada por acortamiento tectónico y engrosamiento litosférico, lo cual controlaría la configuración geológica-estructural de la región y, a su vez, habría dado origen a cuatro rasgos morfoestructurales de tendencia longitudinal, los que de Oeste a Este son: Cordillera de la Costa, Depresión Central, Cordillera de Domeyko y Cordillera Occidental.

2.1 Geología Local.

La zona de trabajo se enmarca en el sector industrial La Negra, hacia el SE de Antofagasta (figura 3), cuya geología está constituida principalmente por rocas

volcanosedimentarias jurásicas y rocas sedimentarias continentales cretácicas; ambas cubiertas por depósitos no consolidados antiguos y recientes de edades cenozoicas.

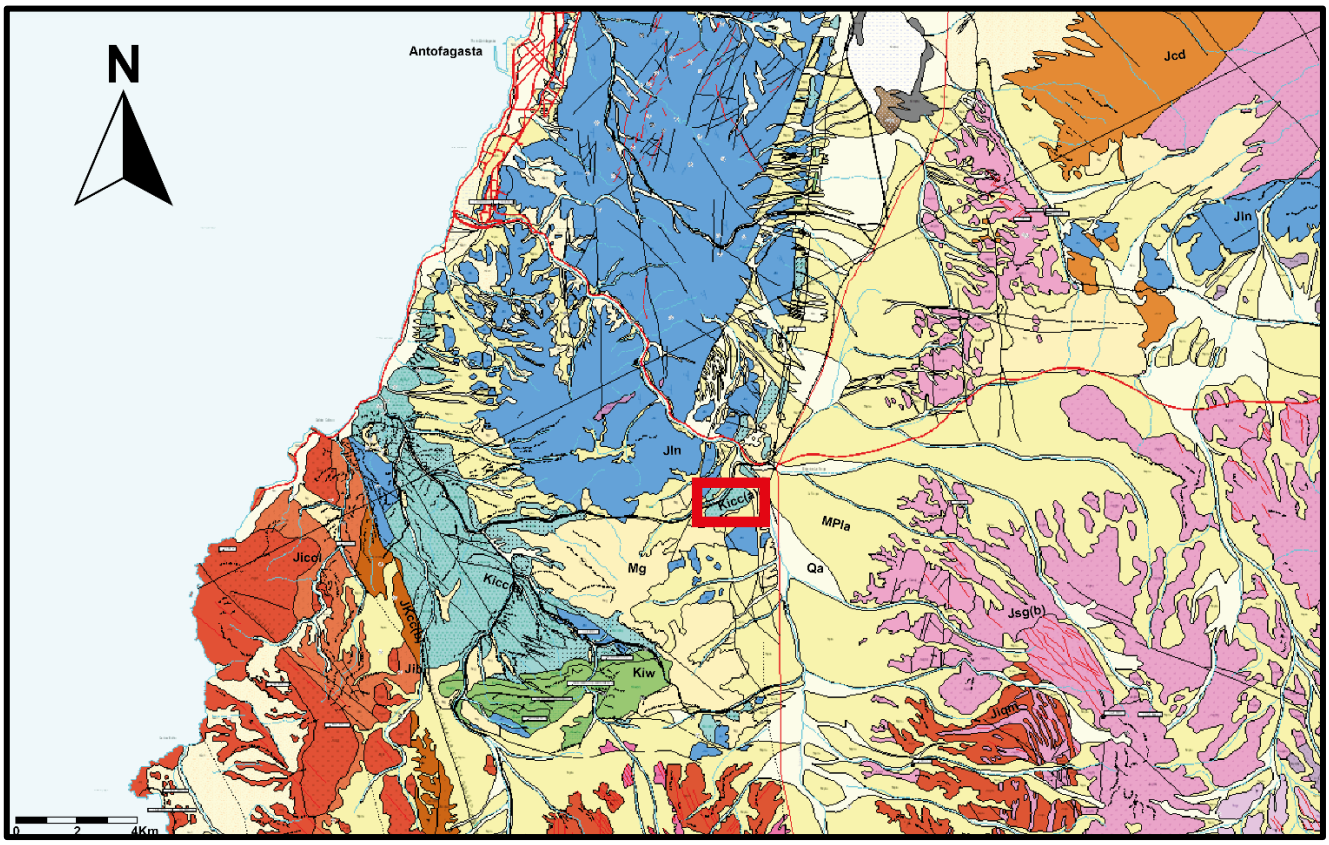


Imagen 3. Hoja geológica de Antofagasta y Punta Tetas. Rectángulo rojo indica zona de trabajo. Color azul Fm. La Negra; color celeste Fm. Caleta Coloso. Colores amarillos depósitos no consolidados. Modificada de González & Niemeyer (2005).

Unidades estratificadas

Formación La Negra (Jln) (Sinemuriano-Titoniano)**:** Secuencia volcanosedimentaria constituida por lavas andesíticas, basaltos, areniscas y brechas sedimentarias. Se trata de una secuencia principalmente volcánica con alternancias de material sedimentario continental que aflora como una franja longitudinal de tendencia NNE, a la cual se le estima una potencia de al menos 7000m.

Formación Caleta Coloso (Kicc) (Titoniano-Hauteriviano)**:** Secuencia sedimentaria continental detrítica que aflora en zonas aledañas al área de

trabajo, así como también hacia el W-SW de la misma. A esta formación se reconocen dos facies: la facies conglomerádica -Kicc(a)-, a la cual se le estima una potencia de 600m; y una facies de areniscas - Kicc(b)-, a la cual se le estima una potencia de 400m. La facies conglomerádica es la que estaría relacionada espacialmente a la zona de trabajo.

Unidades no consolidadas

Depósito de gravas antiguas (Mg) (Mioceno): Depósitos sedimentarios no consolidados constituidos principalmente por gravas conglomerádicas polimícticas, cuyos clastos derivan de lavas andesíticas, gabros, calizas y dioritas. Estos depósitos sobreyacen en discordancia angular a rocas de la Formación Caleta Coloso y, a su vez, subyacen de manera discordante por erosión a depósitos aluviales y coluviales modernos.

Depósito aluviales y coluviales antiguos (MPla) (Mioceno-Pleistoceno): Depósitos sedimentarios no consolidados de origen continental, constituidos por gravas, arenas y limos, cuyo origen estaría relacionado a flujos gravitacionales o aluviones. Estos depósitos antiguos presentan cementación por cloruros (halita) y por sulfatos (anhidrita y yeso) entre sus componentes sedimentarios, formando la llamada costra salina en los primeros 40 cm aproximadamente (hacia la zona de trabajo).

Depósito aluviales y coluviales modernos (Qa) (Pleistoceno-Holoceno): Depósitos sedimentarios no consolidados constituidos por gravas y arenas polimícticas, con intercalaciones menores de finos (arcillas y limos). La génesis de estos depósitos estaría relacionada a la escorrentía superficial intermitente generada por precipitaciones intensas.

2.2 Geomorfología

La zona de trabajo se ubica en un sector de pendientes moderadas (6%) a pronunciadas (17%) y a una altitud aproximada en torno a 475 m.s.n.m.

A la región de Antofagasta se le atribuye un clima desértico, con temperaturas medias anuales en torno a los 16.9ºC y una pluviometría anual de 148 mm.

El paisaje representa un relieve maduro a muy maduro (figura 4) y la red de drenaje es superficial e incisiva, lo que podría corresponder a remanentes de vaguadas y regueros secos con desarrollo estacional de corrientes de barro (aluvional).

A escala regional, Antofagasta presenta cuatro dominios geomorfológicos principales, los cuales de oeste a este son: planicie costera, escarpe costero, cordillera de la costa y depresión central. El sector industrial La Negra, lugar donde se ubica la zona de trabajo, se halla precisamente en el límite entre la cordillera de la costa y la depresión central, cuya interacción espacial está marcada por la presencia del Sistema de Fallas de Atacama.



Imagen 4. Imagen satelital obtenida mediante GoogleEarth. Polígono rojo indica zona de trabajo.

3. Peligros Geológicos-Geotécnicos

Peligros asociados a las remociones en masa.

Las remociones en masa son procesos geomorfológicos que implican el movimiento/desplazamiento de una masa de roca, de suelos o de detritos, pendiente abajo por una ladera con grado de inclinación relativa, por efectos de la gravedad. Estos procesos incluyen, además, deslizamientos y caídas de rocas, así como también flujos de detritos y de barro a través de remanentes morfológicos de cauces.

Los factores gatillantes de un proceso de remoción en masa se deben a la suma o combinación de aspectos geólogicos, climatológicos, geomorfológicos y antrópicos. Entre los aspectos geológicos y climatológicos gatillantes más comunes para la región de Antofagasta, están las precipitaciones pluviales intensas y movimientos telúricos. En ese sentido, los principales procesos de remoción en masa que afectan a la región son los flujos de detritos (aluviones), caídas de roca y deslizamientos.

Peligros asociados a las remociones en masa del tipo flujo de detritos.

También conocidos como aluviones, los flujos de detritos suelen desarrollarse de manera repentina a escala local, o bien como torrentes de corta duración de grandes volúmenes de material detrítico. Estos flujos son generados por intensas y esporádicas precipitaciones pluviales, los cuales desbordarían antiguos cauces de valles secos con una mezcla de material movilizable (arena, rocas, suelos, etc.) y agua.

Otros factores que propiciarían intensos flujos de detritos, estarían ligados a la variación positiva en la pendiente de quebradas, así como también el elevado grado de fracturamiento y desfavorable posición espacial de estratos de la Formación La Negra. No obstante, para los sectores aledaños a la zona de trabajo, la granulometría y el tipo de material disponible para ser movilizado cumpliría un rol fundamental en un pronóstico del poder destructivo del flujo: flujos con detritos gruesos y menor porcentaje de matriz, estarían asociados a un mayor poder destructivo; mientras que flujos con detritos medios a finos y mayor porcentaje de matriz, estarían asociados a flujos de menor poder destructivo.

Peligros asociados a la geología de la zona.

En los rellenos sedimentarios del área se reconocen unidades no consolidadas de tipo aluvial, cuya granulometría está constituida básicamente por arenas medias y gravas en una matriz de arena fina con limos y arcillas en baja proporción. Estos terrenos en épocas lluviosas, pueden sufrir una serie de problemas mecánicos al ser sometidos a cargas.

No obstante, la ausencia de un nivel freático supone que los materiales no se encuentren saturados. De modo que, a pesar de la granulometría de los materiales y de la actividad sísmica de la zona, no se consideran problemas de licuefacción.

Peligros Hidrológicos.

La red de drenaje es superficial y relativamente incisiva, la cual corresponde a remanentes de vaguadas y regueros secos, de régimen difuso y no jerarquizado. Dada la reconocida circulación superficial, aluvional, de carácter estacional a favor de los depósitos cuaternarios se recomienda el control del drenaje.

En las zonas desérticas y semidesérticas como la existente en la región, suelen ocurrir tormentas severas, de gran intensidad y corta duración. Así se debe tener en cuenta la peligrosidad relacionada con la dinámica fluvial asociada a grandes crecidas con desarrollo estacional que pueden dar lugar a la generación de corrientes de barro o aluviones (mudflow o debrisflow), que originen erosiones, arrastres y aterramientos o acreciones.

Peligro sísmico.

La zona norte, entre los 18° y 23.5ºS, en una de las regiones con mayor actividad sísmica en lo que respecta al territorio nacional. Lo anterior, se deberá tener en cuenta en el diseño de las estructuras lo relacionado al diseño sísmico de las mismas para el emplazamiento de proyecto.

En el apartado siguiente se analiza más ampliamente el fenómeno sísmico en el emplazamiento de la subestación.

En síntesis, de lo anteriormente expuesto, la zona de trabajo presenta las condiciones óptimas para la construcción de la subestación. No obstante, hay

que tener especial consideración en la granulometría y poca consolidación de las unidades geológicas someras, pues la mezcla con aguas-lluvias podría movilizar aquellos detritos a través de los desniveles topográficos o remanentes de cauces hallados en la zona de trabajo.

Por otro lado, de existir fenómenos de amplificación sísmica, se deberá tener en consideración la aceleración sísmica atribuida a la zona y/o región en el diseño estructural.

4. Sismicidad

Como consecuencia de la ubicación de Chile frente a la subducción entre placas, hace de este uno de los países con mayores movimientos telúricos a nivel mundial.

De acuerdo al monitoreo sísmico, es mayor el número de incidencias sísmica hacia el norte del país, y esto se debe a que la principal fuente de actividad se producen en la zona de flexión más allá de la fosa Perú-Chile.

Excluyendo la sismicidad superficial en la vecindad de Chile con Argentina y Bolivia y de ciertas zonas aisladas en el Centro de Chile, prácticamente todos los sismos de Chile se producen ya sea en la zona de acoplamiento entre las placas o en el interior de la placa de Nazca.

Se identifican cuatro diferentes tipos de sismicidad: de la zona exterior a la fosa, de la zona de contacto entre las placas, de extensión en el interior de la placa de Nazca y a más de 40 km de profundidad. Los sismos más peligrosos son naturalmente los sismos de subducción que alcanzan magnitudes de hasta 9 en la escala de Richter en diversos puntos del país. Algo menos peligrosos son los sismos de profundidad intermedia en el interior de la placa de Nazca.

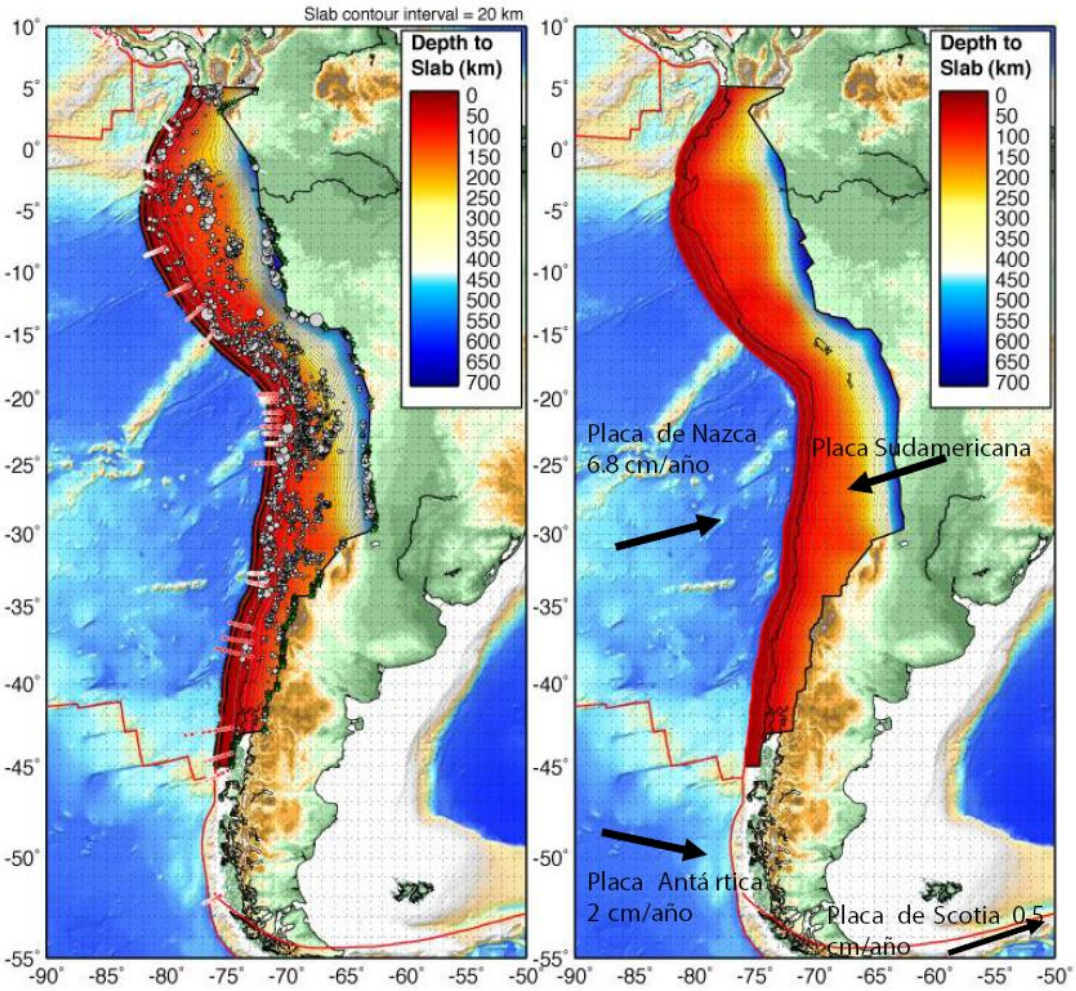


Imagen 5. Marco tectónico de Chile. Los puntos de color blanco son sismos que permiten determinar la profundidad y geometría de la zona de subducción. Fuente: Centro Sismológico Nacional.

Con objeto del cumplimiento de lo reglamentado en la NCh 2369 de 2003 "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales" y con las consideraciones recogidas en la Sección 3.1004 "Diseño Sísmico" del Manual de Carreteras de Chile y el "Decreto tramitado por el Ministerio de vivienda y urbanismo del 6/12/2011" se ofrece la siguiente caracterización del terreno en términos de sismicidad. Para ello se atiende a lo estipulado en dichas normativas.

El **Coeficiente Sísmico** se determina en base:

$$C = \frac{2{,}75A_0}{gR}\left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \left(\frac{0{,}05}{\xi}\right)^{0{,}4} \geq \frac{0{,}25A_0}{g}$$

A_0 Aceleración efectiva máxima, según zonificación sísmica

T´: Parámetro según el tipo de suelo de fundación

N: Parámetro según el tipo de suelo de fundación

T*: Periodo fundamental de vibración, función del tipo de estructura

R: Factor de modificación de la respuesta

ξ: Razón de amortiguamiento

El análisis modal espectral se debe hacer para el espectro de diseño siguiente:

$$S_a = \frac{2{,}75IA_0}{R}\left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \left(\frac{0{,}05}{\xi}\right)^{0{,}4} \geq IC_{máx}g$$

Siendo I el coeficiente de importancia de la estructura.

Según la tabla 5.7 de la NCh2369, se puede determinar el valor Cmax para los distintos valores de ξ y de R (según tabla 5.5 y 5.6 de la NCh 2369).

Tabla 5.7 - Valores máximos del coeficiente sísmico

R	$C_{máx.}$		
	ξ = 0,02	ξ = 0,03	ξ = 0,05
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18
NOTA - Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.			

A continuación se proceden a obtener los distintos parámetros para obtener el coeficiente sísmico:

- **Zonificación Sísmica:**

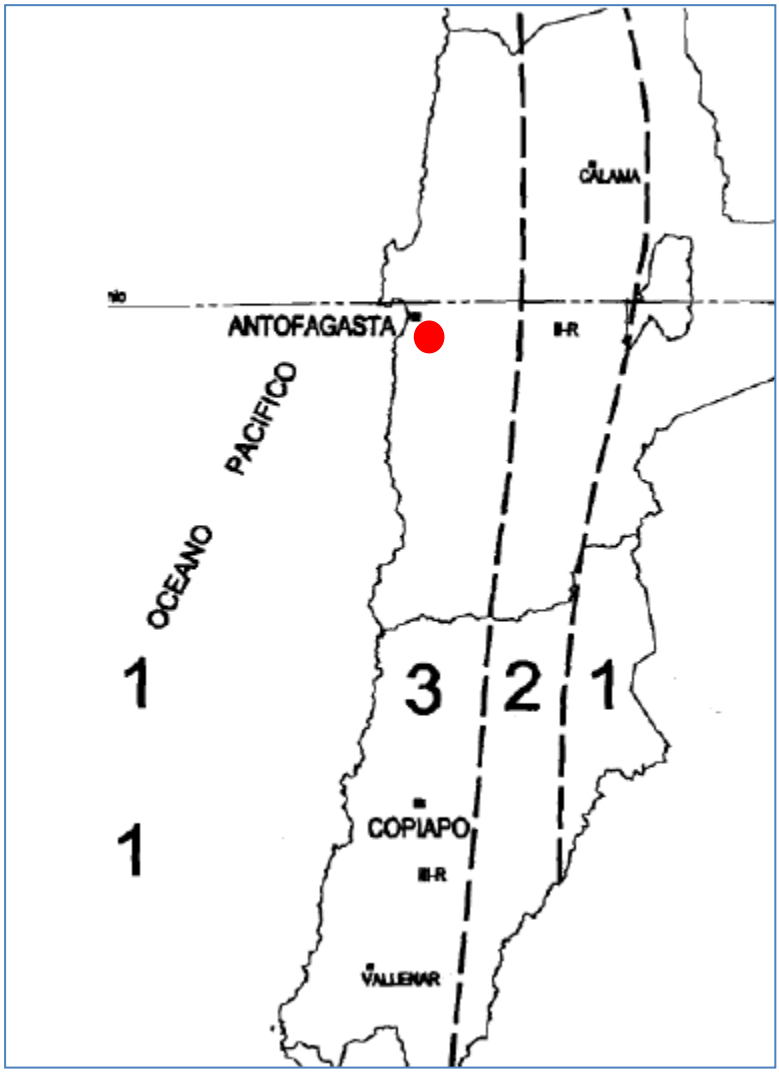


Imagen 6. Mapa de zonificación sísmica

Como se puede ver en la figura, el círculo rojo marca la zona donde se ubica el área de estudio situándose en la **zona sísmica 3**.

- **Aceleración Sísmica:**

A partir de esta localización, zona sísmica 3, del Manual de Carreteras se obtienen los siguientes valores de Aceleración Efectiva Máxima (A_0), el Coeficiente de Aceleración Efectiva Máxima (A'_0) y el valor de Aceleración Máxima del suelo (a_0) son:

Zona Sísmica	A_0	A'_0	a_0
3	0.40 g	0.40	0.50 g

Tabla 1. Resumen de aceleraciones para la zona sísmica 3.

- **Tipología del terreno de fundación:**

Según la NCh 2369 de 2003 tenemos los siguientes tipos de suelo.

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ v_s igual o mayor a 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
II	a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien, b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien; c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Indice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien, d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 Pa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras. En todo los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I.
III	a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien, b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien, c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien, d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 Mpa). Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II.
IV	Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.

Tabla 2. Definición de tipos de suelos de fundación.

En este caso, despreciando la cobertera superficial, y en base a la información de la que disponemos y de los parámetros que hemos estimado, establecemos que el tipo de suelo de la zona de estudio se puede clasificar como tipo II.

Atendiendo a este tipo de suelo:

Tipo de suelo	T' (s)	n
I	0,20	1,00
II	0,35	1,33
III	0,62	1,80
IV	1,35	1,80

Tabla 3a. Valor de los parámetros que dependen del Tipo de Suelo.

Según los resultados obtenidos del informe de sísmica de refracción, se obtinen unos valores experimentales medios de Vs30 de 881,41 m/s y 841,86 m/s. Estos valores se encuentran recogidos en el apartado XI de la página 17 del informe geofísico ubicado en el anexo 8 del presente informe.

Con estos valores de Vs30, se puede clasificar el tipo de suelo como tipo B, atendiendo a la clasificación sísmica de sitio según DS 61, si bien este dato es solamente referencial, ya que el Decreto no aplica para este tipo de obras.

Suelo Tipo		V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	(N_1) (golpes/pie)	S_u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	≥ 50%	≥10 (ε_{qu}≤2%)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		≥ 0,40 (ε_{qu}≤2%)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		≥ 0,30 (ε_{qu}≤2%)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	≥0,05
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	<0,05
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

N_1 : Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas
RQD: Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032
q_u: Resistencia a la compresión simple del suelo
ε_{qu}: Deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple
S_u: Resistencia al corte no-drenada del suelo

Tabla 3b. Clasificación sísmica del terreno de fundación según Decreto MINVU 61-2011

5. Campaña de Exploración Geotécnica

Para la caracterización geológico-geotécnica del área de estudio, se ha efectuado un programa de reconocimiento "in situ" del terreno, consistente en la ejecución de calicatas, ensayos de infiltración porchet, ensayo de densidad "cono de arena" y ensayos geofísicos SEV. Además, se han tomado muestras de suelo de las calicatas, sobre las que se han efectuado ensayos de laboratorio, con el fin de caracterizar geotécnica y químicamente el terreno.

Los registros de los reconocimientos y las actas de laboratorio se adjuntan en los anexos de este documento.

La campaña de campo realizada incluye los siguientes trabajos:

- 5 sondajes distribuidos por la superficie del área de estudio, según indicaciones del Mandante.
- 6 calicatas mecánicas distribuidas por la superficie del área de estudio, según indicaciones del Mandante.
- 1 ensayo porchet, ubicado según indicaciones del Mandante.
- 1 ensayo de densidad *in situ* (cono de arena), ubicado según indicaciones del Mandante.
- 2 perfiles geofísicos SEV distribuidos por la superficie del área de estudio, según indicaciones del Mandante.

A continuación, se muestra el plano de situación de los ensayos realizados.

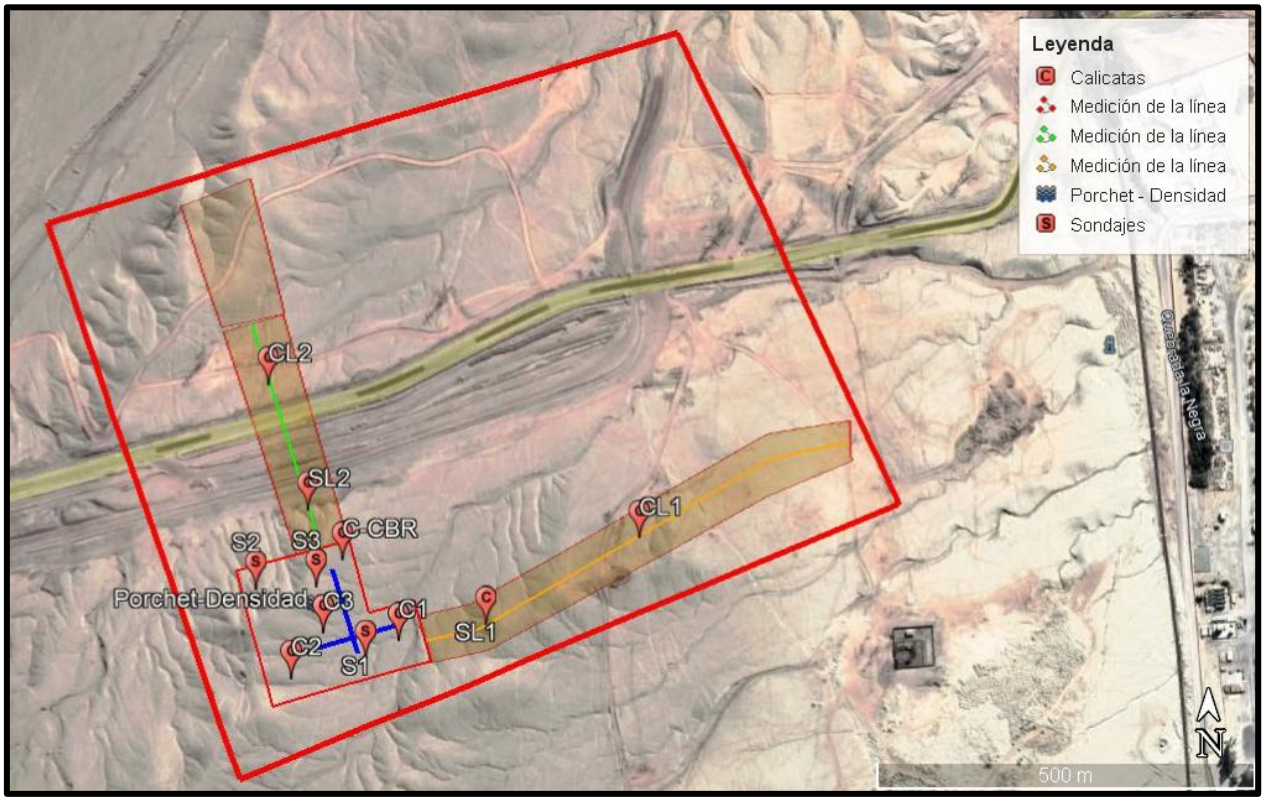


Imagen 7. Plano con distribución de las prospecciones realizadas para SE La Negra.

En los siguientes apartados se enumeran y describen los trabajos de campo realizados.

5.1 Sondajes a rotación con recuperación de testigo

Para la caracterización geológico-geotécnica del área de estudio, se han ejecutado CINCO (5) sondajes de 6.0 m. de profundidad cada uno, con recuperación continua de testigo, y la ejecución de 3 ensayos SPT en el interior de cada uno de ellos. La ubicación de los puntos de sondaje ha sido indicada por el Mandante.

En la tabla que se muestra a continuación se detallan los sondajes realizados, con la profundidad alcanzada y sus coordenadas geográficas.

Coordenadas Geográficas SONDAJES PROYECTO SE LA NEGRA				
Identificación	**Prof. (m)**	**UTM (X)**	**UTM (Y)**	**Napa Freática**
S1	6.0	364394.00 m E	7369234.00 m S	No detectada
S2	6.0	364257.00 m E	7369320.00 m S	No detectada
S3	6.0	364332.00 m E	7369323.00 m S	No detectada
SL-1	6.0	364544.00 m E	7369277.00 m S	No detectada
SL-2	6.0	364320.00 m E	7369418.00 m S	No detectada

Tabla 4. Sondajes realizados

Para su ejecución se ha utilizado un equipo de perforación formado por una sonda rotativa modelo TP50/D, con movilidad mediante sistema de orugas.

El sistema de perforación de este equipo es convencional, y su principal característica, al contrario que el sistema diamantino/wire line, es que la perforación del suelo se realiza prácticamente en seco, con maniobras de perforación cortas y obteniendo una recuperación del 100% del material. Esta característica hace de este sistema el más idóneo para trabajos geotécnicos, donde la correcta identificación y caracterización del material extraído es determinante para definir el perfil geomecánico del terreno.

Para la realización del ensayo de penetración standard en el interior de los sondajes, se han seguido los procedimientos operativos definidos en las Normas ASSHTO T-206 y ASTM D1586-11.

El ensayo consiste en la hinca por golpeo de un tomamuestras de dimensiones establecidas, mediante un dispositivo automático que consiste en una maza de acero de 63.5 Kg que cae de forma libre desde una altura de 76 cm. a lo largo de una longitud de 45 centímetros, divididos en tres tramos de 15 centímetros. Se anota el numero de golpeos necesarios para lograr la penetración de cada unos de los tramos de 15 centímetros, desechando el primer tramo por considerarse que pueden estar alteradas sus propiedades resistentes a consecuencia de una removilización parcial del terreno en la maniobra de limpieza que se realiza anteriormente a la ejecución de la prueba de penetración, y tomando como valor N_{30} la suma de los golpeos obtenidos en el

segundo y tercer tramo. Cuando en un tramo de 15 cm. se alcanzan 50 golpes, se considera rechazo (R).

A continuación se muestran los ensayos SPT realizados en los sondajes.

ENSAYOS SPT EN SONDAJES				
SONDAJE	**SPT**	**PROFUNDIDAD (m)**	**VALOR GOLPEO**	**VALOR N_{SPT}**
S1	1	1.50-1.76	40/50	>50 (R)
S1	2	3.0-3.10	50	>50 (R)
S1	3	4.50-4.62	50	>50 (R)
S2	1	1.50-1.89	24/46/50	>50 (R)
S2	2	3.0-3.10	50	>50 (R)
S2	3	4.50-4.62	50	>50 (R)
S3	1	1.50-1.78	36/50	>50 (R)
S3	2	3.00-3.13	50	>50 (R)
S3	3	4.50-4.70	42/50	>50 (R)
SL-1	1	1.50-1.70	42/50	>50 (R)
SL-1	2	3.00-3.10	50	>50 (R)
SL-1	3	4.50-4.59	50	>50 (R)
SL-2	1	1.50-1.70	37/50	>50 (R)
SL-2	2	3.00-3.22	40/50	>50 (R)
SL-2	3	4.50-4.57	50	>50 (R)

Tabla 5a. Ensayos realizados en los sondajes

La información que se obtiene de los sondajes es por tanto muy valiosa en cuanto que nos detallan el perfil litológico en profundidad, y la consistencia/compacidad de los materiales. En este sentido y de forma resumida (ya que se expone detalladamente en el apartado 7, así como en el anexo 1 donde se recoge la columna litológica de cada sondaje), podemos decir que los sondajes realizados han sido muy homogéneos en cuanto a los materiales encontrados, lo que implica una buena correlación a la hora de definir el perfil estratigráfico del área de estudio.

En cuanto a los ensayos de laboratorio, la naturaleza granular de los suelos estudiados no ha permitido extraer muestras inalteradas del interior de los

sondajes, que hubiesen permitido realizar ensayos específicos para ese tipo de muestras. Por esta razón, los ensayos realizados se han orientado a identificar granulométricamente los materiales, tomando las muestras de las calicatas realizadas; más adecuadas para los materiales gravosos obtenidos.

A continuación se adjunta una tabla resumen y un gráfico donde se describen de forma esquemática los perfiles encontrados en los sondajes realizados.

CARACTERÍSTICAS DE SONDAJES			
Prof. (m)	**Descripción del material**	**Unidad**	**Compacidad**
De 0 a 0.30 m.	Cobertera superficial	1	-
De 0-0.30 a 6.0 m.	Arenas con gravas y gravillas angulosas sin plasticidad. Color gris-pardo que se hacen más gravosas y rojizas a partir de 1.5 a 2 m. aprox.	2	Muy densa

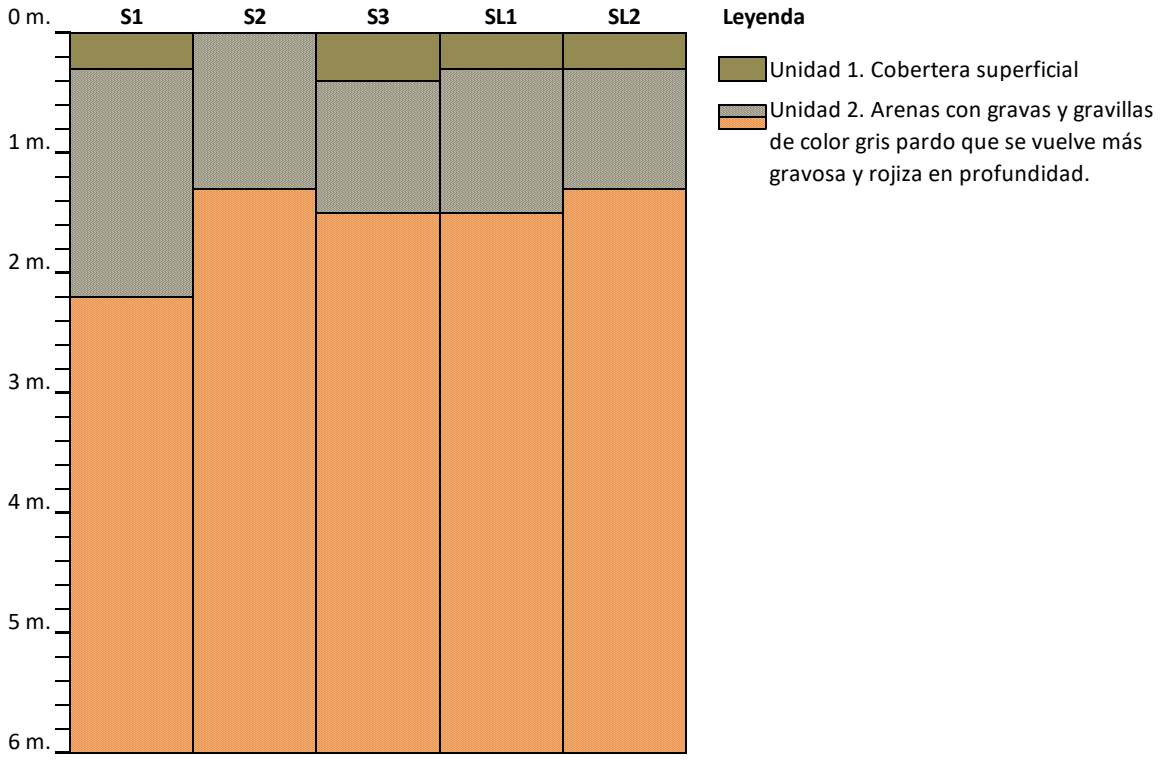


Tabla 5b. Esquema de los perfiles litológicos encontrados en los sondajes

En el anexo 1 del presente informe se recogen las actas de los sondajes.

5.2 Calicatas mecánicas.

Mediante el empleo de retroexcavadora y distribuídas a lo largo de la zona que ocupará la subestación se realizaron un total de seis (6) calicatas denominadas C1, C2, C3, CL1, CL2 y C-CBR. Para su ejecución se realizó una zanja en el terreno de dimensiones reducidas y de manera ordenada para permitir identificar los distintos niveles de terreno y la toma de muestra de cada uno de ellos.

Las calicatas realizadas han alcanzado una profundidad máxima entre 0.3 y 1.1 m., debido a que el terreno presenta un alto grado de cementación, siendo no excavable con medios mecánicos convencionales. No obstante, en todas las calicatas se tomaron muestras en bolsas y en sacos siendo el volumen de terreno de las muestras en saco el suficiente para permitir realizar los ensayos previstos.



Imagen 8. Ejecución de calicata C-CBR en SE LA NEGRA.

En el siguiente cuadro se resumen las calicatas efectuadas, indicando la profundidad alcanzada, las coordenadas geográficas y la profundidad donde se tomaron las muestras para ensayar.

PROYECTO "SE LA NEGRA"					
CALICATA	Prof. (m)	Coordenadas		Referencia MUESTRAS	Profundidad MUESTRAS (m)
		Este (m)	Sur (m)		
C1	0.8	364435 m E	7369256 m S	C1-E1	0.3-0.5
C2	1.1	364302 m E	7369210 m S	C2-E1	0.5-0.7
C3	1.1	364341 m E	7369266 m S	C3-E2	0.6-0.8
CL1	0.7	364737 m E	7369385 m S	C1-E1	0.3-0.5
CL2	0.3	364268 m E	7369573 m S	CL2-E1	0.1-0.3
C-CBR	0.8	364364 m E	7369356 m S	C-CBR-E1	0.4-0.6

Tabla 6. Coordenadas de las Calicatas Mecánicas.

En el ANEXO 2 del presente informe se recogen la totalidad de las actas de resultados de las calicatas realizadas.

5.3 Ensayos de Densidad in Situ (Cono de Arena)

Se ha realizado un (1) ensayo de densidad en el emplazamiento indicado por el Mandante. Mediante este ensayo se determina en terreno la densidad del suelo cuyo tamaño máximo de partículas no supere los 50 mm. Se realiza siguiendo la norma NCh 1516.

El ensayo consiste en obtener de forma indirecta el volumen de un agujero excavado en el punto de ensayo, para lo cual se rellena con una arena estandarizada, de densidad conocida, compuesta por partículas de cuarzo sanas, no cementadas y de granulometría comprendida entre 0.5 mm y 2.0 mm. Una vez determinado el volumen del agujero excavado en el terreno, y conociendo la masa del suelo extraído de dicho agujero, se calcula la densidad de dicho suelo. El ensayo se ha realizado a cota superficial, tras eliminar los 20 cm. primeros de cobertera superficial y alcanzando una profundidad final en torno a 50 cm. A continuación se muestra una tabla con el resultado del ensayo.

PROYECTO " SE LA NEGRA "					
Ensayo de Cono de Arena	Ubicación	Prof. del ensayo (m)	Densidad Seca (g/cm^3)	Humedad (%)	Densidad Aparente (g/cm^3)
Cono -01	364.335 m.E 7.369.290 m.S	De 0.2 a 0.5	1,30	3,3	1,35

Tabla 7. Valor de densidad in situ determinado en ensaye de cono de arena.

El valor de densidad obtenido está en el rango habitual para los materiales de estas características. Se trata de materiales con alto grado de meteorización debido a su exposición a una intensa actividad eólica. Esto les confiere alta porosidad y baja densidad.

En el Anexo 3 de este documento se recoge el acta de este ensayo, y en el anexo 6 (documentación fotográfica), se recogen algunas fotos del proceso de ejecución del ensayo.

5.4 Ensayos de infiltración tipo Porchet.

Se ha realizado un (1) ensayo de infiltración tipo porchet en el emplazamiento indicado por el Mandante. Este método, también conocido como Método de Nivel Variable, consiste en un agujero cilíndrico, excavado en tierra, de radio y profundidad constante, en el cual se mide el descenso del nivel de agua dentro del pozo a lo largo del tiempo.

Previamente al inicio de la prueba, se debe saturar el medio adyancente durante un tiempo determinado, de manera que la velocidad de infiltración sea constante.

Bajo estas condiciones, suponiendo conductividad hidráulica constante y aplicando la ley de Darcy, la infiltración total (Q) será igual a:

$$Q = A \cdot K_{fs} \cdot \frac{dE}{dz}$$

Donde A es el área por el cual se escurre el agua en el pozo, Kfs la conductividad hidráulica de infiltración, y dE/dz es el gradiente de la lámina libre del agua. Si se considera que el flujo que ingresa al suelo por el fondo y las

paredes escurre con gradiente hidráulico unitario, la expresión queda reducida a: $Q = A \cdot K_{fs}$

Como el agua se infiltra tanto por las paredes como por el fondo del pozo, el área total de infiltración en un instante cualquiera (ti) es:

$$A(t_i) = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot H(t_i) + \pi \cdot a^2$$

Donde A(ti) es la superficie sobre la cual se infiltra el agua en el suelo en el tiempo ti [L2], (a) es el radio del pozo [L] y H(ti) es el nivel del agua en el pozo en el tiempo ti[L] y el caudal se expresa entonces por:

$$Q(t_i) = 2 \cdot K_{fs} \cdot \pi \cdot a \cdot (H(t_i) + a/2)$$

Por otro lado, si durante el intervalo de tiempo (dt) el nivel de agua desciende una altura (dH), la cantidad de agua infiltrada en el suelo es igual a:

$$Q(t_i) = -\pi \cdot a^2 \cdot \frac{dH}{dt}$$

Que integrando entre los límites H1 y H2, igualando con la ecuación (6) y despejando Kf0 se obtiene:

$$K_{fs} = \frac{a}{2 \cdot (t_2 - t_1)} \cdot Ln\left(\frac{2 \cdot H_1 + a}{2 \cdot H_2 + a}\right)$$

$$F = \frac{R}{2 \cdot (t_2 - t_1)} \cdot Ln\left(\frac{2 \cdot H_1 + R}{2 \cdot H_2 + R}\right)$$

Donde H1 y H2 son las alturas de agua medidos en los instantes t1 y t2 respectivamente. A continuación se muestra una tabla con el resultado del ensayo.

PROYECTO "SE LA NEGRA"				
IDENTIF.	**POSICIÓN**	**COORDENADAS**		**INFILTRACIÓN (m/s)**
PORCHET-01	P01	364335 m E	7369290 m S	$5.4 \cdot 10^{-5}$

Tabla 8. Coordenadas y datos de infiltración de los ensayos Porchet.

En el Anexo 4 de este documento se recoge el acta de resultados de dicho ensayo de infiltración.

5.5 Nivel Freático y Permeabilidad

En las prospecciones realizadas en la campaña geotécnica realizada en Agosto de 2021, se ha podido comprobar la ausencia de nivel freático alguno, de modo que la presencia de agua en estos materiales es del todo estacional. Dada la permeabilidad de los materiales y el carácter torrencial de las precipitaciones en la zona, en épocas lluviosas es posible la existencia de un nivel freático alojado en los niveles cuaternarios del terreno cuya transmisividad provoca una relativamente rápida desaparición de la lámina de agua.

En cuanto a la permeabilidad, se trata del parámetro que permite evaluar la capacidad de transmitir agua de una formación en función de la textura de la misma, sin relacionarla con su estructura o forma geométrica. Dentro de este concepto se pueden definir otros dos:

La permeabilidad ligada tanto a las características texturales del medio físico como del fluido que transmite, denominada permeabilidad efectiva o conductividad hidráulica, representada por el coeficiente de permeabilidad k.

La permeabilidad efectiva k se define como el caudal que es capaz de atravesar una sección unitaria del acuífero, normal al flujo, bajo un gradiente piezométrico unitario. Depende, en consecuencia, tanto de las características del medio físico (acuífero), como de las del fluido que lo atraviesa (agua).

Los valores de permeabilidad pueden estimarse a partir de la tabla siguiente donde se recogen de forma orientativa algunos valores típicos de coeficiente de permeabilidad k en función del tipo de suelo o roca, según Terzaghi y Peck (1967) y adecuada por Martínez Vargas (1991).

Para el caso que nos ocupa, en función de los materiales que componen el perfil geotécnico y con el apoyo de los ensayos de infiltración porchet realizados in situ, podemos decir que según la tabla 9, se trata de un material con un grado de permeabilidad medio-bajo.

Valores orientativos del coeficiente de Permeabilidad		
Grado de Permeabilidad	Valor de K (m/seg)	Textura del Suelo
Elevada	$> 10^{-3}$	Grava media a gruesa
Media	10^{-3} - 10^{-5}	Grava fina, arena media a fina, duras
Baja	10^{-5} - 10^{-7}	Arena muy fina, SM, Limos a Loes
Muy Baja	10^{-7} - 10^{-9}	Limos densos, ML, arcillas, CL
Prácticamente Impermeable	$< 10^{-9}$	CL a CH Homogéneo

Tabla 9. Clasificación de los suelos según su coeficiente de permeabilidad

5.6 Ensayos Geofísicos

Se realiza una campaña geofísica consistente en la realización de:

- Estudio Geoeléctrico basado en Sondeos Eléctricos Verticales SEV bajo la configuración Wenner de los 4 electrodos para mediciones de la resistividad eléctrica de suelo. Para ello se han realizado trece (13) perfiles distribuidos según las prescripciones técnicas facilitadas por el Mandante.
- Estudio Geofísico basado en prospección sísmica bajo las configuraciones de Sísmica de Refracción y ReMi para medición de velocidades de ondas de compresión "Vp" y de corte "Vs". Para ello se han realizado 2 perfiles ortogonales (N-S y E-W) distribuidos según las prescripciones técnicas facilitadas por el Mandante. A continuación se muestra la ubicación de dichas prospecciones sísmicas:

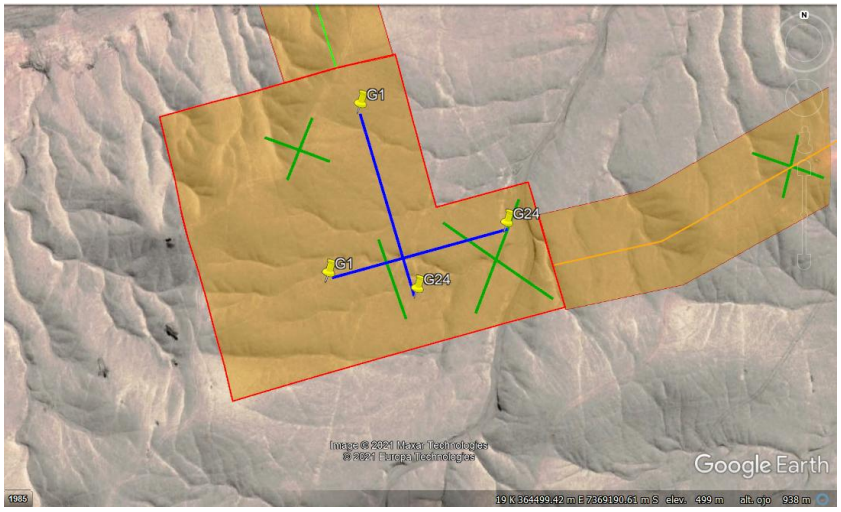


Imagen 9. Ubicación general de la campaña de prospección sísmica

Igualmente a modo de resumen, se adjuntan los valores de Vs y Vp obtenidos del informe geofísico, según los perfiles N-S y E-W realizados.

PROSPECCIÓN SÍSMICA NORTE – SUR				
PROFUNDIDAD			Vs (m/s)	Vp (m/s)
0,00	-	2,26	539,00	910,79
2,26	-	4,85	702,00	1252,75
4,85	-	9,36	809,83	1503,23
9,36	-	13,20	877,53	1602,07
13,20	-	17,59	960,29	1789,26
17,59	-	21,32	1005,43	1829,51
21,32	-	25,49	1055,58	1938,61
25,49	-	30,00	1103,22	2090,14

Tabla 2: detalle de la estratigrafía sísmica para el primer cuarto, mitad y tercer cuarto de perfil.

PROSPECCIÓN SÍSMICA ESTE - OESTE				
PROFUNDIDAD			Vs (m/s)	Vp (m/s)
0,00	-	2,14	418,63	781,58
2,14	-	4,29	674,41	1257,44
4,29	-	9,02	789,77	1416,52
9,02	-	12,74	862,49	1591,50
12,74	-	17,14	947,75	1747,36
17,14	-	21,43	985,36	1760,18
21,43	-	25,83	1022,98	1856,29
25,83	-	30,00	1080,66	1967,36

Tabla 4: detalle de la estratigrafía sísmica para el primer cuarto, mitad y tercer cuarto de perfil.

Toda la información detallada sobre los estudios geofísicos (geoeléctrico y sísmico), se desarrollan como informes independientes y se incluyen a modo de anexos 7 y 8 respectivamente en el presente estudio.

6. Ensayos de laboratorio.

A continuación se describen los ensayos de laboratorio realizados a las muestras obtenidas en las prospecciones realizadas.

Las muestras obtenidas fueron almacenadas en bolsas y sacos plásticos debidamente identificadas y selladas para evitar su pérdida de humedad. Los ensayos fueron ejecutados siguiendo la normativa chilena (NCh) y las normas

del Manual de Carreteras de Chile (MC). Además, en ausencia de normativa nacional se han utilizado normas de la ASTM International (ASTM).

Se han ensayado un total de SEIS (6) muestras de suelo, correspondientes a cada una de las calicatas realizadas.

La totalidad de las actas de los ensayos de laboratorio realizados se adjuntan en el ANEXO 5, al final del documento.

A continuación se muestra una tabla donde se indican los ensayos realizados a las muestras y su norma de aplicación.

	Nº ensayos realizados
GRANULOMETRIA	
Granulometría por tamizado. M Carreteras 2014 Vol. 8 102.1	6
Clasificación de suelos. ASTM D 2487-06:2011	6
PLASTICIDAD. LÍMITES DE ATTERBERG	
Límites de Atterberg. NCh 1517/1, NCh 1517 /2 Of. 1979	6
DENSIDAD Y HUMEDAD	
Humedad. NCh 1515. Of79	6
Densidad de las Partículas sólidas. NCh 1532.Of80	6
Densidad natural seca. DSNR BD P14 B-1	3
COMPOSICIÓN QUÍMICA	
Sulfatos solubles en agua NCh 1444 Of 2010.	3
Sales Totales NCh 1444 Of 2010.	3
ENSAYOS DE COMPACTACIÓN	
Próctor Modificado. NCh 1534/1 o /2 Of 79	1
Razón de soporte con hinchamiento. CBR NCh 1852/2 Of81	1

Tabla 10. Relación de ensayos realizados y normativa aplicada.

7. Caracterización Geotécnica

Los materiales detectados en las prospecciones realizadas y observados en la inspección de los técnicos en terreno, muestran bastante homogeneidad en cuanto a naturaleza de los materiales y granulometrías se refiere, lo que facilita y permite una caracterización válida en toda la extensión de la zona de estudio.

7.1 Características Geológico - Geotécnicas de los materiales

En el presente apartado se analizan las características geológico-geotécnicas de los materiales presentes el área estudiada.

A partir de la información obtenida, podemos decir que la superficie de estudio se encuentra superficialmente tapizada por una delgada capa de depósitos detríticos finos de edad cuaternaria. Bajo este recubrimiento se sitúa un nivel semicementado formado por secuencias sedimentarias-evaporíticas de rocas de naturaleza carbonatadas, arenicas y lutitas, que en profundidad da paso al sustrato rocoso.

Se establece así un perfil geotécnico compuesto por 2 unidades:

- Unidad 1. Cobertera superficial (C)
- Unidad 2. Nivel granular de gravas, arenas y limos (G)
- Unidad 3 (deducida). Sustrato rocoso (R)

A continuación se procede a la descripción de las propiedades geotécnicas de las citadas unidades geomecánicas:

7.1.1 Unidad 1. Cobertera superficial (C)

Esta unidad corresponde al nivel más superficial de suelo. Está formado por limos arenosos con gravillas esporádicas, color café claro, nula plasticidad, con un contenido de humedad prácticamente nulo y libre de materia orgánica. Se trata de materiales expuestos a una intensa meoteorización eólica, con una baja consistencia y una alta compresibilidad. Recubre toda la superficie de estudio y está presente en todas las prospecciones realizadas, con unos espesores aproximados de 0.3 m. Esta unidad presenta unas características geotécnicas deficientes para su uso como base de cualquier apoyo (escasa consolidación, elevada deformabilidad, baja capacidad portante, susceptibilidad al colapso…), por lo que será desestimada como tal, recomendado su eliminación o superación.

7.1.2 Unidad 2. Nivel de gravas, arenas y limos (G)

Se desarrolla a muro de la unidad 1, y la conforma un paquete de materiales granulares competentes. A techo, se desarrollan niveles de gravas marrones

claras que, debido a su alto grado de meteorización, con frecuencia son fácilmente deleznables dando lugar a granlometrías finas limoarenosas. Estos niveles presentan intercalaciones de caliches semicementados (en forma de laminaciones y/o nódulos blanquecinos), propios de los ambientes deposicionales áridos donde nos encontramos. A mayor profundidad, los materiales evolucionan a gravas subangulosas, normalmente rojizas y con alta compacidad. Estos materiales se han descrito en todas las prospecciones realizadas. En el caso de las calicatas sólo ha sido posible excavar hasta un máximo de 1.1 m. Bajo esta profundidad el material se vuelve no excavable con medios mecánicos convencionales. Los sondajes confirman la continuidad de esta unidad hasta al menos los 6 m. de profundidad alcanzados. A patir de esa profundidad no se tiene información directa del material existente. No obstante, según los datos geofísicos, esta unidad alcanza una profundidad de entre 9 y 12 m. (respecto de la cota de rasante del terreno en el momento de la realización del presente informe).

Estos materiales se caracterizan por presentar una plasticidad nula, humedad muy baja y tonalidades marrones claras a rojizas.

Se han realizado un total de 15 ensayos SPT para conocer la compacidad de los materiales y comportamiento en profundidad, obteniendo unos valores de N_{SPT}=R en todos los casos, lo que indica que los materiales presentan una compacidad densa-muy densa. Geomecánicamente, a efectos de cálculo vamos a considerar que esta unidad muestra un COMPORTAMIENTO FRICCIONANTE (N_{SPT}=R).

El grado de compacidad para el caso de suelos arenosos (granulares) y el grado de consistencia, para suelos arcillosos (cohesivos), son unos parámetros ampliamente descritos y recogidos en la literatura geotécnica (Sanglerat, 1976) (Hunt, 1984). Se establecen generalmente a partir del valor Nspt y de la clasifiación del suelo. A continuación se muestran un ejemplo de tablas de compacidad/consistencia.

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	φ
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 – 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 – 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm2) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm2)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

Tabla 11. Clasificación de los suelos en función de su consistencia/compacidad según SPT.

En función a las características geomecánicas de esta unidad se considera como un nivel apto para el apoyo de las fundaciones proyectadas.

A continuación se muestra una imagen que ilustra el aspecto habitual de las unidades 1 y 2.

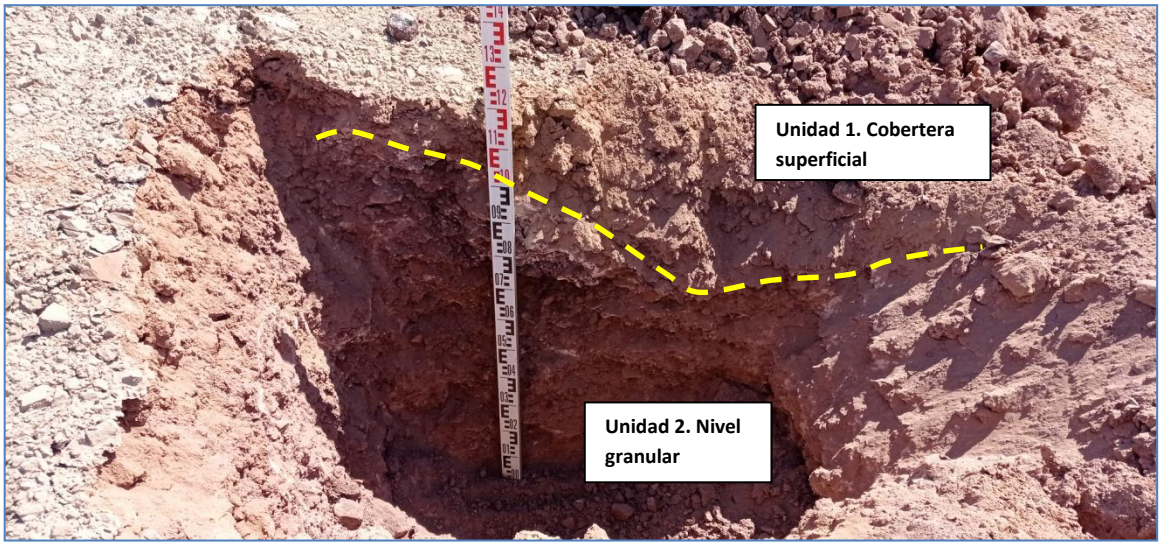


Imagen 10. A la izquierda podemos ver la disposición in situ de las unidades 1 y 2. A la derecha se observa en detalle la unidad 2

Las características geomecánicas que se asignan a esta unidad se obtienen experimentalmente y a partir de bibliografía.

Para establecer la caracterización de la unidad, en los apartados siguientes se detallan y analizan los ensayos de laboratorio realizados.

7.1.3 Unidad 3. Sustrato rocoso (deducido) (R)

Esta unidad se sitúa a muro de la unidad 2 y no ha sido detectada de forma directa con las prospecciones realizadas (calicatas y sondajes). Se trata por tanto de una unidad que inferimos a partir de la información suministrada por el informe de sísmica, e información bibliográfica de la zona.

La unidad 3 estaría formada por un sustrato rocoso, que se desarrolla entre los 9 y los 12 m. de profundidad (a partir de la cota de rasante del área de estudio en el momento de la ejecución de las prospecciones). Posiblemente entre 9 y 12 m. la roca se encuentra fracturada, siendo a partir de los 12 m. cuando se detecta el sustrato rocoso sano o poco fracturado.

Esta unidad se considera como un nivel apto para el apoyo de las fundaciones proyectadas.

Las características geomecánicas de esta unidad se deducirán del informe geofísico y de bibliografía. No obstante, se recomienda confirmarlo durante los trabajos de excavación de los sellos de fundación si llega el caso.

Para establecer la caracterización de la **unidad 2**, a continuación se detallan y analizan los ensayos de laboratorio realizados.

7.1.4 Ensayos de identificación. Granulometría y Límites de Atterberg

Se han realizado un total de seis (6) ensayos granulométricos y determinaciones de plasticidad mediente los límites de Atterberg. A partir de los resultados de laboratorio se pueden observar que los materiales se distribuyen mayoritariamente como finos (41%), seguido de un 32% de gravas, y un 27% de arenas. La razón por la que la fracción mayoritaria sea la fracción fina se debe a que las muestras ensayadas proceden de las calicatas, siendo muestras superficiales y meteorizadas. Por esta razón las gravas ensayadas son deleznables, disgregándose parcialmente con martillo de goma y en presencia de agua. No presentan plasticidad.

En los gráficos que se muestran a continuación se puede observar la relación entre las distintas fracciones granulométricas de las muestras.

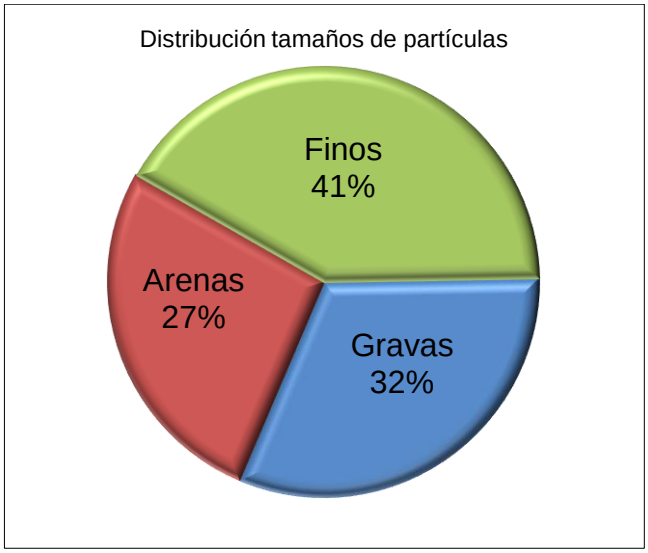


Imagen 11. Distribución según tamaños de partículas de los materiales para la UNIDAD 2.

A continuación mostramos la tabla donde se resumen los valores de granulometría y plasticidad obtenidos para las muestras de la unidad 2.

PROYECTO SE LA NEGRA									
MUESTRA	PROFUNDIDAD (m.)	CLASIFICACIÓN U.S.C.S. DEL MATERIAL	CONTENIDO DE HUMEDAD	PORCENTAJE DE GRAVA	PORCENTAJE DE ARENA	PORCENTAJE DE FINOS	LIMITES DE ATTERBERG		
			%	%	%	%	LL	LP	IP
C1	0,3-0,5	GM	2,9	33	22	45	N.P.	N.P.	N.P.
C2	0,5-0,7	GM	2,9	40	30	30	N.P.	N.P.	N.P.
C3	0,6-0,8	GP-GM	2,5	85	5	10	N.P.	N.P.	N.P.
CL1	0,4-0,6	ML	3,0	7	36	57	N.P.	N.P.	N.P.
CL2	0,1-0,3	ML	2,7	12	34	54	N.P.	N.P.	N.P.
CCBR	0,4-0,6	ML	3,1	13	34	53	N.P.	N.P.	N.P.
Valor Máximo			**3,1**	**85**	**36**	**57**	**-**	**-**	**-**
Valor Mínimo			**2,5**	**7**	**5**	**10**	**-**	**-**	**-**
Valor medio			**2,9**	**31,7**	**26,8**	**41,5**	**-**	**-**	**-**
Total por Ensayo			**6**	**6**	**6**	**6**	**6**	**6**	**6**

Tabla 12. Valores de granulometría y plasticidad de los materiales ensayados. Unidad 2

En la siguiente figura, se recogen las curvas acumuladas para cada uno de los husos granulométricos de las muestras analizadas para la unidad 2.

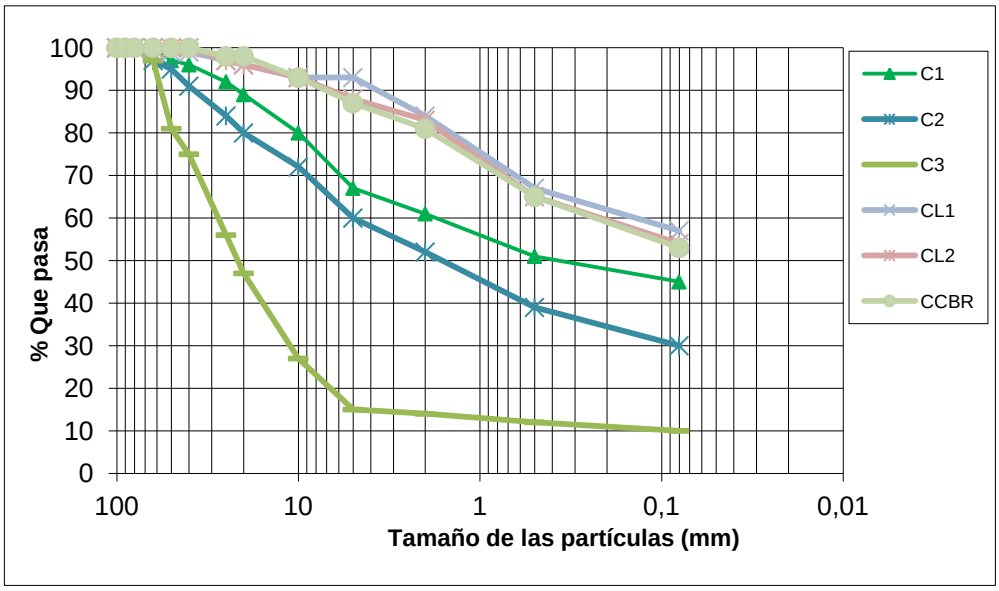


Tabla 13. Distribución de las curvas granulométricas de los materiales ensayados.

En cuanto a la clasificación de los suelos, los ensayos realizados en la unidad 2 clasifican el suelo según la clasificación USCS en la misma proporción como gravas sin plasticidad (GM, GP-GM) y como limos arenosos de baja plasticidad (ML).

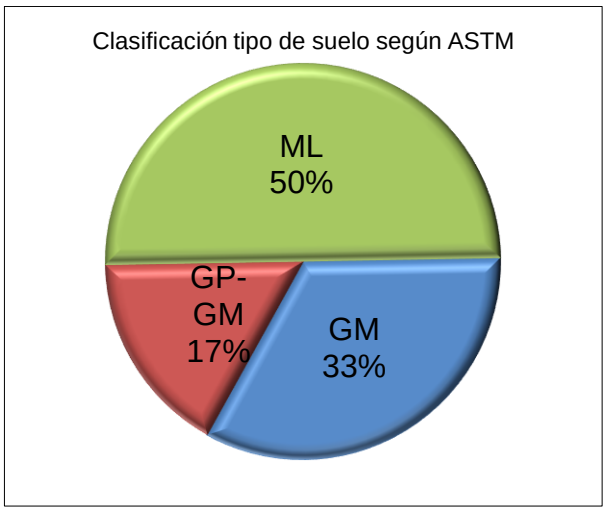


Imagen 12. Clasificación USCS de los materiales de la unidad 2.

7.1.5 Propiedades de estado. Contenido en humedad y densidad.

Los ensayos de contenido en humedad natural del suelo realizados a las muestras de la unidad 2, indican unos valores medios de 2.9%.

Se han realizado ensayos de densidad de las partículas sólidas o peso específico sobre seis muestras, obteniendo un valor promedio de 2,580 g/cm^3. En cuanto a la densidad natural de los materiales, con el objeto de poder determinar este parámetro, se tomaron muestras de "terrones" del interior de las calicatas, los cuales se introdujeron en bolsas plásticas herméticas para preservar su humedad, y sobre estos bloques o terrones se ha podido determinar la densidad natural seca en tres de las seis muestras previstas. Los valores de densidad seca obtenidos se sitúan en torno a 1,799 g/cm^3.

A continuación se muestra la tabla resumen con los resultados del contenido en humedad, densidad y peso específico.

PROYECTO SE LA NEGRA						
MUESTRA	PROFUNDIDAD (m.)	CLASIFICACIÓN U.S.C.S. DEL MATERIAL	CONTENIDO DE HUMEDAD	DENSIDAD HÚMEDA	DENSIDAD SECA	PESO ESPECÍFICO
			%	gr/cm³	gr/cm³	gr/cm³
C1	0,3-0,5	GM	2,9	1,843	1,791	2,582
C2	0,5-0,7	GM	2,9	-	-	2,633
C3	0,6-0,8	GP-GM	2,5	-	-	2,567
CL1	0,4-0,6	ML	3,0	1,928	1,872	2,515
CL2	0,1-0,3	ML	2,7	1,781	1,734	2,583
CCBR	0,4-0,6	ML	3,1	-	-	2,599
Valor Máximo			**3,1**	**1,928**	**1,872**	**2,633**
Valor Mínimo			**2,5**	**1,781**	**1,734**	**2,515**
Valor medio			**2,9**	**1,851**	**1,799**	**2,580**
Total por Ensayo			**6**	**3**	**3**	**6**

Tabla 14. Tabla resumen con los valores de humedad y densidad de los suelos ensayados

7.1.6 Ensayos Químicos.

Se han realizado tres (3) ensayos para determinar contenido en sulfatos y sales totales.

Determinación del contenido en Sulfatos solubles en agua.

La presencia de sulfatos en los suelos en contacto con el cemento del hormigón, puede generar una reacción adversa dañando la estructura del hormigón y provocando una disminución de sus propiedades resistentes. En este sentido, la determinación del contenido en sulfatos de los suelos es de vital importancia a la hora de decidir el tipo de hormigón a utilizar en obra.
Se ha analizado el contenido en sulfatos solubles en agua en tres (3) muestras de suelo procedente de calicatas, obteniendo un valor medio de 18.598 mg/kg, lo que equivale a lo que equivale a 1.86% en peso.

Determinación de Sales solubles Totales.

La presencia de sales solubles en un suelo es un indicador de potenciales asentamientos bruscos debidos a la disolución de las estructuras cristalinas de dichas sales presentes en la estructura de los suelos. Los valores de sales solubles determinados en los suelos de estudio indican un contenido medio de 35.522 mg/kg, lo que equivale a 3,55% en peso.
Dado que se recomienda controlar el drenaje de la zona y que no existen importantes precipitaciones, no se ha considerado necesario recomendar otras medidas de precaución adicionales.

En la tabla que se muestra a continuación se recogen los resultados obtenidos para estos ensayos.

PROYECTO SE LA NEGRA				
MUESTRA	PROFUNDIDAD (m.)	CLASIFICACIÓN U.S.C.S. DEL MATERIAL	CONTENIDO EN SULFATOS	CONTENIDO EN SALES SOLUBLES
			mg/kg	mg/kg
C1	0,3-0,5	GM	16.801	30.786
C2	0,5-0,7	GM	20.422	42.390
C3	0,6-0,8	GP-GM	18.572	33.390
CL1	0,4-0,6	ML	-	-
CL2	0,1-0,3	ML	-	-
CCBR	0,4-0,6	ML	-	-
Valor Máximo			**20.422**	**42.390**
Valor Mínimo			**16.801**	**30.786**
Valor medio			**18.598**	**35.522**
Total por Ensayo			**3**	**3**

Tabla 15. Contenido en sulfatos y sales solubles en la unidad 2.

7.1.7 Expansividad y colapso

En función a la granulometría y plasticidad de las muestras, podemos indicar que nos encontramos ante suelos con un bajo grado potencial expansivo según está recogido por diversas fuentes bibliográficas según criterios como los que se indican a continuación:

Expansividad	Finos (%)	Límite Líquido	Índice hinchamiento Lambe (kPa)	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
Baja	<30	<35	<80	<25	<1
Baja a Media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
Media a Alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
Muy alta	>95	>65	>230	>300	>10

Tabla 16. Grados de expansividad y valores medios de parámetros geotécnicos. Fuente: Ingeniería Geológica, 2002. González Vallejo et al.

En cuanto al potencial colapsable de estos materiales, es importante reseñar que nos encontramos en una zona donde abundan las sales solubles, asociadas a los niveles de caliche superficiales, las cuales son susceptibles de provocar riesgo de colapso en el caso de entrar en contacto con agua de forma masiva. Este hecho puede producirse principalmente por lluvias que suelen ocurrir en Enero-Febrero con ocasión del llamado "invierno boliviano".

Como medidas de cuidado para evitar la entrada de agua en las fundaciones y otras construcciones sensibles, se recomienda disponer de sistemas de evacuación y drenaje superficial para recoger, canalizar y evacuar el agua de lluvia fuera de la zona de influencia de las fundaciones. Teniendo en cuenta además que nos encontramos en una zona climática donde no existen importantes precipitaciones, se ha considerado suficiente estas medidas, además de tener la precaución de recomendar ciertas profundidades mínimas de fundación.

Adicionalmente, se debe minimizar el ingreso de agua al subsuelo (agua proveniente de riego, filtraciones de las redes de agua potable y de alcantarillado, evacuación de sistemas de climatización, etc).

A continuación de forma general, se indican algunas medidas a adoptar, que se pueden considerar a este Proyecto siempre que apliquen:

- Evitar la instalación de jardines
- Se deberán sellar completamente las pasadas de todas las tuberías por los muros. Se deberá localizar la ubicación de cada una de éstas y sellarlas.
- La condensación de los equipos de climatización debe conducirse al alcantarillado o al sistema de agua lluvia.
- Los recintos húmedos deben impermeabilizarse rigurosamente.

7.1.8 Parámetros resistentes

En cuanto a los parámetros resistentes, no se han realizado en esta unidad ensayos encaminados a la obtención de valores experimentales de ángulo de rozamiento y cohesión, por lo que a efectos de cálculo, se estiman unos parámetros obtenidos a partir de correlaciones empíricas deducibles de materiales con características geomecánicas similares, comúnmente aceptadas por la comunidad científica (Terzaghi y Peck, Grundbrau-Taschenbunch, González de Vallejo, Rodríguez Ortíz y otros.). En concreto, se ha consultado la tabla denominada "*Parámetros caraterísticos del suelo*" de Grundbau-Taschenbuch (1980), y que se recoge en el anexo 9.

Adicionalmente, a continuación se incluye un gráfico donde se relaciona el ángulo de fricción con la densidad relativa, y con el SPT. Se encuentran representados conjuntamente los ábacos propuestos por Meyerhof (1957) y Peck et al. (1973).

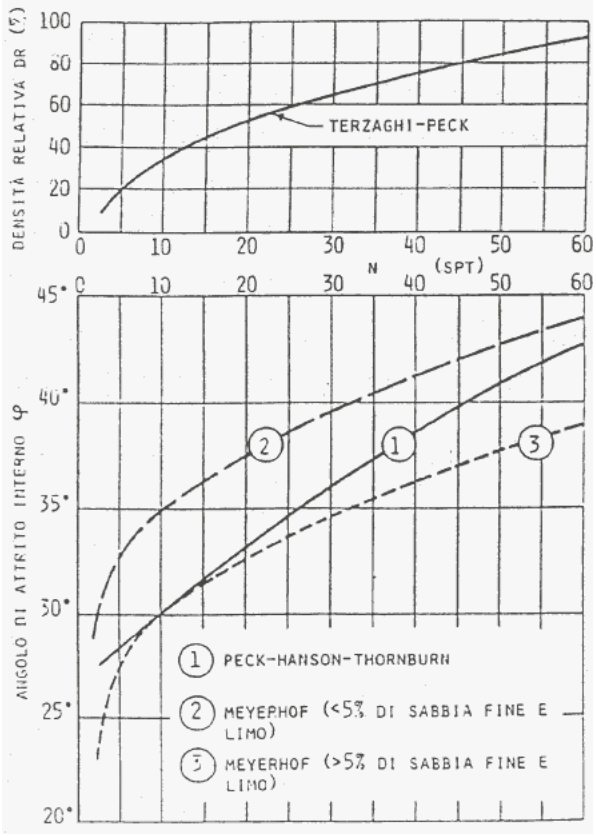


Tabla 17. Estimaciones de Meyerhof (1957) y Peck et al. (1973).

Según parámetros tales como granulometría, plasticidad, densidad, módulo de deformación, etc, asignados a distintos tipos de suelos contenidos de la tabla "*Parámetros caraterísticos del suelo*", los materiales que componen la unidad 2 podrían incluirse dentro del grupo denominado "grava arenosa con finos limosos que no alteran la estructura granular", donde se indica un ángulo de fricción efectivo de 35º y una cohesión efectiva de 0.1 Kg/cm^2.

En cuanto a la tabla 17 donde se establecen correlaciones de ángulo de fricción interna vs. SPT, para un valor de SPT de 50 como corresponde a la unidad 2, se establecería un ángulo de fricción en torno a 38º. Teniendo en cuenta estos valores, optamos por asignar un ángulo de rozamiento interno de 35º y una cohesión de 1 T/m^2.

7.1.9 Ensayos de compactación.

Se ha realizado UN (1) ensayo de próctor modificado con el objeto de conocer la densidad máxima y la humedad óptima de compaciáción del suelo. De igual forma, para determinar la Razón de Soporte de Suelos Compactados, se ha realizado el correspondiente ensayo CBR. Con ello se ha determinado la compactación máxima del terreno en relación con su grado de humedad. En la tabla siguiente se muestran los valores obtenidos en dicho ensayo:

PROYECTO "SE La Negra" Unidad 2						
Muestra	Profund. (m)	Próctor Modificado		CBR para 95% D.M.C.S.		
		Dens. Max. (g/cm^3)	Humedad Óptima (%)	0.10"	0.20"	0.30"
C-CBR	0,4-0,6	1,84	9,2	184	128	114

Tabla 18. Ensayos de compactación Unidad 2.

Según el Manual de Carreteras de Chile (Vol. 5, Capítulo 205.2) este material se considera válido para su utilización como:

- Material para la construcción del cuerpo de terraplén, para el que se requiere un poder de soporte no inferior a 10%CBR para 95% de la DMCS.

- Material de subrasante, para la construcción del coronamiento de terraplenes para el que se requiere un poder de soporte no inferior a 20%CBR para 95% de la DMCS.

Para finalizar con este capítulo, a continuación se muestra una tabla resumen que recoge todos los ensayos realizados a las distintas muestras de la unidad 2.

PROYECTO SE LA NEGRA																			
MUESTRA	PROFUNDIDAD (m.)	CLASIFICACIÓN U.S.C.S. DEL MATERIAL	CONTENIDO DE HUMEDAD	PORCENTAJE DE GRAVA	PORCENTAJE DE ARENA	PORCENTAJE DE FINOS	LIMITES DE ATTERBERG			DENSIDAD HÚMEDA	DENSIDAD SECA	DENSIDAD PARTÍCULAS SÓLIDAS	CONTENIDO EN SULFATOS	CONTENIDO EN SALES SOLUBLES	PROCTOR MODIFICADO (D.M.C.S.)		C.B.R. Interpolado para 95% D.M.C.S.		
															Dens. Max.	W. Opt.			
			%	%	%	%	LL	LP	IP	gr/cm³	gr/cm³	gr/cm³	mg/kg	mg/kg	T/m³	%	0,10"	0,20"	0,30"
C1	0,3-0,5	GM	2,9	33	22	45	N.P.	N.P.	N.P.	1,843	1,791	2,582	16.801	30.786	-	-	-		-
C2	0,5-0,7	GM	2,9	40	30	30	N.P.	N.P.	N.P.	-	-	2,633	20.422	42.390	-	-	-		-
C3	0,6-0,8	GP-GM	2,5	85	5	10	N.P.	N.P.	N.P.	-	-	2,567	18.572	33.390	-	-	-		-
CL1	0,4-0,6	ML	3,0	7	36	57	N.P.	N.P.	N.P.	1,928	1,872	2,515	-	-	-	-	-		-
CL2	0,1-0,3	ML	2,7	12	34	54	N.P.	N.P.	N.P.	1,781	1,734	2,583	-	-	-	-	-		-
CCBR	0,4-0,6	ML	3,1	13	34	53	N.P.	N.P.	N.P.	-	-	2,599	-	-	1,84	9,2	148	128	114
Valor Máximo			**3,1**	**85**	**36**	**57**	**-**	**-**	**-**	**1,928**	**1,872**	**2,633**	**20.422**	**42.390**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**
Valor Mínimo			**2,5**	**7**	**5**	**10**	**-**	**-**	**-**	**1,781**	**1,734**	**2,515**	**16.801**	**30.786**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**
Valor medio			**2,9**	**31,7**	**26,8**	**41,5**	**-**	**-**	**-**	**1,851**	**1,799**	**2,580**	**18.598**	**35.522**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**
Total por Ensayo			**6**	**6**	**6**	**6**	**6**	**6**	**6**	**3**	**3**	**6**	**3**	**3**	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**

Tabla 19. Resumen de la totalidad de ensayos realizados para la unidad 2

8. Agrupación y parametrización. Tipos de suelo según ETG-A.0.10 mod.1

En base a la clasificación establecida en esta especificación técnica (a continuación se muestra la tabla donde se relacionan los diferentes tipos de suelo), los suelos que aparecen en la zona estudiada (unidad 2) se clasifican como **Suelo tipo 2**.

Suelo tipo 1	Roca sana moderadamente agrietada.
Suelo tipo 2	Roca sana agrietada, roca parcialmente descompuesta firme, gravas o arenas densas cementadas. Nivel estático máximo de la napa de agua bajo nivel inferior de la fundación.
Suelo tipo 3	Roca completamente descompuesta de consistencia firme, gravas limpias de compacidad media y alta, gravas gruesas arcillosas o limosas firmes. Nivel estático máximo de la napa de agua bajo nivel inferior de la fundación.
Suelo tipo 4	Gravas limpias sueltas, arenas, gravas finas y arenas arcillosas o limosas, limos o arcillas de consistencia media o firme. Nivel estático máximo de la napa de agua bajo el sello de la fundación.
Suelo tipo 5	Suelo tipo 2 con nivel estático máximo de la napa de agua a cota de sello de fundación o sobre ella.
Suelo tipo 6	Suelo tipo 3 o 4 con nivel estático máximo de la napa de agua a cota de sello de la fundación o sobre ella.
Suelo tipo 7	Arenas arcillosas o limosas, limos o arcillas de consistencia media a blanda, nivel estático máximo de la napa de agua a cota de sello de la fundación o sobre ella.

Igualmente y según esta misma ETG y según la tabla que a continuación se muestra, se pueden obtener para este tipo de suelos valores de referencia para algunos parámetros relevantes en el diseño de fundaciones.

Tipo de Suelo	Forma de Trabajo	Cohe-sión	Angulo de Fricción	Angulo del Cono de Arranca-miento	Peso Unitario del Suelo al Arrancamiento	Peso Unitario del Suelo al Aplastamiento	Peso Unitario del Hormigón al Arrancamiento	Peso Unitario del Hormigón al Aplastamiento	Presión Admisible Neta Vertical	Presión Admisible Neta Horizontal
		(t/m^2)	(°)	(°)	(t/m^2)	(t/m^2)	(t/m^2)	(t/m^2)	(t/m^2)	(t/m^2)
1	Anclaje	-	-	30	2.0	2.3	2.3	2.4	200	150
2	C y F	6.0	35	40	2.0	2.0	2.3	2.4	60	50
3	F	0.0	35	30	2.0	2.0	2.3	2.4	40	30
4	F	0.0	30	30	1.6	2.0	2.3	2.4	20	15
	C	7.0	0	30	1.6	2.0	2.3	2.4	20	15
5	F	0.0	35	40	1.0	2.0	1.3	2.4	30	25
	C	4.0	30	40	1.0	2.0	1.3	2.4	30	25
6	F	0.0	30	30	1.0	2.0	1.3	2.4	15	-
	C	5.0	0	30	1.0	2.0	1.3	2.4	15	-
7	C	2.5	0	20	1.0	1.6	1.3	2.4	5	-

A continuación se muestra una tabla resumen con la determinación del Ángulo del Cono de Arrancamiento para la unidad implicada en este estudio, según la

clasificación establecida a partir del tipo de suelo, en base a la especificación técnica Transelec ETG-A.0.10 mod.1, apartado 2.

Unidad geotécnica	Tipo de suelo	Ángulo del Cono de Arrancamiento (°)
2	Tipo 2	40

Tabla 20. Valores de tipo de suelo y ángulo de cono de arrancamiento para la unidad 2.

9. Parámetros Geotécnicos de Cálculo

A continuación se presentan los parámetros geotécnicos recomendados para las unidades descritas. Dichos parámetros se han determinado bien experimentalmente (en laboratorio y terreno), o bien a través de correlaciones ampliamente reconocidas por la comunidad científica (Geotecnia y Cimientos, vol. III Jiménez Salas, 1980).

Como norma general, a efectos de cálculo adoptamos una posición conservadora, tomando para ello los valores medios de los parámetros calculados, siempre que se disponga de un número de valores suficiente para establecer una media representativa. En el caso de disponer de poca información o que ésta presente valores variables, optamos por escoger los parámetros más desfavorables.

A continuación se especifica el origen de cada uno de los valores asignados a cada parámetro:

Densidad apartente: para la unidad 1 se ha utilizado el obtenido del ensayo de cono de arena (ver tabla 7 y anexo 3 Ensayos de densidad in situ mediante cono de arena). Para la unidad 2 se trata de un valor experimental. Para la unidad 3 el valor de densidad se ha referenciado al informe de sísmica de refracción (anexo 8.

Ángulo de rozamiento interno y cohesión: como ya se indicó en el apartado 7.1.8 para la unidad 2 se asignan parámetros considerando varias fuentes

bibliográficas tales como el "*cuadro 1.12 contenido en Jiménez Salas, 1980*". El mismo caso se aplica a la unidad 3.

Coeficiente de Poisson: Este parámetro se obtiene del informe de sísmica de refracción que se incluye en el anexo 8.

Módulo de deformación: Este parámetro se obtiene a partir de los resultados contenidos en el informe de sísmica de refracción, y cotejados con correlaciones con los valores SPT calculados en los sondajes (Nspt=50) y propuestas por distintos autores.

En la tabla que se muestra a continuación, obtenida del Código Técnico de Edificación de España, se recogen los valores de E para distintos tipos de suelos.

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT}, resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

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

En la siguiente tabla se recogen los parámetros geotécnicos de las unidades estudiadas que se considerarán a efectos de cálculos.

Unidad geotécnica	Descripción	Potencia de la unidad (m)	Densidad aparente (Kg/cm3)	Ángulo de rozamiento φ (°)	Cohesión C (T/m2)	Coef. Poisson	Módulo de deformación E (MPa)
1	Cobertera superficial	0.2	1.35	-	-	-	-
3	Nivel granular denso	13	1.80	35	1.0	0.27	60
3	Sustrato rocoso	>10	2.0	33	0.40	0.29	500

Tabla 21. Parámetros geotécnicos recomendados para los cálculos.

10. Recomendaciones Geotécnicas

En función a las características del perfil geotécnico, y atendiendo a las solicitaciones de los distintos elementos a fundar en la SE La Negra (fundaciones para soportes de marcos y equipos, fundaciones de edificaciones, fundaciones de torres para líneas de transmisión…), a continuación se describen las distintas soluciones de fundación contempladas.

10.1 Fundación de estructuras

10.1.1 Profundidad del sello de fundación

Como se ha indicado con anterioridad, se descarta el apoyo en la unidad 1 debido a sus deficientes características geomecánicas. Esto supoe que deberá eliminarse o superarse este nivel, el cual presenta de escasa potencia (~0.30 m.) para garantizar que los apoyos de las fundaciones se realicen en la unidad 2.

Se recomienda la unidad 2 (y llegado el caso la unidad 3) como base de apoyo resistente de las fundaciones que se proyecten realizar. A efectos de cálculo, se plantean las siguientes profundidades de apoyo respecto de la cota de realización de los ensayos para las cimentaciones superficiales de:

Profundidad mínima (Pf) del Sello Fundación (m)	
ZAPATAS Y LOSAS	PILAS
Pf = 1.0-1.5-2.0	Pf = 3.0-4.0

Tabla 22. Profundidad del sello de fundación

Si bien la dureza de la unidad 2 implicaría establecer una profundidad mínima de apoyo menor de la establecida, se recomienda excavar al menos 1 m. para el sello de fundación para contribuir a evitar problemas de colapso por disolución de sales.

Las excavaciones de fundación deberán ser horizontales. Además, antes de proceder al emplantillado, se deberá limpiar el sello extrayendo el material suelto producto de las excavaciones y todo material extraño que se encuentre ubicado en el sello de fundación.

Resultará de especial importancia que la dirección de obra verifique, mediante personal técnico cualificado que se alcanza en todos los puntos la profundidad de apoyo establecida, con el fin de minimizar la posible existencia de asientos diferenciales. En el caso de no coincidir el modelo planteado en este informe con el material encontrado deberá ponerse inmediatamente en conocimiento de los autores del mismo.

Todas las profundidades dadas en el presente informe, se refieren a la rasante actual del terreno, en la fecha de ejecución de los trabajos de campo.

10.1.2 Tipo de Fundación Recomendado

En base a todo lo expuesto hasta ahora, a raíz de los resultados obtenidos mediante los ensayos realizados y las solicitaciones de las estructuras que se prevén realizar, se establecen las distintas opciones de fundación:

- Fundación profunda mediante ANCLAJES/MICROPILOTES, como solución para la fundación de elementos cuya carga vertical es muy pequeña en relación a la magnitud del momento actuante, que implica que la resultante de fuerzas tenga una alta excentricidad.
- Fundación mediante ZAPATAS/PILAS O LOSAS de cimentación apoyadas o ligeramente empotradas en la UNIDAD 2, como solución para el resto de los elementos a fundar.

Los criterios generales de cálculo de la capacidad portante del terreno se basan en las recomendaciones de la AASHTO en su sección 10, así como el MANUAL DE CARRETERAS, editado por el Ministerio de Obras Públicas de Chile.

A continuación mostramos las recomendaciones de la AASHTO para fundaciones en suelos, recogidos en la siguiente tabla:

Tabla C10.6.2.3.1-1 – Presiones de contacto admisibles presuntas para zapatas en el Estado Límite de Servicio (Modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy, 1982)

TIPO DE MATERIAL DE APOYO	CONSISTENCIA IN SITU	PRESIÓN DE CONTACTO (MPa)	
		Rango normal	Valor de uso recomendado
Roca cristalina ígnea y metamórfica maciza: grafito, diorita, basalto, gneis, conglomerado bien cementado (la condición "sana" permite fisuras menores)	Roca muy dura sana	5,7 a 9,6	7,7
Roca metamórfica foliada: lutita, esquisto (la condición "sana" permite fisuras menores)	Roca dura sana	2,9 a 3,8	3,4
Roca sedimentaria: lutitas duras cementadas, limonita, arenisca, caliza sin cavidades	Roca dura sana	1,4 a 2,4	1,9
Lecho rocoso meteorizado o fisurado de cualquier tipo, excepto rocas fuertemente arcillosas (lutita)	Roca de dureza media	0,77 a 1,1	0,96
Lutita compactada u otra roca fuertemente arcillosa en condición sana	Roca de dureza media	0,77 a 1,1	0,96
Mezcla bien graduada de suelos granulares finos y gruesos: till glacial, tosca, morena (GW-GC, GC, SC)	Muy densa	0,77 a 1,1	0,96
Grava, mezcla de grava y arena, mezclas de grava y canto rodado (GW, GP, SW, SP)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	0,57 a 0,96 0,38 a 0,67 0,19 a 0,57	0,67 0,48 0,29
Arena gruesa a media y con poca grava (SW, SP)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	0,38 a 0,57 0,19 a 0,38 0,096 a 0,29	0,38 0,29 0,14
Arena fina a media, arena media a gruesa limosa o arcillosa (SW, SM, SC)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	0,29 a 0,48 0,19 a 0,38 0,096 a 0,19	0,29 0,24 0,22
Arena fina, arena media a fina limosa o arcillosa (SP, SM, SC)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	0,29 a 0,48 0,19 a 0,38 0,096 a 0,19	0,29 0,24 0,22
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa (CL, CH)	Muy rígida a dura Medianamente rígida a rígida Blanda	0,29 a 0,57 0,096 a 0,29 0,048 a 0,096	0,38 0,19 0,048
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo-arcilla-arena fina estratificados (ML, MH)	Muy rígida a dura Medianamente rígida a rígida Blanda	0,19 a 0,38 0,096 a 0,029 0,048 a 0,096	0,29 0,14 0,048

10.1.3 Fundación directa mediante ZAPATAS, PILAS O LOSAS

En base a todo lo expuesto hasta ahora, a raíz de los resultados obtenidos mediante los ensayos realizados y las solicitaciones de las estructuras que se preveen realizar, se plantean como fundaciones recomendables para los distintos elementos:

FUNDACIÓN DIRECTA mediante ZAPATAS, PILAS O LOSAS CONTINUA apoyadas o empotradas en la Unidad 2.

Bajo la losa de fundación se puede disponer una subbase granular de unos 20-30 cm de espesor compactada con el fin de homogeneizar el apoyo bajo la fundación. En caso de aparición puntual de algún bolón a macrobolón a nivel de sello de excavación, éste deberá ser retirado, para luego rellenar la sobreexcavación con material arenoso limpio compactado u hormigón pobre calidad H5.

A continuación se describen los métodos analíticos utilizados para el cálculo de la presión admisible frente a hundimientos y asientos para zapatas, pilas y losas.

Presión Admisible por Hundimiento

Siguiendo las recomendaciones de la AASHTO para fundaciones en suelos, la presión admisible a efectos de hundimiento se determinará mediante el trinomio de Terzaghi-Peck modificado en 1968 por Brinch-Hansen mediante la inclusión de los factores de forma (S):

$$Q_{ADM}(h) = \frac{1}{F} \times \left[(C \times N_C \times S_C) + (D_{SUP} \times D_f \times N_q \times S_q) + (0{,}5 \times D_{INF} \times B \times N_\gamma \times S_\gamma) \right]$$

$$S_c = 1 + \left(0{,}2 \times \frac{B}{L} \right)$$

$$S_q = 1 \times \left(\tan\phi \times \frac{B}{L} \right)$$

$$S_\gamma = \frac{1 + \left(0{,}2 \times \left(\frac{B}{L} \right) \right)}{1 + \left(\frac{B}{L} \right)}$$

Considerando los parámetros de cálculo de la unidad 2:

C (cohesión; Kp/cm^2) = 0.1

ϕ (ángulo de rozamiento interno; grados) = 35

D_{SUP} (densidad aparente del terreno sobre nivel de fundación; T/m^3) = 1.35

D_{INF} (densidad aparente del terreno bajo nivel de fundación; T/m^3) = 1.80

Df (empotramiento efectivo; m) = 1.0 a 4.0

F (coeficiente de seguridad) = 3

B (ancho en m) para zapatas/pozos = de 1 a 2

B (ancho en m) para losas = de 5 a 15

L (largo en m) para zapatas/pozos= de 1 a 3

L (largo en m) para losas= de 10 a 25

Se pueden obtener las siguientes presiones admisibles frente a hundimiento para zapatas de acuerdo con el polinomio de Brinch-Hansen:

PRESION ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO (Kp/cm2)

Ancho "B"(m)	Largo "L" (m)			
	1	1,5	2	3
1	6,1	5,5	5,2	4,9
1,5		6,5	6,1	5,7
2			6,9	6,4

PRESION ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO (Kp/cm2)

Ancho "B"(m)	Largo "L" (m)			
	1	1,5	2	3
1	7,3	6,6	6,2	5,8
1,5		7,8	7,2	6,7
2			8,2	7,5

PRESION ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO (Kp/cm2)

Ancho "B"(m)	Largo "L" (m)			
	1	1,5	2	3
1	8,6	7,7	7,2	6,8
1,5		9,0	8,4	7,7
2			9,5	8,6

Presión admisible por hundimiento para zapatas para una profundidad de 1.0 m. 1.5 m. y 2.0 m. respectivamente.

PRESION ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO (Kp/cm2)				
Ancho "B"(m)	Largo "L" (m)			
	1	1,5	2	3
1	11,2	9,9	9,2	8,6
1,5		11,6	10,6	9,7
2			12,0	10,8

PRESION ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO (Kp/cm2)				
Ancho "B"(m)	Largo "L" (m)			
	1	1,5	2	3
1	13,7	12,0	11,2	10,5
1,5		14,1	12,9	11,8
2			14,6	13,0

Presión admisible por hundimiento para pilas para una profundidad de 3.0 m. y 4.0 m. respectivamente.

PRESION ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO (Kp/cm2)				
Ancho "B"(m)	Largo "L" (m)			
	10	15	20	25
5	9,4	9,5	9,6	9,7
10	13,8	14,3	14,7	15,0
15		18,1	18,8	19,4

PRESION ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO (Kp/cm2)				
Ancho "B"(m)	Largo "L" (m)			
	10	15	20	25
5	10,4	10,4	10,5	10,5
10	15,1	15,3	15,7	16,0
15		19,4	20,0	20,5

PRESION ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO (Kp/cm2)				
Ancho "B"(m)	Largo "L" (m)			
	10	15	20	25
5	11,4	11,3	11,4	11,4
10	16,3	16,4	16,7	16,9
15		20,7	21,1	21,6

Presión admisible por hundimiento para losas para una profundidad de 1.0 m. 1.5 m. y 2.0 m. respectivamente

Presión Admisible por limitación de asientos

Con el fin de evitar posibles patologías en las edificaciones a construir se contempla, en general, una limitación de la carga admisible a transmitir al terreno en función de los asientos esperados para evitar distorsiones angulares (β) superiores a β= 1/500. Como norma general, se aceptan asientos

diferenciales de 1,5 a 2,5 cm para luces medias de pórticos entre 5 y 7 m dependiendo del tipo de terreno y del tipo de fundación superficial. Todas estas consideraciones se establecen para apoyos situados a la misma cota. En caso de existir diferencia de cota entre apoyos habría que tener en cuenta a la hora de establecer el asiento máximo admisible, su incidencia en la distorsión angular con el fin de no superar β= 1/500.

En el presente Informe Geotécnico se ha utilizado la expresión propuesta por Steinbrenner basada en el método elástico que de muestra a continuación:

$$s_z = \frac{pb}{2E}\left[A\phi_1(a,b,z) - B\phi_2(a,b,z)\right]$$

Donde:

p: Carga

a y b: dimensiones de la cimentación

E: Modulo de Young o de elasticidad

A = $1-n^2$

B = $1-n-2n^2$

n: Coeficiente de Poisson

z: Profundidad.

F_1 y F_2: Funciones de a, b y z

10.1.4 Tensiones de contacto admisibles

A continuación se muestra una tabla donde se recogen los valores de carga admisible para hundimiento y para asientos, calculados para zapatas, pilas y losas de cimentación para las dimensiones de fundación establecidas para el cálculo de hundimiento.

El factor de seguridad aplicado es Fs=3, y la carga admisible por asientos se ha limitado a 1 pulgada para el caso de losa, y a ½ pulgada para zapatas y pilas.

A raíz de los resultados obtenidos no se recomienda superar la carga inferior obtenida entre las calculadas por hundimiento y asientos para las dimensiones de fundación previstas.

Tipo de Cimentación	Profundidad Apoyo (Pf) (m)	Carga por limitación por hundimiento (Kp/cm²)	Carga por limitación por asientos (Kp/cm²)	Carga admisible Estática final (Kp/cm²)	Carga admisible Dinámica final (Kp/cm²)
Zapatas	1,0	6,9	5,5	5,5	8,25
	1,5	8,2	5,5	5,5	8,25
	2.0	9,5	5,5	5,5	8,25
Pilas	3,0	12,0	5,8	5,8	8,7
	4,0	14,6	6,0	6,0	9,0
Losas	1,0	19,4	3,0	3,0	4,5
	1,5	20,5	3,0	3,0	4,5
	2,0	21,6	3,2	3,2	4,8

Tabla 23. Resumen del cálculo de la carga admisible estática y dinámica.

10.1.5 Fundación profunda mediante MICROPILOTES

Para la fundación de los elementos de mayor excentricidad, se puede optar por fundaciones profundas, como pueden ser los micropilotes, quedando a criterio de la dirección técnica la elección de otro tipo de fundación si la consideran más apropiada (como perfiles de hinca, micropilotes helicoidales, pilotes de hinca…).

Seguidamente se ofrecen los parámetros resistentes para la fundación mediante micropilotes.

La fórmula indicada para el cálculo de los micropilotes a compresión es análoga a la usada en el cálculo de pilotes:

$$Qu = Qf + Qp = Af * FSu + Ap * qult$$

Donde:

Qu= Carga límite en la cabeza del micropilote

Qp= Carga máxima por punta del micropilote

Qf = Carga máxima por fuste del micropilote

Af = Área lateral del micropilote

Ap= Área de la punta del micropilote

FSu= Resistencia unitaria por fuste

qult = Resistencia unitaria por la punta

Para proceder a dar las recomendaciones de dimensionamiento de estos micropilotes es necesario realizar el cálculo de las resistencias por punta y fuste de las unidades implicadas (en este caso, la unidad 2). Se propone el criterio establecido por Bustamante (1986), y su corrección (2003), por el cual:

$$\boxed{Q_L = Q_P + Q_S}$$

Donde:

QL -Carga límite en cabeza del micropilote.

QP -Resistencia por punta límite.

QS -Resistencia limite por fuste.

Del mismo modo, la resistencia límite por fuste vendrá definida como la suma de las resistencias de cada capa.

$$\boxed{Q_S = \sum \Pi D_i L_i q_{si}}$$

Donde:

Dsi Diámetro medio real (Dsi=aDni)

Li Espesor de cada capa

qsi Resistencia unitaria por fuste de cada capa

El diámetro real puede estimarse multiplicando el diámetro nominal de perforación por un coeficiente (a).

En el cálculo de micropilotes algunos autores sugieren considerar la resistencia por punta límite como el 15% de la resistencia por fuste, no obstante, usualmente y adquiriendo una postura conservadora, se opta por despreciar esta resistencia por punta, atendiendo a que el área de la punta es muy pequeña, con lo que su contribución a la resistencia total es muy baja y que cualquier irregularidad en el terreno de apoyo puede derivar en una mala transmisión de la carga por punta y por lo tanto en un sobredimensionado de la carga por micropilote. Además, la nula colaboración de la punta de los micropilotes en la resistencia contribuye a que los asientos que este tipo de fundaciones generen sean mínimos.

Considerando los ábacos de Bustamante, podemos establecer una resistencia unitaria por fuste para la unidad 2 de 18,8 a 20,8 t/m^2 según el sistema de inyección que se utilice. Estos valores están sin minorar. Puede aplicarse el factor de seguridad propuesto por Bustamante que es F=2 en todos los casos.

Parámetros	Unidad 2	
	Inyección Global unificada IGU	Inyección Repetitiva y selectiva IRS
Resistencia por fuste (t/m²)	20,8	18,8

Tabla 24. Valores de resistincia por fuste para micropilotes

CALCULO MICROPILOTES						
Cargas admisibles (Tn)						
Longitud del pilote (m)	DIÁMETRO DEL PILOTE (mm)					
	150		200		250	
	IGU	IRS	IGU	IRS	IGU	IRS
5	24,5	22,1	32,7	29,5	40,9	36,8
6	29,5	26,5	39,3	35,3	49,1	44,2
7	34,4	30,9	45,8	41,2	57,3	51,5
8	39,3	35,3	52,4	47,1	65,4	58,9
Tope estructural (Tn)	19,6		34,9		54,5	

Las expresiones de cálculo utilizadas en este punto pretenden constituir únicamente una recomendación (sin carácter de obligado cumplimiento) para el proyectista que finalmente dimensione el micropilotaje a ejecutar, y por tanto, no son excluyentes para el uso de otras expresiones igualmente válidas y reconocidas por la bibliografía/ normativa especializada.

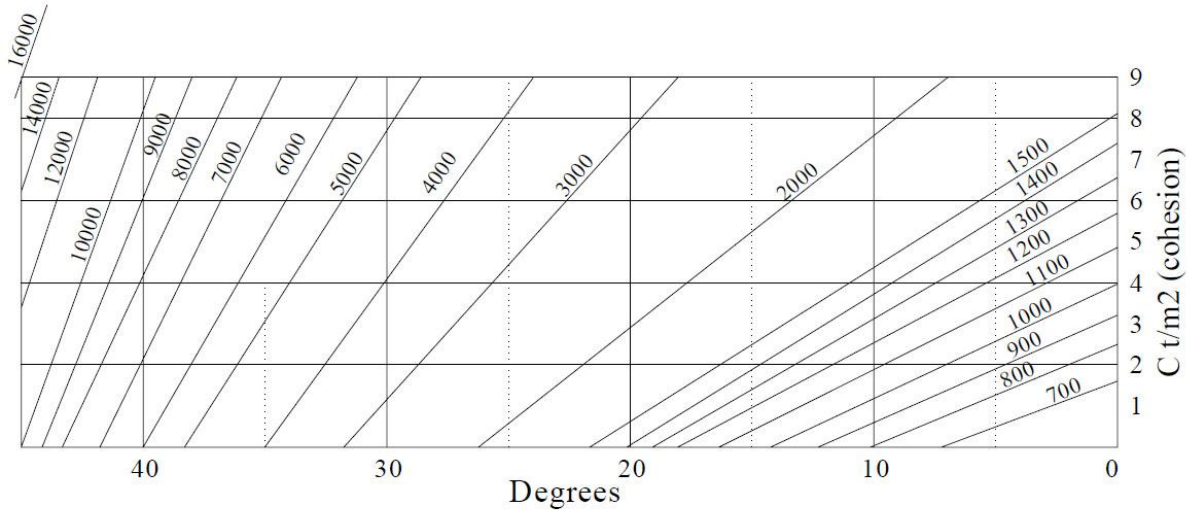
10.2 Coeficiente de Balasto

Se propone un intervalo de valores de coeficiente de balasto estimado (K30) para la Unidad 2 formada por gravas, arenas y limos de compacidad densa a muy densa, y según Jiménez Salas et al. (tomo III) y Monnet 1994, de:

Coeficientes de Balasto vertical y horizontal (T/m3)	
	Unidad 2
Kv (Jiménez Salas)	20000
Kh (Monnet, 1994) (*)	4500

Tabla 25. Valores de coeficiente de balasto vertical y horizontal

(*) Coeficiente balasto horizontal (Monnet, 1994). La aproximación al coeficiente de balasto horizontal se realiza a partir de los parámetros resistentes de cada unidad, como se muestra en la siguiente figura.



Para solicitaciones sísmicas multiplicar por 3 el valor de la constante de Balasto.

Para estimar la constante de balasto al giro se debe multiplicar este valor por 2,5.

Para zapatas o losas cuadradas de ancho real (B), se utiliza la extrapolación de los valores K30 propuesta por Terzagui (1955) mediante la siguiente expresión:

Para losas cuadradas

· Terrenos cohesivos: $k = \frac{k_{30} \cdot 0.3}{B}$

· Terrenos granulares: $k = k_{30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$

Para losas rectangulares

$$k' = \frac{2}{3} \cdot ks \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

10.3 Leyes de empujes pendientes del águlo de fricción

Se desarrolla en este punto la estimación de los empujes horizontales del terreno sobre las estructuras. La presión del terreno sobre la estructura está fuertemente

condicionada por la deformabilidad de la estructura (muro), de modo que se distinguen los siguientes tipos de empujes:

- **Empuje al reposo:** hablamos de este empuje cuando la deformabilidad de la estructura es prácticamente nula.
- **Empuje activo:** este empuje se desarrolla cuando la estructura se desplaza (deforma), permitiendo la expansión lateral del suelo y se produce un fallo por corte del suelo y la cuña de rotura avanza hacia la estructura y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor de empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje.
- **Empuje pasivo:** si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al terreno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo.

El empuje pasivo es el mayor valor que puede alcanzar el terreno. El empuje al reposo es por tanto de valor intermedio entre el empuje activo y el empuje pasivo.

A continuación se ofrece en la siguiente tabla los parámetros necesarios para el diseño de la fundación y muros. Los cálculos se basan en la hipótesis de Coulomb. La formulación se ha tomado de Geotecnia y Cimientos II, (cap. 10).

$$K_A = \left[\frac{\cos ec\,\beta \cdot sen(\beta - \phi')}{\sqrt{sen(\beta+\delta)} + \sqrt{\frac{sen(\delta+\phi')\cdot sen(\phi'-i)}{sen(\beta-i)}}} \right]^2$$

$$K_P = \left[\frac{\cos ec\,\beta \cdot sen(\beta + \phi')}{\sqrt{sen(\beta-\delta)} + \sqrt{\frac{sen(\delta+\phi')\cdot sen(\phi'+i)}{sen(\beta-i)}}} \right]^2$$

$$K_O = (1 - sen\phi') \cdot (R_{OC})^{1/2}$$

K_A: Coeficiente de empuje activo
K_P: Coeficiente de empuje pasivo
K_O: Coeficiente de empuje en reposo
Φ': Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno
δ: Ángulo de rozamiento muro-terreno
β: Ángulo del muro con la horizontal
i: Ángulo del terreno con la horizontal
R_{OC}: Razón de sobreconsolidación (cociente entre presión efectiva de sobreconsolidación y presión actual)

Los parámetros se calculan para la unidad 2 que se considera la unidad implicada en los cálculos geotécnicos. También son aplicables a materiales de rellenos compactados según punto 10.6

Parámetros	Unidad 2
K_0	0,43
Ka	0,24
Kp	5,68

Tabla 26. Coeficientes de empuje

10.3.1 Empujes horizontales debido al sismo

La componente sísmica del empuje se puede evaluar usando la siguiente expresión, de acuerdo a la Norma NCh 433 Of96:

$$\sigma_3 = 0.3 * C_R * \gamma * h_m * A_0 / g$$

donde:

σ_3 : presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura H del muro;
h_m: altura del muro en contacto con el suelo;
γ : peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro
A_0: aceleración efectiva máxima del suelo.
C_R: coeficiente igual a 0,45 para suelos duros, densos o compactados; igual a 0,70 para suelos sueltos o blandos; e igual a 0,58 para rellenos sueltos depositados entre el muro y el talud de una excavación practicada en suelo denso o compactado.

De este modo obtenemos unos empujes uniformes sobre el muro debidos al sismo.

La solicitación de empujes horizontales por sismo indicada es de consideración para suelos con superficie horizontal, actuando sobre muros perimetrales verticales arriostrados por losas de piso.

Esta solicitación por sismo se debe agregar a los empujes activos estáticos definidos en el apartado anterior.

10.4 Condiciones de Excavabilidad

A continuación se detalla la excavabilidad esperada mediante medios mecánicos convencionales en los materiales definidos en el presente estudio:

Unidad 1. Presenta alta excavabilidad.

Unidad 2. Presenta una excavabilidad baja a no excavable ya que esta unidad está formada por un nivel granular muy compacto con intercalaciones de niveles semicementado y cementados. Para alcanzar profundidades de excavación superiores a 1.0 m., será necesario recurrir a maquinaria más potente que lo medios convencionales (martillo percutor…).

Unidad 3. Esta unidad como hemos indicado no ha sido detectada de forma directa, pero según la información obtenida de los ensayos sísmicos, se trata de un sustrato rocoso poco alterado por lo que no presentará condición de excavabilidad mediante medios convencionales. Esta unidad se prevé que aflore aproximandamente entre 9 y 13 m. de profundidad respecto de la cota de rasante actual del área de estudio.

10.5 Estabilidad de los taludes de excavación

La alta compacidad de los materiales que componen la unidad 2 hace que presente una buena estabilidad de sus paredes durante la ejecución de las calicatas, al menos hasta la profundidad alcanzada. A continuación se proponen una serie de medidas encaminadas a garantizar la seguridad de la obra durante las posibles excavaciones y generación de taludes que se realicen.

10.5.1 Recomendaciones para taludes de excavación de plataformas y zanjas

Teniendo en cuenta las propiedades y características geotécnicas del perfil de estudio, se establecen las siguientes recomendaciones para la realización de excavaciones:

- Eliminar el nivel definido como unidad 1 (espesor medio de 30 cm) en un metro de anchura desde la coronación del talud.
- En función de la estabilidad que presentan las paredes excavadas en esta unidad, se recomieda ejecutar el talud en la unidad 2 con una pendiente 2H:3V, para taludes de hasta 3-4 m. de altura. Para casos de taludes de mayor altura, se ha realizado un estudio específico que se muestra a continuación.

10.5.2 Estudio de Estabilidad de Talud

Según información suministrada por el Mandante, se está estudiando la posibilidad de realizar importantes desmontes en ciertas zonas del área de estudio con el fin de generar una plataforma subhorizontal. En el momento de la realización del presente informe, no se disponía de información definitiva sobre las dimensiones de estos desmontes, por lo que la altura a la que se ha modelizado ha sido en función de la información preliminar indicada por el Mandante y teniendo en cuenta la profundidad de la columna litológica estudiada.

En este sentido, se ha modelizado dos situaciones de talud: con altura de 8 m. y de 10 m.

La inclinación del talud ha sido de 1H:1HV y 3H:2V, según los diseños facilitados por el Mandante.

La unidad implicada en el talud es la unidad 2. No se ha considerado la unidad 1 debido a su escaso espesor, ni la unidad 3 debido a que no se tiene información directa de su localización bajo la unidad 2.

Por tanto, los parámetros de suelo utilizados corresponde a los asignados a la Unidad 2 (ver tabla 21).

El cálculo de estabilidad se ha realizado mediante el programa GEOSLOPE, basado en métodos de equilibrio límite, y el análisis se ha basado en el método de Morgenstern-Price.

El factor de seguridad representa de manera sintética y concretando en un solo valor, el margen de confianza que se posee con el diseño efectuado. Se utilizará un factor de seguridad mínimo de FS=1.50

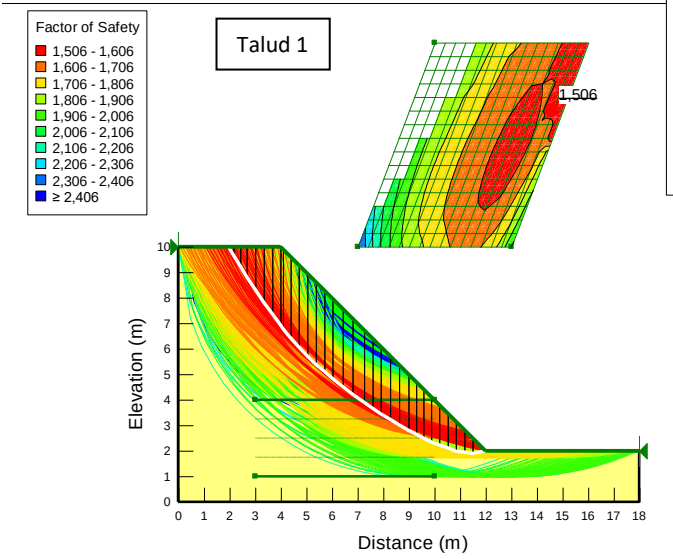
A continuación se muestra una tabla donde se resumen los resultados de las modelizaciones realizadas para los distintos taludes.

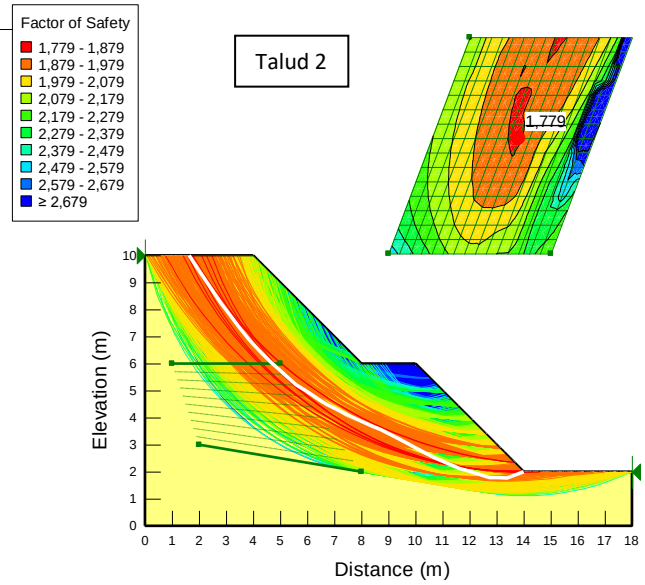
Proyecto SE La Negra					
Modelo Talud	**Inclinación**	**Altura (m)**	**Nº Bermas**	**F.S.**	**Condición**
1	1H:1V	8	0	1,506	Estable
2	1H:1V	8	1	1,779	Estable
3	1H:1V	10	2	1,775	Estable
4	3H:2V	8	0	2,001	Estable
5	3H:2V	10	0	1,854	Estable

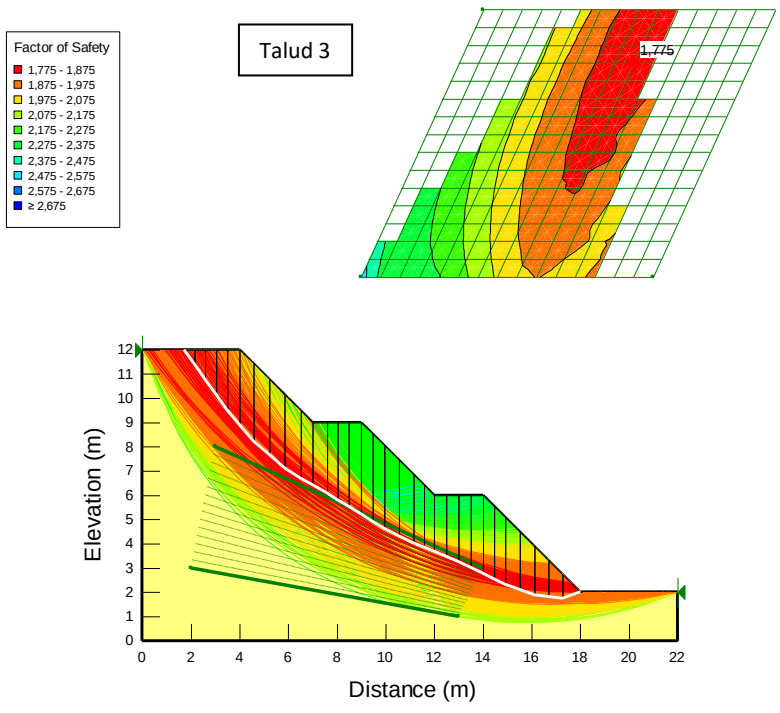
Tabla 27. Modelos de taludes calculados

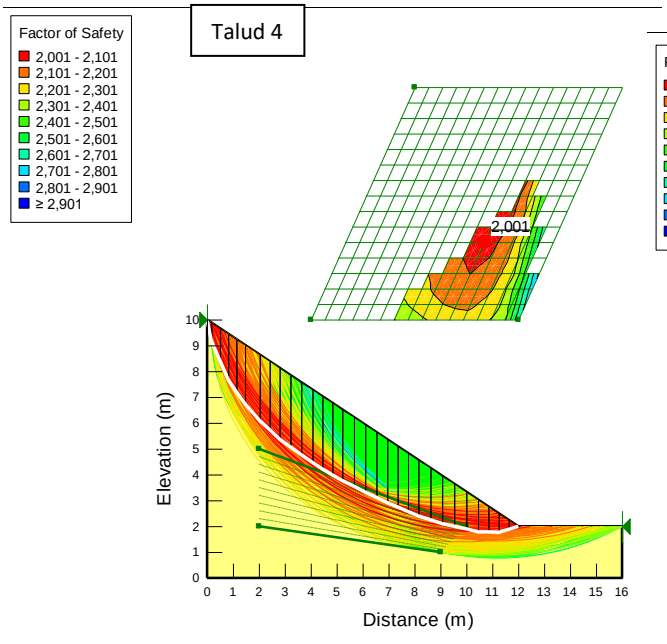
Las bermas incluidas en la geometría de los taludes no sólo contribuyen a la estabilidad de éstos, sino que también son elementos de contención para los derrames de bolos y chineo que puedan producirse en las zonas altas del talud. Por esta razón, se recomienda la realización de bermas para los taludes 1H:1V de hasta 8 m. de altura, y se hacen totalmente necesarias para garantizar la condición de estable en taludes 1H:1V de 10 m. de altura.

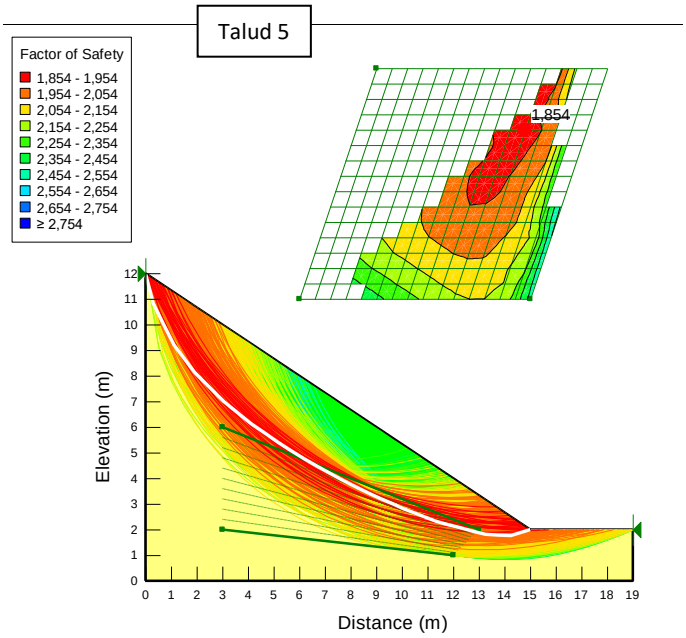
A continuación se muestran los modelos realizados para cada caso.


Factor of Safety
1,506 - 1,606
1,606 - 1,706
1,706 - 1,806
1,806 - 1,906
1,906 - 2,006
2,006 - 2,106
2,106 - 2,206
2,206 - 2,306
2,306 - 2,406
≥ 2,406
Talud 1
1,506
Elevation (m)
Distance (m)


Factor of Safety
1,779 - 1,879
1,879 - 1,979
1,979 - 2,079
2,079 - 2,179
2,179 - 2,279
2,279 - 2,379
2,379 - 2,479
2,479 - 2,579
2,579 - 2,679
≥ 2,679
Talud 2
1,779
Elevation (m)
Distance (m)


Factor of Safety
1,775 - 1,875
1,875 - 1,975
1,975 - 2,075
2,075 - 2,175
2,175 - 2,275
2,275 - 2,375
2,375 - 2,475
2,475 - 2,575
2,575 - 2,675
≥ 2,675
Talud 3
1,775
Elevation (m)
Distance (m)





10.5.3 Recomendaciones para taludes de excavaciones de fundaciones

Los taludes anteriormente señalados no aplican a excavaciones para fundaciones.

Las excavaciones para zapatas de fundación en las que se utilice una excavadora, al tratarse de una excavación que permanecerá abierta un corto periodo de tiempo, se aconseja que durante el tiempo de ejecución de la excavación se acote la zona de trabajo un perímetro de seguridad equivalente al menos a 2 veces la profundidad de la excavación, quedando limitado el acceso al interior del perímetro a la maquinaria que realice la excavación.

En el caso de recurrir a pilas preexcavadas, éstas se ejecutan con un equipo de perforación que permite perforar un pozo vertical de diámetro previamente definido, de forma que a priori, no debería presentar riesgos de deslizamientos que puedan afectar a la construcción.

10.5.4 Recomendaciones para taludes de rellenos estructurados

En el supuesto que el proyecto contemple la ejecución de rellenos estructurados (terraplenes) sin contención lateral, se recomienda que los taludes

de inclinación a adoptar para los derrames de los rellenos sea 3H:2V, para alturas máximas de 3 m, lo que ofrece suficientes garantías frente al deslizamiento. En caso de alturas superiores (hasta 5-6 m.) se podrá mantener la misma inclinación, si bien se deberá realiza la consiguiente modelización para su confirmación una vez se conozcan las alturas máximas esperadas para los terraplenes.

10.6 Especificaciones técnicas para materiales de relleno

Según información facilitada por el Mandante, el área de estudio presenta una cierta pendiente e irregularidades topográficas que será necesario subsanar hasta generar una plataforma próxima a la horizontalidad. Para ello, se prevé el desmonte de las zonas topográficamente más elevadas, y la elevación de las zonas topográficamente deprimidas mediante rellenos estructurales.

A continuación mostramos las características que deben cumplir los materiales que se utilicen como rellenos estructurales.

En la ejecución de los rellenos debe emplearse un material granular grueso limpio, del tipo "estabilizado" (libre de terrones de arcilla, de materia orgánica, escombros o cualquier tipo de otra sustancia), cuya curva granulometríca esté dentro del siguiente rango:

Criba o malla ASTM	% en peso que pasa
2"	100
1"	55-100
3/8"	40-70
N° 4	35-65
N° 10	20-50
N° 40	10-30
N° 200	0-15

Tabla 28. Granulometría de material para relleno.

También es posible emplear material integral de río o estero limitando el tamaño máximo a 4" y que el contenido de finos bajo la malla n°200 sea inferior a 10%.

El material seleccionado deberá ser aprobado previamente por la inspección técnica y deberá ser respaldado con los ensayos pertinentes, emitidos por un laboratorio reconocido.

Los ensayos mínimos a realizar deberán ser los siguientes:

- Granulometría, la cual deberá cumplir las indicaciones recogidas en la tabla 28 y el texto que la acompaña.
- Límites de consistencia. Se permite un I.P. máximo de 6, según tabla 5.206.2A del M.C.
- Clasificación de suelos, la correspondiente según granulometría y límites permitidos.
- Densidad de las partículas sólidas. No hay especificaciones.
- Humedad natural y Próctor modificado o densidad relativa. Las indicaciones para estos ensayos se especifican a continuación.

El material deberá compactarse con la humedad óptima hasta obtener una densidad seca no inferior al 95 % de la densidad máxima compactada seca (D.M.C.S), dado por el ensaye próctor modificado.

En caso de que el material que pasa la malla N° 200 sea mayor al 12%, deberá humedecerse homogéneamente hasta lograr el valor óptimo del ensayo Próctor Modificado con una variación máxima de ±2% y luego compactarlo hasta alcanzar una densidad no inferior al 95% de la D.M.C.S. del ensayo de Próctor Modificado.

En caso de que el material que pasa la malla N° 200 sea menor al 12%, el material tendrá que ser compactado hasta lograr una Densidad Relativa no inferior al 80%.

El espesor de las capas será establecido de forma tal que pueda lograrse la densidad especificada en todo su espesor con el equipo de compactación que se utilizará, en todo caso éste no podrá ser superior a 25 cm. Se podrán aceptar espesores mayores si el Contratista demuestra que con los equipos de que

dispone pueden garantizar que se alcanza la densidad de compactación especificada en todo el espesor de la capa.

El avance deberá ser uniforme, de modo tal que no se produzcan desniveles superiores a 0.50 m. entre sectores contiguos.

Cada capa deberá ser aprobada por la Dirección Técnica y no podrá ser recubierta antes de que se dé por aceptada la densidad.

Los controles de densidades deberán ser efectuados por un laboratorio especializado y reconocido que cuente con la aprobación previa de la Dirección Técnica.

10.6.1 Criterios de aprovechamiento

Unidad 1.

Los materiales de la unidad 1 (Cobertera superficial) dada su escasa consolidación muestran una elevada deformabilidad, baja capacidad portante y cierta susceptibilidad al colapso. Esta capa siempre debe ser eliminada antes de la construcción de la plataforma.

Unidad 2.

Los materiales que forman la unidad 2, podrán emplearse como material para relleno estructural, aunque deberán realizarse las correcciones por granulometría pertinentes antes de su empleo.

Por otra parte, debido a la presencia de sales totales en esta unidad, consideramos necesario recomendar algún sistema de impermeabilización que impida la eventual entrada de agua en el mismo para evitar posibles fenómenos de colapso por disolución de sales. Dicho sistema de impermeabilización queda a criterio de la dirección técnica.

10.7 Otras recomendaciones

10.7.1 Agresividad

Los ensayos realizados sobre las muestras de los materiales de la zona evidencian unos contenidos medios en sulfatos en torno a 1.85 %. En la siguiente tabla de la NCh170, se indica que para estos valores, la exposición al sulfato es severa.

Tabla 28 - Requisitos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos

Exposición al sulfato	Sulfato soluble en agua (SO_4) en el suelo, porcentaje por peso	Sulfato (SO_4) en agua mg/l	Hormigón con áridos de peso normal
			Razón máxima de agua-cemento, por peso*)
Despreciable	0,00 - 0,10	0 - 150	-
Moderada †	0,10 - 0,20	150 - 1 500	0,50
Severa	0,20 - 2,00	1 500 - 10 000	0,45
Muy severa	Más de 2,00	Más de 10 000	0,40

10.7.2 Recubrimiento de armadura en las fundaciones

La norma "*NCh430 Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo*" forma la parte principal de la descripción de los criterios de diseño y cálculo pero debe ser usada en conjunto con el Código ACI 318-14.

En primer lugar en la NCh430 se recomienda un recubrimiento libre mínimo de hormigón de 70 mm según se muestra en la siguiente tabla, para hormigones colocados contra el suelo, expuestos a él y en condiciones severas.

		Recubrimiento libre mínimo mm	
		Condiciones normales	Condiciones severas
a)	Hormigón colocado contra el suelo y permanentemente expuesto a él	50	70
b)	Hormigón expuesto al suelo o al aire libre:		
	Barras ø18 a ø56	40	50
	Barras ø16 y diámetros menores	30	40
c)	Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:		
	Losas, muros, nervaduras:		
	Barras ø44 y ø56	40	40
	Barras ø16 a ø36	20	20
	Barras ø12 y menores	15	20
	Vigas, columnas:		
	Armadura principal	30	40
	Amarras, estribos, zunchos	20	30
	Cáscaras y placas plegadas:		
	Barras ø18 y mayores	20	20
	Barras ø16, alambres de 16 mm de diámetro y menores	15	15
d)	Elementos de confinamiento en albañilería:		
	Armadura principal ø10 y menores	20	30
	Amarras, estribos, zunchos ø8 y menores	15	20

10.7.3 Cemento a emplear en el hormigón de las fundaciones

En el Código ACI 318-14, de aplicación en Chile y usada solidariamente con la "*NCh430 Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo*" se realizan una serie de recomendaciones para el uso de cementos en función de las categorías y clases de exposición al sulfato.

En la tabla 19.3.1.1 que se muestra a continuación, se recoge una clasificación de los hormigones según la categoría y la severidad de esta teniendo en cuenta una serie de condiciones.

En nuestro caso tenemos 0.2% ≤ SO_4 ≤2.0% por lo que nos encontramos en una

categoría S (sulfatos) y con una clase de exposición S2. Con la clase de exposición obtenida del código ACI 318-14 se hacen unas recomendaciones de cemento a utilizar en la tabla 19.3.2.1.

A continuación se muestran las tablas citadas.

Tabla 19.3.1.1 — Categorías y clases de exposición

Categoría	Clase	Condición	
Congela-miento y deshielo (F)	F0	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	F1	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	F2	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto frecuente con la humedad	
	F3	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto frecuente con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
Sulfato (S)		Sulfatos solubles en agua (SO_4^{2-}) en el suelo, % en masa[1]	Sulfato (SO_4^{2-}) disuelto en agua, ppm[2]
	S0	$SO_4^{2-} < 0.10$	$SO_4^{2-} < 150$
	S1	$0.10 \le SO_4^{2-} < 0.20$	$150 \le SO_4^{2-} < 1500$ o agua marina
	S2	$0.20 \le SO_4^{2-} \le 2.00$	$1500 \le SO_4^{2-} \le 10000$
	S3	$SO_4^{2-} > 2.00$	$SO_4^{2-} > 10000$
En contacto con el agua (W)	W0	Concreto seco en servicio Concreto en contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	W1	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
Protección del refuerzo para la corrosión (C)	C0	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	C1	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	C2	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

[1]El porcentaje en masa de sulfato en el suelo debe determinarse por medio de la norma ASTM C1580.
[2]La concentración de sulfatos disueltos en agua en partes por millón debe determinarse por medio de la norma ASTM D516 ó la norma ASTM D4130.

Tabla 19.3.2.1 — Requisitos para el concreto según la clase de exposición

Clase de Exposición	Relación *a/mc* máx.[1]	f'_c Mínimo MPa	Requisitos mínimos adicionales			Límites en los Materiales cementantes
			Contenido de aire			
F0	N/A	17	N/A			N/A
F1	0.55	24	Tabla 19.3.3.1			N/A
F2	0.45	31	Tabla 19.3.3.1			N/A
F3	0.40[2]	35[2]	Tabla 19.3.3.1			26.4.2.2(b)
			Tipos de material cementante[3]			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150M	ASTM C 595M	ASTM C 1157M	
S0	N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0.50	28	II[4][5]	Tipos IP, IS o IT con designación (MS)	MS	Sin restricción
S2	0.45	31	V[5]	Tipos IP, IS o IT con designación (HS)	HS	No se permite
S3	0.45	31	V más puzolanas o cemento de escoria[6]	Tipos IP, IS o IT con designación (HS) más puzolanas o escoria[6]	HS más puzolanas o escoria[6]	No se permite
W0	N/A	17	Ninguna			
W1	0.50	28	Ninguna			
			Contenido máximo de iones de cloruro (Cl^-) soluble en agua en el concreto, porcentaje por peso de cemento[7]		Requisitos adicionales	
			Concreto no preesforzado	Concreto preesforzado		
C0	N/A	17	1.00	0.06	Ninguno	
C1	N/A	17	0.30	0.06		
C2	0.40	35	0.15	0.06	Recubrimiento de concreto[8]	

[1] Los límites para la máxima relación *a/mc* en la Tabla 19.3.2.1 no aplican a concreto liviano.

[2] Para concreto simple, la máxima *a/mc* debe ser 0.45 y el mínimo f'_c debe ser 31 MPa.

[3] Las combinaciones alternativas de materiales cementantes de la Tabla 19.3.2.1 se permiten cuando se ensayen para resistencia a los sulfatos y en el cumplimiento de 26.4.2.2(c).

[4] Para exposición a agua marina, se permiten otros tipos de cemento pórtland con aluminato tricálcico (C_3A) hasta de 10 por ciento si la relación *a/mc* no excede 0.40.

[5] Se permiten otros tipos disponibles de cemento tales como Tipo I o Tipo III en las Clases Exposición S1 ó S2 si el contenido de C_3A es menos del 8 por ciento en la Clase de Exposición S1 o menos de 5 por ciento en la Clase de Exposición S2.

[6] La cantidad a usar de la fuente específica de puzolanas o cemento de escoria debe ser al menos la cantidad que se haya determinado por medio del registro de servicio para mejorar la resistencia a los sulfatos cuando se utilice en concreto que contenga cemento Tipo V. Alternativamente, la cantidad a usar de la fuente específica de puzolanas o cemento de escoria debe ser al menos la cantidad que se haya determinado por medio del ensayos de la mezcla hechos cumpliendo la norma ASTM C1012M y de acuerdo con el criterio dado en 26.4.2.2(c).

[7] El contenido de ion cloruro soluble en agua que contribuyen los ingredientes incluyendo el agua, agregados, materiales cementantes y aditivos debe determinarse en la mezcla de concreto por medio de la norma ASTM C1218M a una edad entre 28 y 42 días.

[8] El recubrimiento de concreto debe cumplir con 20.6.

En la tabla 19.3.2.1 viene reflejada una resistencia mínima del hormigón de valor 31 MPa.

Por tanto, con todo expuesto anteriormente, el diseño estructural de la fundación deberá de tener las siguientes consideraciones a la hora de la elección del tipo de hormigón:

- Recubrimiento libre de las armaduras mínimo 70 mm.
- Resistencia a compresión mínima del hormigón $f'_{c\,min}$=30 MPa.

Estos parámetros son valores máximos o mínimos por lo que la elección del tipo de hormigón podrá tener un recubrimiento mayor o una resistencia del hormigón mayor. Esta elección se realizará únicamente desde el punto de vista

estructural y de durabilidad.

Como recomendaciones adicionales, se plantean las siguientes:

- Será necesario el empleo de cementos con alta resistencia al sulfato. Dado el ataque muy fuerte reconocido en algunas muestras puede ser conveniente el empleo de cemento puzolánico con alta resistencia al sulfato. También se deberá tener en cuenta la corrosión de las armaduras por cloruros.
- Aunque no se han realizado ensayos para determinar el contenido en cloruros, por el conocimiento de los materiales de la zona y la alta concentración en sales que presentan, asumimos que contienen un alto contenido de cloruros. Partiendo de esta premisa, planteamos que en caso de elegir como opción de fundación de algún elemento de la subestación mediante perfiles metálicos hincados, estos deberán llevar protección galvanizada para evitar el ataque químico del acero.

11. Resumen y conclusiones

El terreno donde se ejecutarán las obras se puede resumir en las siguientes unidades:
El nivel más superficial denominado unidad 1, de escasa entidad (0.30 m.) no reúne las características geotécnicas suficientes como para realizar apoyo de fundaciones sobre ellos, por lo que queda desestimado.
La unidad 2 que se sitúa justo a muro de la unidad 1 es el nivel que definimos como unidad de apoyo de las fundaciones.
La unidad 3 se supone sustrato rocoso. No se ha detectado de forma directa y no ha sido considerada en los cálculos al estimarse a profundidades superiores a 9 m.

El informe facilita al proyectista los parámetros necesarios para el diseño de fundaciones mediante distintas tipologías de fundación: zapatas, pilas y losas

como fundaciones superficiales, y anclajes/micropilotes para fundaciones profundas.

Los ensayos que se han llevado a cabo para la caracterización del suelo indican que:

- La unidad 2 se propone como nivel de apoyo de las fundaciones, la cual hasta la profundidad estudiada, presenta una alta capacidad portante.
- No se ha detectado presencia de napa freática en los ensayos realizados.
- Los materiales no presentan riesgo potencial de hinchamiento.
- Debido a la presencia de sales solubles, los materiales pueden presentar cierto riesgo potencial de colpaso por disolución en caso de entrar en contacto con agua de forma masiva. Por esta razón se ha establecido una profundidad mínima de sello de fundación de 1.0 m. Además, como medidas de cuidado para evitar la entrada de agua en las fundaciones y otras construcciones sensibles, se recomienda disponer de sistemas de evacuación y drenaje superficial para recoger, canalizar y evacuar el agua de lluvia fuera de la zona de influencia de las fundaciones.

  Adicionalmente, se debe minimizar el ingreso de agua al subsuelo (agua proveniente de riego, filtraciones de las redes de agua potable y de alcantarillado, evacuación de sistemas de climatización, etc), evitando la instalación de jardines, sellando las pasadas de todas las tuberías, impermeabilizando los recintos húmedos, canalizando las aguas de condesación de los equipos de climatización al alcantarillado o al sistema de agua lluvia…

- Los materiales presentan un contenido en sulfatos que los clasifica como agresivos.
- La excavabilidad es baja. Las calicatas alcanzaron profundidades máximas de 1.1 m., debido a alta compacidad y cierto grado de cementación de la unidad 2, que impidió continuar la excavación con medios convencionales.

- La estabilidad de las paredes de excavación de la unidad 2 es alta, no existiendo problemas de derrumbe de paredes de las calicatas hasta la profundidad alcanzada.
- Los perfiles sísmicos realizados indican unas velocidades de ondas de compresión entre 910.79 m/s y 2090.14 m/s, y unas velocidades de ondas de corte entre 300.77 m/s y 1301.33 m/s para el perfil N-S, y unas velocidades de ondas de compresión entre 781.58 m/s y 1967.36 m/s, y unas velocidades de ondas de corte entre 418.36 m/s y 1105.73 m/s para el perfil E-W.
- La Vs_{30} promedio obtenida de las mediciones de los perfiles sísmicos realizados es de 881.42 m/s para el perfil N-S, y de 841.86 m/s para el perfil E-W.

Cabe destacar que las tipologías de fundación planteadas, profundidad de apoyo y tensión admisible del terreno se establecen a partir del estado del área de estudio en el momento de realización de los trabajos de campo, declinando toda responsabilidad sobre este estudio en el caso de que se ejecutaran modificaciones (movimientos de tierra, excavaciones no previstas, rellenos, etc.) con posterioridad a la realización de los trabajos de campo.

El modelo geomecánico deducido y las conclusiones planteadas en el presente informe se circunscriben a los puntos ensayados. SONDEAL no puede garantizar la no existencia de anomalías puntuales en las zonas no ensayadas de la parcela que presenten diferencias con el modelo deducido. En este sentido, se recomienda que todo el proceso de cimentación sea supervisado por personal técnico cualificado con el fin de comprobar posibles anomalías puntuales en el modelo geomecánico planteado que en el caso de aparecer deberán ser comunicadas a los autores del presente informe.

EL PRESENTE INFORME CONSTA DE 75 PÁGINAS NUMERADAS Y 9 ANEXOS.



Fdo. Sandra de la Fuente López

Dra. CC. Geológicas

ANEXOS

1. SONDAJES

SONDAJE

S-1

HOJA 1 DE 2

Proyecto:	**Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta**				**Empresa:**	**Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.**	**Ensayo**	**Normativa**
					Sondista:	**Christian Tapia y Gonzalo Cerda**	**Sondeo**	**ASTM D2113-99, XP P94-202**
Cliente:	**HMV INGENIEROS LTDA.**			**Latitud:**	**364394.00 m E**	**Máquina:**	**Sonda 3. Orugas TP-50**	**SPT**	**ASTM D15-86 - 11**
Expte.:	**1797**	**Fecha de inicio:**	**26/08/2021**	**Longitud:**	**7369234.00 m S**	**Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI**		**SHELBY**	**ASTM D1587-00, XP P94-202**
Profund. (m)	**6,0**	**Fecha de terminación:**	**27/08/2021**	**Cota:**	**490,25 m.**	**Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.**		**T.P.**	**ASTM D2113-99, XP P94-202**
Ref. Proyec.		**Nivel Feático (m):**	**No Presenta**	**Fecha NF**	**-**	**Método de avance y limpieza: rotación.**		**M.I.**	**XP P94-202**

sondeal
Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3

Ø BATERÍA WIDIA	Ø BATERÍA DIAMANTE	REVESTIMIENTO	RECUPERACIÓN (%)	PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	ESPESOR CAPA (m)	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	GOLPEO			N_{SPT}	Medidas en Testigo RQD (%)	Medidas en Testigo METEORIZAC. (°)	MUESTRA
						0,3		De 0 a 0,30 m.Cobertera superficial marrón rojiza formada por depósitos no consolidados producto de meteorización eólica.							
				1,00		1,90		De 0,3 a 2,2 m Unidad limo-arenosa semicementada con presencia de gravas subangulares a angulares, pobremente seleccionadas. La unidad está seca, no presenta plasticidad y se evidencia cementación salina entre sus componentes sedimentarios, cuya compacidad aumenta en profundidad de densa a muy densa.	40	50		R			1.50 SPT-1 1.76
101			100	2,00											
				3,00		3,80		De 2,2 a 6,0 m. Gravas subanuglosas con matriz arenolimosa rojiza. La unidad está seca, presenta plasticidad nula y el grado de consolidación de la unidad de roca competente aumenta en profundidad. Compacidad muy densa	50			R			3.00 SPT-2 3.10
				4,00											
				5,00					50			R			4.50 SPT-3 4.62
				6,00				**FIN DE SONDAJE PROFUNDIDAD: 6,0 m.**							
				7,00											
				8,00											
				9,00											
				10,00											

GRANULOM. (% que pasa) % Gravas UNE 20	% Arenas UNE 5	% Finos UNE 0,08	LÍMITES DE ATTERBERG Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticid.	U.S.C.S	AASHTO	HUMEDAD NAT. (%)	DENSIDAD SECA (g/cm3)	DENS. HÚMEDA (g/cm3)	PESO ESPECÍF. (g/cm3)	SALES SOLUBLES (%)	CONT. CLORUROS (%)	CONT. SULFATOS (%)	MATERIA ORGÁNICA (%)	COMP. SIMPLE (MPa)	ÍNDICE DE COLAPSO Ic (%) (a 3 kp/cm²)	PARÁMETROS DE CORTE TIPO	COHESIÓN (kg/cm²)	ÁNGULO ROZAM. INT.(°)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (MPa)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	OTROS

B: Batería sencilla
T: Batería doble.

S.P.T.: Ensayo Penetración Estándar
M.I.: Muestra Inalterada pared gruesa
M.A. Muestra Alterada
T.P.: Testigo parafinado
P.C. Puntaza cónica ciega
P.A. Puntaza cónica abierta
R: Rechazo S.P.T. y M.I.
M.W.: Muestra de agua
U.S.C.S.: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SONDAJE	Proyecto:	Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta					Empresa:	Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.	Ensayo	Normativa
S-1							Sondista:	Christian Tapia y Gonzalo Cerda	Sondeo	ASTM D2113-99, XP P94-202
	Cliente:	HMV INGENIEROS LTDA.			Latitud:	364394.00 m E	Máquina:	Sonda 3. Orugas TP-50	SPT	ASTM D15-86 - 11
HOJA 2 DE 2	Expte.:	1797	Fecha de inicio:	26/08/2021	Longitud:	7369234.00 m S	Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI		SHELBY	ASTM D1587-00, XP P94-202
	Profund. (m)	6,0	Fecha de terminación:	27/08/2021	Cota:	490,25 m.	Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.		T.P.	ASTM D2113-99, XP P94-202
	Ref. Proyec.	0	Nivel Feático (m):	No Presenta	Fecha NF	-	Método de avance y limpieza: rotación.		M.I.	XP P94-202

sondeal

Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3



CAJA 1: DE 0,0 A 3,00 m



CAJA 2: DE 3,00 A 6,00 m

SONDAJE

S-2

HOJA 1 DE 2

Proyecto:	Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta				**Empresa:**	Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.	**Ensayo** / **Normativa**
Cliente:	HMV INGENIEROS LTDA.			**Latitud:** 364257.00 m E	**Sondista:**	Christian Tapia y Gonzalo Cerda	Sondeo: ASTM D2113-99, XP P94-202
Expte.:	1797	**Fecha de inicio:**	30/08/2021	**Longitud:** 7369320.00 m S	**Máquina:**	Sonda 3. Orugas TP-50	SPT: ASTM D15-86 - 11
Profund. (m)	6,0	**Fecha de terminación:**	30/08/2021	**Cota:** 499,25	Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI		SHELBY: ASTM D1587-00, XP P94-202
Ref. Proyec.		**Nivel Feático (m):**	No Presenta	**Fecha NF** -	Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.		T.P.: ASTM D2113-99, XP P94-202
					Método de avance y limpieza: rotación.		M.I.: XP P94-202

sondeal

Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3

Ø BATERÍA WIDIA	Ø BATERÍA DIAMANTE	REVESTIMIENTO	RECUPERACIÓN (%)	PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	ESPESOR CAPA (m)	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	GOLPEO			N_{SPT}	Medidas en Testigo: RQD (%)	Medidas en Testigo: METEORIZAC. (°)	MUESTRA
				1,00		1,3		De 0 a 1,3 m Unidad formada por arenas, gravas y gravillas angulosas de tonos grises. No presenta humedad ni plasticidad.							1,50
				2,00					24	46	50	R			SPT-1
				3,00											1,89
101			100						50			R			3,00
				4,00		4,70		De 1,3 a 6,0 m. Gravas subanuglosas con matriz arenolimosa rojiza. La unidad está seca, presenta plasticidad nula y el grado de consolidación de la unidad de roca competente aumenta en profundidad. Compacidad muy densa							SPT-2 3,10
				5,00											4,50
				6,00					50			R			SPT-3 4,62
								FIN DE SONDAJE PROFUNDIDAD: 6,0 m.							
				7,00											
				8,00											
				9,00											
				10,00											

GRANULOM. (% que pasa)			LÍMITES DE ATTERBERG													PARÁMETROS DE CORTE				
% Gravas UNE 20	% Arenas UNE 5	% Finos UNE 0,08	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticid.	U.S.C.S	AASHTO	HUMEDAD NAT. (%)	DENSIDAD SECA (g/cm3)	DENS. HÚMEDA (g/cm3)	PESO ESPECÍF. (g/cm3)	SALES SOLUBLES (%)	CONT. CLORUROS (%)	CONT. SULFATOS (%)	MATERIA ORGÁNICA (%)	COMP. SIMPLE (MPa)	ÍNDICE DE COLAPSO Ic (%) (a 3 kp/cm²)	TIPO	COHESIÓN (kg/cm²)	ÁNGULO ROZAM. INT.(°)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (MPa)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	OTROS

B: Batería sencilla
T: Batería doble.

S.P.T.: Ensayo Penetración Estándar
M.I.: Muestra Inalterada pared gruesa

M.A. Muestra Alterada
T.P.: Testigo parafinado

P.C. Puntaza cónica ciega
P.A. Puntaza cónica abierta

R: Rechazo S.P.T. y M.I.
M.W.: Muestra de agua

U.S.C.S.: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SONDAJE	Proyecto:	Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta					Empresa:	Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.	Ensayo	Normativa
S-2							Sondista:	Christian Tapia y Gonzalo Cerda	Sondeo	ASTM D2113-99, XP P94-202
	Cliente:	HMV INGENIEROS LTDA.			Latitud:	364257.00 m E	Máquina:	Sonda 3. Orugas TP-50	SPT	ASTM D15-86 - 11
HOJA 2 DE 2	Expte.:	1797	Fecha de inicio:	30/08/2021	Longitud:	7369320.00 m S	Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI		SHELBY	ASTM D1587-00, XP P94-202
	Profund. (m)	6,0	Fecha de terminación:	30/08/2021	Cota:	499,25	Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.		T.P.	ASTM D2113-99, XP P94-202
	Ref. Proyec.	0	Nivel Feático (m):	No Presenta	Fecha NF	-	Método de avance y limpieza: rotación.		M.I.	XP P94-202

sondeal
Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3



CAJA 1: DE 0,0 A 3,20 m



CAJA 2: DE 3,20 A 6,00 m

SONDAJE

S-3

HOJA 1 DE 2

Proyecto:	**Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta**				**Empresa:**	**Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.**	**Ensayo**	**Normativa**
					Sondista:	**Christian Tapia y Gonzalo Cerda**	**Sondeo**	**ASTM D2113-99, XP P94-202**
Cliente:	**HMV INGENIEROS LTDA.**			**Latitud:**	**364332.00 m E**	**Máquina:**	**Sonda 3. Orugas TP-50**	**SPT**	**ASTM D15-86 - 11**
Expte.:	**1797**	**Fecha de inicio:**	**27/08/2021**	**Longitud:**	**7369323.00 m S**	**Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI**		**SHELBY**	**ASTM D1587-00, XP P94-202**
Profund. (m)	**6,0**	**Fecha de terminación:**	**27/08/2021**	**Cota:**	**498,0**	**Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.**		**T.P.**	**ASTM D2113-99, XP P94-202**
Ref. Proyec.		**Nivel Feático (m):**	**No Presenta**	**Fecha NF**	**-**	**Método de avance y limpieza: rotación.**		**M.I.**	**XP P94-202**

sondeal
Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3

Ø BATERÍA WIDIA	Ø BATERÍA DIAMANTE	REVESTIMIENTO	RECUPERACIÓN (%)	PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	ESPESOR CAPA (m)	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	GOLPEO			N_{SPT}	Medidas en Testigo RQD (%)	Medidas en Testigo METEORIZAC. (°)	MUESTRA
				1,00		0,4		De 0 a 0,40 m.Cobertera superficial formada por depósitos no consolidados rojizos y beiges, producto de meteorización eólica.							
				2,00		1,10		De 0,4 a 1,10 m, Unidad limo-arenosa semicementada con presencia de gravas subangulares a angulares, pobremente seleccionadas. La unidad está seca, no presenta plasticidad y se evidencia cementación salina entre sus componentes sedimentarios, cuya compacidad aumenta en profundidad de densa a muy densa.							1.50
101			100	3,00		4,50		De 1,5 a 6,0 m. Gravas subanuglosas con matriz arenolimosa rojiza, procedentes de la fracturación del sustrato rocoso subyacente. La unidad está seca, presenta plasticidad nula y el grado de consolidación de la unidad de roca competente aumenta en profundidad. Compacidad muy densa	36	50		R			SPT-1
				4,00											1.78
				5,00					50			R			SPT-2
				6,00											3.00
															3.13
									42	50		R			SPT-3
															4.50
															4.70
				7,00				**FIN DE SONDAJE PROFUNDIDAD: 6,0 m.**							
				8,00											
				9,00											
				10,00											

GRANULOM. (% que pasa) % Gravas UNE 20	% Arenas UNE 5	% Finos UNE 0,08	LÍMITES DE ATTERBERG Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticid.	U.S.C.S	AASHTO	HUMEDAD NAT. (%)	DENSIDAD SECA (g/cm3)	DENS. HÚMEDA (g/cm3)	PESO ESPECÍF. (g/cm3)	SALES SOLUBLES (%)	CONT. CLORUROS (%)	CONT. SULFATOS (%)	MATERIA ORGÁNICA (%)	COMP. SIMPLE (MPa)	ÍNDICE DE COLAPSO Ic (%) (a 3 kp/cm²)	PARÁMETROS DE CORTE TIPO	COHESIÓN (kg/cm²)	ÁNGULO ROZAM. INT.(°)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (MPa)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	OTROS

B: Batería sencilla
T: Batería doble.

S.P.T.: Ensayo Penetración Estándar
M.I.: Muestra Inalterada pared gruesa

M.A. Muestra Alterada
T.P.: Testigo parafinado

P.C. Puntaza cónica ciega
P.A. Puntaza cónica abierta

R: Rechazo S.P.T. y M.I.
M.W.: Muestra de agua

U.S.C.S.: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SONDAJE	Proyecto:	Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta					Empresa:	Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.	Ensayo	Normativa
S-3							Sondista:	Christian Tapia y Gonzalo Cerda	Sondeo	ASTM D2113-99, XP P94-202
	Cliente:	HMV INGENIEROS LTDA.			Latitud:	364332.00 m E	Máquina:	Sonda 3. Orugas TP-50	SPT	ASTM D15-86 - 11
HOJA 2 DE 2	Expte.:	1797	Fecha de inicio:	27/08/2021	Longitud:	7369323.00 m S	Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI		SHELBY	ASTM D1587-00, XP P94-202
	Profund. (m)	6,0	Fecha de terminación:	27/08/2021	Cota:	498	Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.		T.P.	ASTM D2113-99, XP P94-202
	Ref. Proyec.	0	Nivel Feático (m):	No Presenta	Fecha NF	-	Método de avance y limpieza: rotación.		M.I.	XP P94-202

sondeal
Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3



CAJA 1: DE 0,0 A 3,00 m



CAJA 2: DE 3,00 A 6,00 m

SONDAJE	Proyecto:	Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta				Empresa:	Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.	Ensayo	Normativa
SL-1	Cliente:	HMV INGENIEROS LTDA.		Latitud:	364544.00 m E	Sondista:	Christian Tapia y Gonzalo Cerda	Sondeo	ASTM D2113-99, XP P94-202
HOJA 1 DE 2	Expte.:	1797	Fecha de inicio: 26/08/2021	Longitud:	7369277.00 m S	Máquina:	Sonda 3. Orugas TP-50	SPT	ASTM D15-86 - 11
	Profund. (m)	6,0	Fecha de terminación: 26/08/2021	Cota:	-	Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI		SHELBY	ASTM D1587-00, XP P94-202
	Ref. Proyec.		Nivel Feático (m): No Presenta	Fecha NF	-	Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.		T.P.	ASTM D2113-99, XP P94-202
						Método de avance y limpieza: rotación.		M.I.	XP P94-202

sondeal
Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3

Ø BATERÍA WIDIA	Ø BATERÍA DIAMANTE	REVESTIMIENTO	RECUPERACIÓN (%)	PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	ESPESOR CAPA (m)	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	GOLPEO			N_{SPT}	Medidas en Testigo: RQD (%)	Medidas en Testigo: METEORIZAC. (°)	MUESTRA
						0,3		De 0 a 0,30 m.Cobertera superficial formada por depósitos no consolidados rojizos y beiges, producto de meteorización eólica.							
				1,00		1,20		De 0,3 a 1,50 m, Unidad formada por arenas, gravas y gravillas angulosas de tonos grises. No presenta humedad ni plasticidad.							1,50
101			100	2,00		4,50		De 1,5 a 6,0 m. Gravas subanuglosas con matriz arenolimosa rojiza, procedentes de la fracturación del sustrato rocoso subyacente. La unidad está seca, presenta plasticidad nula y el grado de consolidación de la unidad de roca competente aumenta en profundidad. Compacidad muy densa	42	50		R			SPT-1 1.72
				3,00					50			R			SPT-2 3.10
				4,00											4,50
				5,00					50			R			SPT-3 4.59
				6,00				**FIN DE SONDAJE PROFUNDIDAD: 6,0 m.**							
				7,00											
				8,00											
				9,00											
				10,00											

GRANULOM. (% que pasa) % Gravas UNE 20	% Arenas UNE 5	% Finos UNE 0,08	LÍMITES DE ATTERBERG: Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticid.	U.S.C.S	AASHTO	HUMEDAD NAT. (%)	DENSIDAD SECA (g/cm3)	DENS. HÚMEDA (g/cm3)	PESO ESPECÍF. (g/cm3)	SALES SOLUBLES (%)	CONT. CLORUROS (%)	CONT. SULFATOS (%)	MATERIA ORGÁNICA (%)	COMP. SIMPLE (MPa)	ÍNDICE DE COLAPSO Ic (%) (a 3 kp/cm²)	PARÁMETROS DE CORTE: TIPO	COHESIÓN (kg/cm²)	ÁNGULO ROZAM. INT.(°)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (MPa)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	OTROS

B: Batería sencilla
T: Batería doble.

S.P.T.: Ensayo Penetración Estándar
M.I.: Muestra Inalterada pared gruesa

M.A. Muestra Alterada
T.P.: Testigo parafinado

P.C. Puntaza cónica ciega
P.A. Puntaza cónica abierta

R: Rechazo S.P.T. y M.I.
M.W.: Muestra de agua

U.S.C.S.: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SONDAJE	Proyecto:	Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta					Empresa:	Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.	Ensayo	Normativa	sondeal
SL-1							Sondista:	Christian Tapia y Gonzalo Cerda	Sondeo	ASTM D2113-99, XP P94-202	
	Cliente:	HMV INGENIEROS LTDA.			Latitud:	364544.00 m E	Máquina:	Sonda 3. Orugas TP-50	SPT	ASTM D15-86 - 11	
HOJA 2 DE 2	Expte.:	1797	Fecha de inicio:	26/08/2021	Longitud:	7369277.00 m S	Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI		SHELBY	ASTM D1587-00, XP P94-202	Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3
	Profund. (m)	6,0	Fecha de terminación:	26/08/2021	Cota:	-	Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.		T.P.	ASTM D2113-99, XP P94-202	
	Ref. Proyec.	0	Nivel Feático (m):	No Presenta	Fecha NF	-	Método de avance y limpieza: rotación.		M.I.	XP P94-202	



CAJA 1: DE 0,0 A 3,00 m



CAJA 2: DE 3,00 A 6,00 m

SONDAJE

SL-2

HOJA 1 DE 2

Proyecto:	**Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta**			**Empresa:**	**Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.**	**Ensayo** / **Normativa**
Cliente:	**HMV INGENIEROS LTDA.**		**Latitud:**	**364320.00 m E**	**Sondista:** Christian Tapia y Gonzalo Cerda	**Sondeo** / **ASTM D2113-99, XP P94-202**
Expte.:	**1797**	**Fecha de inicio:** **26/08/2021**	**Longitud:**	**7369418.00 m S**	**Máquina:** Sonda 3. Orugas TP-50	**SPT** / **ASTM D15-86 - 11**
Profund. (m)	**6,0**	**Fecha de terminación:** **26/08/2021**	**Cota:**	**-**	**Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI**	**SHELBY** / **ASTM D1587-00, XP P94-202**
Ref. Proyec.		**Nivel Feático (m):** **No Presenta**	**Fecha NF**	**-**	**Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.**	**T.P.** / **ASTM D2113-99, XP P94-202**
					Método de avance y limpieza: rotación.	**M.I.** / **XP P94-202**

sondeal
Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3

Ø BATERÍA WIDIA	Ø BATERÍA DIAMANTE	REVESTIMIENTO	RECUPERACIÓN (%)	PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	ESPESOR CAPA (m)	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	GOLPEO			N_{SPT}	Medidas en Testigo RQD (%)	Medidas en Testigo METEORIZAC. (°)	MUESTRA
						0,3		De 0 a 0,30 m.Cobertera superficial formada por depósitos no consolidados blanquecinos, producto de meteorización eólica.							
				1,00		1,00		De 0,3 a 1,30 m, Unidad formada por arenas, gravas y gravillas angulosas de tonos grises. No presenta humedad ni plasticidad.							
101			100	2,00 / 3,00 / 4,00		4,70		De 1,3 a 6,0 m. Gravas subanuglosas con matriz arenolimosa rojiza, procedentes de la fracturación del sustrato rocoso subyacente. La unidad está seca, presenta plasticidad nula y el grado de consolidación de la unidad de roca competente aumenta en profundidad. Compacidad muy densa	37	50		R			1.50 SPT-1 1.70
									40	50		R			3.00 SPT-2 3.22
									50			R			4.50 SPT-3 4.57
				5,00 / 6,00				**FIN DE SONDAJE PROFUNDIDAD: 6,0 m.**							
				7,00 / 8,00 / 9,00 / 10,00											

GRANULOM. (% que pasa) % Gravas UNE 20	% Arenas UNE 5	% Finos UNE 0,08	LÍMITES DE ATTERBERG Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticid.	U.S.C.S	AASHTO	HUMEDAD NAT. (%)	DENSIDAD SECA (g/cm3)	DENS. HÚMEDA (g/cm3)	PESO ESPECÍF. (g/cm3)	SALES SOLUBLES (%)	CONT. CLORUROS (%)	CONT. SULFATOS (%)	MATERIA ORGÁNICA (%)	COMP. SIMPLE (MPa)	ÍNDICE DE COLAPSO Ic (%) (a 3 kp/cm²)	PARÁMETROS DE CORTE TIPO	COHESIÓN (kg/cm²)	ÁNGULO ROZAM. INT.(°)	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (MPa)	HINCHAMIENTO LIBRE (%)	OTROS

B: Batería sencilla
T: Batería doble.

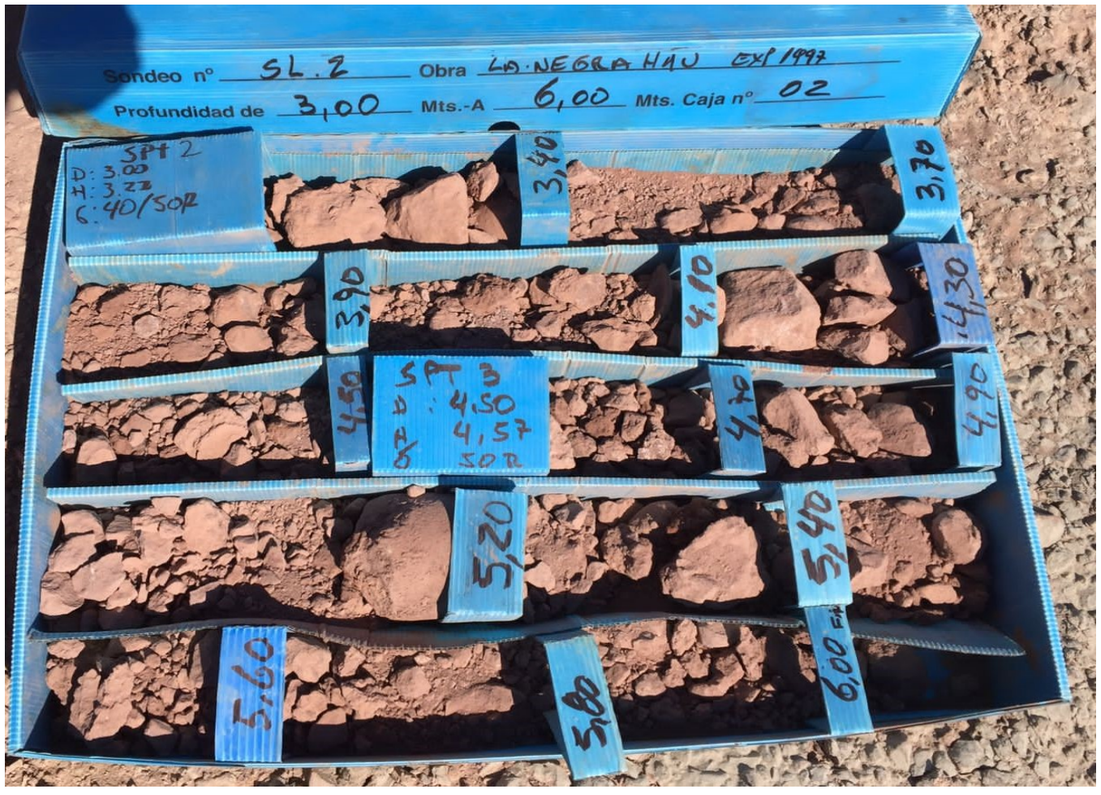
S.P.T.: Ensayo Penetración Estándar
M.I.: Muestra Inalterada pared gruesa
M.A. Muestra Alterada
T.P.: Testigo parafinado
P.C. Puntaza cónica ciega
P.A. Puntaza cónica abierta
R: Rechazo S.P.T. y M.I.
M.W.: Muestra de agua
U.S.C.S.: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SONDAJE	Proyecto:	Mecánica de Suelos SE La Negra, Antofagasta					Empresa:	Sondeos de Invest. Almerienses. S.L.	Ensayo	Normativa
SL-2							Sondista:	Christian Tapia y Gonzalo Cerda	Sondeo	ASTM D2113-99, XP P94-202
	Cliente:	HMV INGENIEROS LTDA.			Latitud:	364320.00 m E	Máquina:	Sonda 3. Orugas TP-50	SPT	ASTM D15-86 - 11
HOJA 2 DE 2	Expte.:	1797	Fecha de inicio:	26/08/2021	Longitud:	7369418.00 m S	Disposit. automático de golpeo para ensayos SPT y MI		SHELBY	ASTM D1587-00, XP P94-202
	Profund. (m)	6,0	Fecha de terminación:	26/08/2021	Cota:	-	Sist. Elevación SPT automático. Frecuencia<30golpes/min.		T.P.	ASTM D2113-99, XP P94-202
	Ref. Proyec.	0	Nivel Feático (m):	No Presenta	Fecha NF	-	Método de avance y limpieza: rotación.		M.I.	XP P94-202

sondeal
Las Esteras Norte 2610, Quilicura, Santiago, Chile. RUT:59.192.590-3



CAJA 1: DE 0,0 A 3,00 m



CAJA 2: DE 3,00 A 6,00 m

2. CALICATAS

Calicata N°1

Nº Expediente: 1797
Nº Albarán: 501

PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.

EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL
SUPERVISOR: Sandra de la Fuente
GEÓLOGO : Gonzalo Ortiz Araneda
COORDENADAS (X/Y): 364435m E 7369256m S

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021
OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.

Profundidad (m)	Espesor capa (m)	Grado de Excavabilidad	Grado de Estabilidad	Columna estratigráfica	Descripción litológica	Nivel Freático (m)	Espesor de tierra vegetal	Rellenos Antrópicos	Tipo de muestra (MI / MA)	GRANULOMETRÍA % QUE PASA % FINOS	% ARENA	% GRAVA	W Humedad (%)	Lím. de Atterb. LL Límite líquido	LP Límite plástico	IP Índice de plasticid.	Dens. Part. Sólidas. (g/cm3)	Dens. Seca (g/cm3)	Anál. quím. Sulf $(SO_4)^{-2}$ (mg/Kg)	Cl Cloruros (mg/Kg)	Sfr Sulfuros (mg/Kg)	Car Carbonatos %	SS Contenido Sales Totales(mg/Kg)	ºAc Acidez Baumman	Rdx Pot. Redox (mV)	pH	Cono de Arena Humedad (%)	Densidad seca (g/cm3)	Clasificación del suelo USCS	AASHTO	Próctor normal / modif. Densid. máx. (T/m3)	Humed. óptima (%)	C.B.R. Índice (95%)	C.B.R. in situ (25 golpes) 0,10"	0,20"	0,30"
0,00	0,30	ALTO	BAJO		De 0,0 a 0,3m. Cobertera superficial de tonalidad marrón rojiza formada por depósitos no consolidados de arenas y limos con algunas gravillas, producto de meteorización eólica.				0,3																												
0,50	0,50	BAJO	MEDIO-ALTO		De 0,3 a 0,8m Unidad de gravas subangulares a angulares, pobremente seleccionadas en matriz limoarenosa. La unidad no presenta plasticidad ni humedad y se evidencia cementación salina, con una compacidad que aumenta en profundidad de densa a muy densa, situación que desde los 0,8 m. impide continuar con la excavación.				M.A 0,5	45	22	33	2,9	N.P.	N.P.	N.P.	2,582	1,791	16.801				30.786					GM							
1,00		No Excavable			**Fin de la Excavación: 0,8m**																															
1,50																																				
2,00																																				

Leyenda:
Tipo de muestra : (MI, muestra inalterada, MA, muestra alterada)

Gonzalo Ortiz Araneda
Geólogo redactor

Calicata N°1	**Nº Expediente:**	**1797**	**EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL**
	Nº Albarán:	**501**	**SUPERVISOR: Sandra de la Fuente**
PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra			**GEÓLOGO: Gonzalo Ortiz Araneda**
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta			
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.			**COORDENADAS (X/Y): 364435m E 7369256m S**

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021

OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.



PANORÁMICA



EXCAVACIÓN GENERAL



PARED CALICATA



ACOPIO MATERIAL ESTRATO

Calicata N°2

Nº Expediente: 1797
Nº Albarán: 501

PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.

EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL
SUPERVISOR: Sandra de la Fuente
GEÓLOGO : Gonzalo Ortiz Araneda
COORDENADAS (X/Y): 364302m E 7369210m S

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021
OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.

Profundidad (m)	Espesor capa (m)	Grado de Excavabilidad	Grado de Estabilidad	Columna estratigráfica	Descripción litológica	Nivel Freático (m)	Espesor de tierra vegetal	Rellenos Antrópicos	Tipo de muestra (MI / MA)	GRANULOMETRÍA % QUE PASA % FINOS	% ARENA	% GRAVA	W Humedad (%)	Lím. de Atterb. LL Límite líquido	LP Límite plástico	IP índice de plasticid.	Dens. Part. Sólidas. (g/cm3)	Dens. Seca (g/cm3)	Anál. quím. Sulf $(SO_4)^{-2}$ (mg/Kg)	Cl Cloruros (mg/Kg)	Sfr Sulfuros (mg/Kg)	Car Carbonatos %	SS Contenido Sales Totales(mg/Kg)	ºAc Acidez Baumman	Rdx Pot. Redox (mV)	pH pH	Cono de Arena Humedad (%)	Densidad seca (g/cm3)	Clasificación del suelo USCS	AASHTO	Próctor normal / modif. Densid. máx. (T/m3)	Humed. óptima (%)	C.B.R. Índice (95%)	C.B.R. in situ (25 golpes) 0,10''	0,20''	0,30''
0,00	0,20	ALTO	MEDIO		De 0,0 a 0,2 m Cobertera superficial de tonalidad pardo formada por depósitos no consolidados de arenas y limos con algunas gravillas, producto de meteorización eólica.																																
0,50	0,90	BAJO	ALTO		De 0,2 a 1,1 m unidad rojiza de gravas subangulares a subredondeadas de hasta 10 cm, moderadamente seleccionadas, con matriz limo-arenosa. La unidad está seca, no presenta plasticidad y se evidencian intercalaciones centimétricas de costra salina color blanquecino. La compacidad de los constituyentes sedimentarios aumenta en profundidad de densa a muy densa, situación que desde los 1,1 m. impide continuar con la excavación.				0,5																													
									M.A	30	30	40	2,9	N.P.	N.P.	N.P.	2,633		20.422				42.390						GM							
									0,7																										
1,00																																			
		No Excavable			**Fin de la Excavación: 1,1 m.**																																
1,50																																			
2,00																																			

Leyenda:
Tipo de muestra : (MI, muestra inalterada, MA, muestra alterada)

Gonzalo Ortiz Araneda
Geólogo redactor

Calicata N°2	**Nº Expediente:**	**1797**	**EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL**
	Nº Albarán:	**501**	**SUPERVISOR: Sandra de la Fuente**
PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra			**GEÓLOGO: Gonzalo Ortiz Araneda**
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta			
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.			**COORDENADAS (X/Y): 364302m E 7369210m S**

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021

OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.



PANORÁMICA



EXCAVACIÓN GENERAL



ACOPIO MATERIAL



PARED 1



PARED 2



PARED 3



PARED 4

Calicata N°3

Nº Expediente: 1797
Nº Albarán: 501

PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.

EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL
SUPERVISOR: Sandra de la Fuente
GEÓLOGO : Gonzalo Ortiz Araneda
COORDENADAS (X/Y): 364341m E 7369266m S

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021
OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.

Profundidad (m)	Espesor capa (m)	Grado de Excavabilidad	Grado de Estabilidad	Columna estratigráfica	Descripción litológica	Nivel Freático (m)	Espesor de tierra vegetal	Rellenos Antrópicos	Tipo de muestra (MI / MA)	GRANULOMETRÍA % QUE PASA % FINOS	% ARENA	% GRAVA	W Humedad (%)	Lím. de Atterb. LL Límite líquido	LP Límite plástico	IP Índice de plasticid.	Dens. Part. Sólidas. (g/cm3)	Dens. Seca (g/cm3)	Anál. quím. Sulf $(SO_4)^{-2}$ (mg/Kg)	Cl Cloruros (mg/Kg)	Sfr Sulfuros (mg/Kg)	Car Carbonatos %	SS Contenido Sales Totales(mg/Kg)	ºAc Acidez Baumman	Rdx Pot. Redox (mV)	pH pH	Cono de Arena Humedad (%)	Densidad seca (g/cm3)	Clasificación del suelo USCS	AASHTO	Próctor normal / modif. Densid. máx. (T/m3)	Humed. óptima (%)	Índice (95%)	C.B.R. C.B.R. in situ (25 golpes) 0,10"	0,20"	0,30"
0,00	0,30	MEDIO	MEDIO		De 0,0 a 0,3m unidad limo-arenosa con leve presencia de arcillas y de gravas subangulares a subredondeadas, moderadamente seleccionadas. La unidad está seca, presenta leve plasticidad y tiene una baja proporción de material sedimentario cementado y meteorizado (costra salina).				0,2																											
									M.A																												
0,50									0,3																												
	0,80	BAJO	ALTO		De 0,3 a 1,1 m. Interdigitación de gravas competentes de color rojizo con delgados niveles limo-arenosos cementados (costra salina) . Esta unidad presenta componentes disgregados que están constituidos por fracciones de roca de morfología gravosa. La unidad está seca, presenta baja plasticidad y el grado de consolidación de la unidad de roca competente aumenta en profundidad, situación que desde los 1,1 m. impide continuar con la excavación.				0,6																											
									M.A	10	5	85	2,5	N.P.	N.P.	N.P.	2,567		18.572				33.390						GP-GM							
1,00									0,8																												
					No Excavable																																
					Fin de la Excavación: 1,1m																																	
1,50																																				
2,00																																				

Leyenda:
Tipo de muestra : (MI, muestra inalterada, MA, muestra alterada)

Gonzalo Ortiz Araneda
Geólogo redactor

Calicata N°3	**Nº Expediente:**	**1797**	**EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL**
	Nº Albarán:	**501**	**SUPERVISOR: Sandra de la Fuente**
PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra			**GEÓLOGO: Gonzalo Ortiz Araneda**
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta			
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.			**COORDENADAS (X/Y): 364341 7369266**

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021

OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.



PANORÁMICA



ACOPIO MATERIAL



EXCAVACIÓN GENERAL



ACOPIO MATERIAL ESTRATO



PARED 1



PARED 2



PARED 3



PARED 4

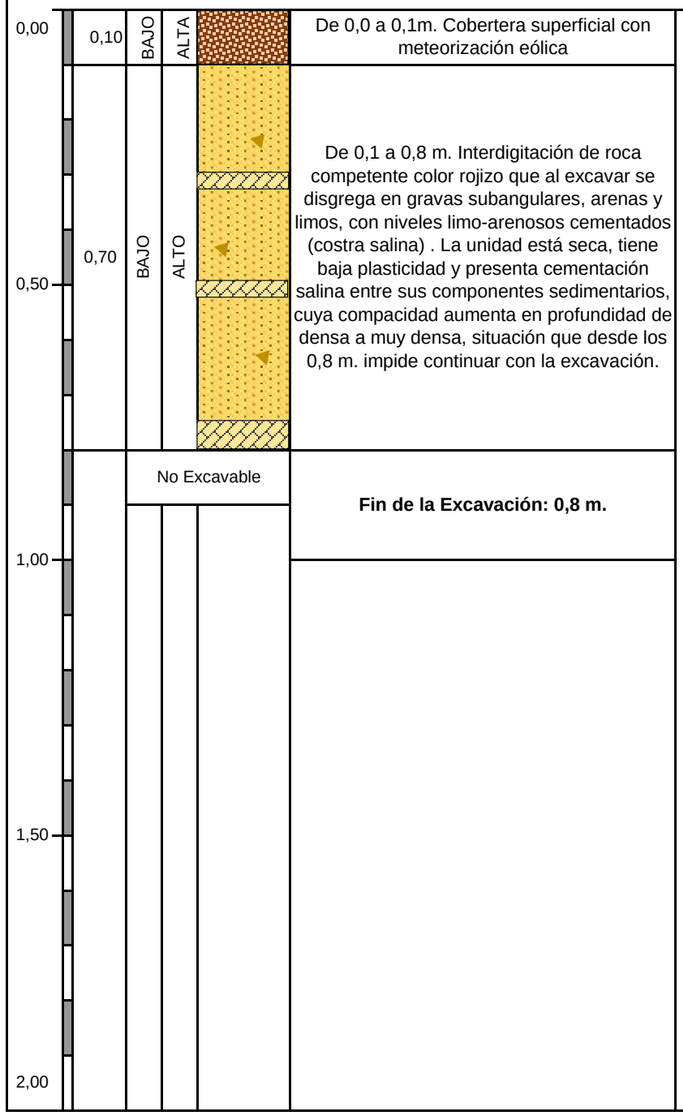
Calicata C-CBR

Nº Expediente: 1797
Nº Albarán: 501

PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.

EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL
SUPERVISOR: Sandra de la Fuente
GEÓLOGO : Gonzalo Ortiz Araneda
COORDENADAS (X/Y): 364364m E 7369356m S

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021
OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.



Profundidad (m)	Espesor capa (m)	Grado de Excavabilidad	Grado de Estabilidad	Columna estratigráfica	Descripción litológica	Nivel Freático (m)	Espesor de tierra vegetal	Rellenos Antrópicos	Tipo de muestra (MI / MA)	GRANULOMETRÍA % QUE PASA % FINOS	% ARENA	% GRAVA	W Humedad (%)	Lím. de Atterb. LL Límite líquido	LP Límite plástico	IP Índice de plasticid.	Dens. Part. Sólidas. (g/cm3)	Dens. Seca (g/cm3)	Anál. quím. Sulf $(SO_4)^{-2}$ (mg/Kg)	Cl Cloruros (mg/Kg)	Sfr Sulfuros (mg/Kg)	Car Carbonatos %	SS Contenido Sales Totales(mg/Kg)	ºAc Acidez Baumman	Rdx Pot. Redox (mV)	pH pH	Cono de Arena Humedad (%)	Densidad seca (g/cm3)	Clasificación del suelo USCS	AASHTO	Próctor normal / modif. Densid. máx. (T/m3)	Humed. óptima (%)	C.B.R. Índice (95%)	C.B.R. in situ (25 golpes) 0,10"	0,20"	0,30"
0,00	0,10	BAJO	ALTA		De 0,0 a 0,1m. Cobertera superficial con meteorización eólica																															
	0,70	BAJO	ALTO		De 0,1 a 0,8 m. Interdigitación de roca competente color rojizo que al excavar se disgrega en gravas subangulares, arenas y limos, con niveles limo-arenosos cementados (costra salina) . La unidad está seca, tiene baja plasticidad y presenta cementación salina entre sus componentes sedimentarios, cuya compacidad aumenta en profundidad de densa a muy densa, situación que desde los 0,8 m. impide continuar con la excavación.				0,4																											
0,50									M.A	53	34	13	3,1	N.P.	N.P.	N.P.	2,6												ML		1,84	9,2		148	128	114
									0,6																											
					No Excavable																															
1,00					**Fin de la Excavación: 0,8 m.**																															
1,50																																				
2,00																																				

Leyenda:
Tipo de muestra : (MI, muestra inalterada, MA, muestra alterada)

Gonzalo Ortiz Araneda
Geólogo redactor

Calicata C-CBR	**Nº Expediente:**	**1797**	**EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL**
	Nº Albarán:	**501**	**SUPERVISOR: Sandra de la Fuente**
PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra			**GEÓLOGO: Gonzalo Ortiz Araneda**
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta			**FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021**
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.			**OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.**
			COORDENADAS (X/Y): 364364m E 7369356m S



PANORÁMICA



ACOPIO MATERIAL



EXCAVACIÓN GENERAL



PARED 1



PARED 2



PARED 3



PARED 4

Calicata CL1

Nº Expediente: 1797
Nº Albarán: 501

PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.

EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL
SUPERVISOR: Sandra de la Fuente
GEÓLOGO : Gonzalo Ortiz Araneda
COORDENADAS (X/Y): 364737m E 7369385m S

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021
OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.

Profundidad (m)	Espesor capa (m)	Grado de Excavabilidad	Grado de Estabilidad	Columna estratigráfica	Descripción litológica	Nivel Freático (m)	Espesor de tierra vegetal	Rellenos Antrópicos	Tipo de muestra (MI / MA)	GRANULOMETRÍA % QUE PASA % FINOS	% ARENA	% GRAVA	W Humedad (%)	Lím. de Atterb. LL Límite líquido	LP Límite plástico	IP Índice de plasticid.	Dens. Part. Sólidas. (g/cm3)	Dens. Seca (g/cm3)	Anál. quím. Sulf $(SO_4)^{-2}$ (mg/Kg)	Cl Cloruros (mg/Kg)	Sfr Sulfuros (mg/Kg)	Car Carbonatos %	SS Contenido Sales Totales(mg/Kg)	ºAc Acidez Baumman	Rdx Pot. Redox (mV)	pH pH	Cono de Arena Humedad (%)	Densidad seca (g/cm3)	Clasificación del suelo USCS	AASHTO	Próctor normal / modif. Densid. máx. (T/m3)	Humed. óptima (%)	C.B.R. Índice (95%)	C.B.R. in situ (25 golpes) 0,10"	0,20"	0,30"
0,00	0,20	ALTO	MEDIO		De 0,0 a 0,2 m Cobertera superficial formada por depósitos no consolidados de arenas y limos con algunas gravillas, producto de meteorización eólica.																															
									0,3																											
0,50	0,50	BAJO	MEDIO-ALTO		De 0,2 a 0,7m. Nivel superficial de limos arenosos semicementados con presencia esporádica de gravas subangulares moderadamente seleccionadas, que en profundidad de hacen más frecuentes y compactas. La unidad está seca y presenta cementación salina y compacidad que aumenta en profundidad de densa a muy densa, situación que desde los 0,7 m impide continuar con la excavación.				**M.A**	**57**	**36**	**7**	**3,0**	**N.P.**	**N.P.**	**N.P.**	**2,515**	**1,872**										**ML**								
									0,5																											
		No Excavable			**Fin de la Excavación: 0,7m**																															
1,00																																			
1,50																																			
2,00																																			

Leyenda:
Tipo de muestra : (MI, muestra inalterada, MA, muestra alterada)

Gonzalo Ortiz Araneda
Geólogo redactor

Calicata CL1	**Nº Expediente:**	**1797**	**EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL**
	Nº Albarán:	**501**	**SUPERVISOR: Sandra de la Fuente**
PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra			**GEÓLOGO: Gonzalo Ortiz Araneda**
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta			
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.			**COORDENADAS (X/Y): 364737m E 7369385m S**

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021

OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.



PANORÁMICA



EXCAVACIÓN GENERAL



ACOPIO MATERIAL ESTRATO



PARED 1



PARED 2



PARED 3

Calicata CL2

Nº Expediente: 1797
Nº Albarán: 501

PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.

EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL
SUPERVISOR: Sandra de la Fuente
GEÓLOGO : Gonzalo Ortiz Araneda
COORDENADAS (X/Y): 364268m E 7369573m S

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021
OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.

Profundidad (m)	Espesor capa (m)	Grado de Excavabilidad	Grado de Estabilidad	Columna estratigráfica	Descripción litológica	Nivel Freático (m)	Espesor de tierra vegetal	Rellenos Antrópicos	Tipo de muestra (MI / MA)	GRANULOMETRÍA % QUE PASA % FINOS	% ARENA	% GRAVA	W Humedad (%)	Lím. de Atterb. LL Límite líquido	LP Límite plástico	IP Índice de plasticid.	Dens. Part. Sólidas. (g/cm3)	Dens. Seca (g/cm3)	Anál. quím. Sulf $(SO_4)^{-2}$ (mg/Kg)	Cl Cloruros (mg/Kg)	Sfr Sulfuros (mg/Kg)	Car Carbonatos %	SS Contenido Sales Totales(mg/Kg)	ºAc Acidez Baumman	Rdx Pot. Redox (mV)	pH pH	Cono de Arena Humedad (%)	Densidad seca (g/cm3)	Clasificación del suelo USCS	AASHTO	Próctor normal / modif. Densid. máx. (T/m3)	Humed. óptima (%)	C.B.R. Índice (95%)	C.B.R. in situ (25 golpes) 0,10"	0,20"	0,30"
0,00	0,30	BAJO	ALTA		De 0,0 a 0,3 m. Nivel superficial limoarenoso rojizo meteorizado, con cierto grado de cementación salina que evoluciona a un nivel fuerte cementación con una compacidad muy densa, situación que desde los 0,3 m impide continuar con la excavación.				0,1																												
									M.A	54	34	12	2,7	N.P.	N.P.	N.P.	2,583	1,734											ML								
0,50		No Excavable			**Fin de la Excavación: 0,3m**				0,3																												
1,00																																				
1,50																																				

Leyenda:
Tipo de muestra : (MI, muestra inalterada, MA, muestra alterada)

Gonzalo Ortiz Araneda
Geólogo redactor

Calicata CL2	**Nº Expediente:**	**1797**	**EMPRESA QUE REALIZA LA CALICATA: SONDEAL**
	Nº Albarán:	**501**	**SUPERVISOR: Sandra de la Fuente**
PROYECTO: Mecánica de Suelos SE La Negra			**GEÓLOGO: Gonzalo Ortiz Araneda**
LOCALIDAD: La Negra, Antofagasta			
PETICIONARIO: HMV INGENIEROS LTDA.			**COORDENADAS (X/Y): 364268m E 7369573m S**

FECHA DE APERTURA: 26 de Agosto de 2021

OBSERVACIONES: Nula presencia de material orgánico. Sin hallazgo de nivel freático.



PANORÁMICA



EXCAVACIÓN GENERAL



ACOPIO MATERIAL ESTRATO



PARED 1



PARED 2

3. ENSAYO CONO DE ARENA

Tel: +56 9 4235 1640/+56 9 6669 6246
www.sondeal.com

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PETICIONARIO Y DATOS DE IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA					
Proyecto/obra:	Mecánica de Suelos SE La Negra				
N° de Expediente:	1797	Tipo Muestra:	Muestra Alterada	N° de albarán:	501
Mandante:	HMV				
Dirección:	La Negra, Antofagasta				
Procedencia:	364335 m.E / 7369290 m.S				
Profundidad de la base superior del ensayo:			0,2	Fecha:	27/08/2021
Ensayo realizado por:			Gonzalo Ortiz Araneda		

Hoja	1 de 1

ENSAYOS REALIZADOS

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD EN TERRENO. MÉTODO DEL CONO DE ARENA. NCh 1516-79. MC-8.102.9

DATOS DE CAMPO

Masa húmeda del material extraído de la perforación de ensaye (g)	1801
Masa seca del material extraído de la perforación de ensaye (g)	1743
Humedad del suelo (%)	3,3
Densidad seca del suelo (g/cm3)	1,30

Los resultados expresados en este documento sólo afectan a la muestra sometida a ensayo.
No deberán reproducirse ni total ni parcialmente sin la aprobación del laboratorio.

Responsable de Ensayos
Dra. C.C. Geológicas



Sandra de la Fuente López

Fecha:	04-oct-21

4. ENSAYOS PORCHET

Teléf: +56 9 4235 1640 - +56 9 6669 6246
www.sondeal.com

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS

PETICIONARIO Y DATOS DE IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA					
Proyecto/obra:	SUBESTACION SECCIONADORA LA NEGRA 220/110 Kv				
Nº de Expediente:	1797	Tipo Suelo:	Limo-arenoso	Nº de albarán:	501
Mandante:	HMV				
Procedencia:	PORCHET N°1				
Ensayo realizado por:	Gonzalo Ortíz Araneda			Fecha de la toma	27/08/2021

Hoja	1 de 1

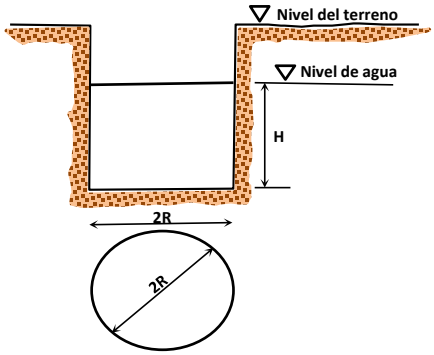
ENSAYOS REALIZADOS

MÉTODO DE LA INFILTRACIÓN TIPO PORCHET (Minvu 1996)

DATOS DE CAMPO

Altura excavación pozo (mm)=	150	Radio excavación pozo (mm)=	80

Nivel (mm)	Tiempo (Seg)	Tiempo (horas)	2h+R (mm)	Infiltración "f" (mm/h)
150	0	0,0000	380	0
135	10	0,0028	350	1184
130	10	0,0056	340	278
120	10	0,0083	320	436
115	10	0,0111	310	183
105	10	0,0139	290	320
100	10	0,0167	280	144
90	10	0,0194	260	267
85	10	0,0222	250	126
80	10	0,0250	240	118
75	10	0,0278	230	111
70	10	0,0306	220	107
65	10	0,0333	210	103
63	10	0,0361	206	40
59	10	0,0389	198	76
55	10	0,0417	190	74
53	10	0,0444	186	36
50	10	0,0472	180	52
48	10	0,0500	176	34
47	10	0,0528	174	16
		PROMEDIO INFILTRACIÓN	(mm/h)	195
			(m/s)	5,419E-05



Según Minvu 1996

$$F = \frac{R}{2 \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \mathrm{Ln}\left(\frac{2 \cdot H_1 + R}{2 \cdot H_2 + R}\right)$$

Los resultados expresados en este documento sólo afectan a la muestra sometida a ensayo.
No deberán reproducirse ni total ni parcialmente sin la aprobación del laboratorio.

Responsable de Ensayos
Dra. C.C. Geológicas

Sandra de la Fuente López

Fecha:	01-oct-21

5. ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYOS DE LABORATORIO

Informe de Ensayo Nº : 132.083
Proyecto u Obra : Expte.1797. SE La Negra.

A .- IDENTIFICACION DE LA MUESTRA (**)

Pozo Nº	C1	C2	C3	--	--	--
Horizonte	1	1	2	--	--	--
Muestra Nº	36132-1	36132-2	36132-3	--	--	--
Cota (m)	0,30 0,50	0,50 0,70	0,60 0,80	-- --	-- --	-- --

B .- GRANULOMETRIA (MC Vol. 8 Secc. 8.102.1 2014)

Fecha de ensayo	09-sept	09-sept	04-sept	--	--	--
Tamaños nominales de abertura (mm)	(porcentaje acumulado que pasa)					
80	--	100	100	--	--	--
63	100	97	97	--	--	--
50	97	95	81	--	--	--
40	96	91	75	--	--	--
25	92	84	56	--	--	--
20	89	80	47	--	--	--
10	80	72	27	--	--	--
5	67	60	15	--	--	--
2	61	52	14	--	--	--
0,5	51	39	12	--	--	--
0,08	45	30	10	--	--	--
Sobretamaño mayor a 80 mm (%)	6	--	9	--	--	--

C .- LIMITES DE CONSISTENCIA (NCh 1517/1 y /2.Of79)

Fecha de ensayo	20-sept	20-sept	20-sept	--	--	--
Tipo de acanalador empleado	ASTM	ASTM	ASTM	--	--	--
Método de ensayo empleado	Mecánico	Mecánico	Mecánico	--	--	--
Límite Líquido (%)	--	--	--	--	--	--
Límite Plástico (%)	--	--	--	--	--	--
Indice de Plasticidad	N.P.	N.P.	N.P.	--	--	--

D .- CLASIFICACION DE SUELOS (ASTM D2487-06)

Símbolo del Grupo USCS (*)	GM	GM	GP GM	--	--	--

E .- DENSIDAD DE PARTICULAS SOLIDAS (NCh 1532.Of80)

Fecha de ensayo	23-sept	23-sept	23-sept	--	--	--
Densidad de partículas sólidas (g/cm^3)	2,582	2,633	2,567	--	--	--

F .- DETERMINACION DE LA HUMEDAD (NCh 1515.Of79)

Fecha de ensayo	03-sept	03-sept	03-sept	--	--	--
Humedad (%)	2,9	2,9	2,5	--	--	--

G .- DESGASTE DE LAS GRAVAS, método de la máquina de los ángeles (NCh 1369 : 2010)

Fecha de ensayo	--	--	--	--	--	--
Grado de ensayo	--	--	--	--	--	--
Desgaste de la grava (%)	--	--	--	--	--	--

H .- CUBICIDAD DE PARTICULAS (MC Vol. 8 Secc. 8.202.6 2014)

Fecha de ensayo	--	--	--	--	--	--
Chancado total (%)	--	--	--	--	--	--
Rodadora total (%)	--	--	--	--	--	--
Laja total (%)	--	--	--	--	--	--

(*) Ensayo no incluido dentro del alcance de la acreditación INN.
(**) Muestra sumergida en agua y disgregada (no es su totalidad) con mortero, por su alta cementación.

LABORATORIOS TÉCNICOS Tecnolab TECNOLAB

Oscar Chanks Nº 4869, Quinta Normal - Santiago. Fono/Fax: (56) (02) 2683 0129 - 2683 1753 - 2683 2258
www.tecnolab.cl - tecnolab@tecnolab.cl

ENSAYOS DE LABORATORIO

Informe de Ensayo Nº : 132.083
Proyecto u Obra : Expte.1797. SE La Negra.

A .- IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

Pozo Nº		C1	--	--	--	--	--
Horizonte		1	--	--	--	--	--
Muestra Nº		36132-1	--	--	--	--	--
Cota (m)		0,30 0,50	--	--	--	--	--
Fecha de ensayo		01-oct	--	--	--	--	--

B .- LIMITES DE CONSISTENCIA (NCh 1517/3.Of79 (*))

Límite de contracción	(%)	--	--	--	--	--	--
Relación de contracción	(g/cm^3)	--	--	--	--	--	--

C .- HINCHAMIENTO LIBRE Y PRESION DE HINCHAMIENTO (ASTM D4829-11) y D4546-14 (*))

Humedad natural Hinchamiento libre	(%)	--	--	--	--	--	--
Hinchamiento libre	(%)	--	--	--	--	--	--
Humedad natural Presión de hinchamiento	(%)	--	--	--	--	--	--
Presión de hinchamiento	(kg/cm^2)	--	--	--	--	--	--

D .- HINCHAMIENTO LIBRE COLAPSADO (ASTM D4546-14 (*))

Humedad natural	(%)	--	--	--	--	--	--
Humedad (secado al aire 24 hrs)	(%)	--	--	--	--	--	--
Deformación final c/ 4 kg/cm^2, sin saturar (1)	(%)	--	--	--	--	--	--
Deformación final c/ 4 kg/cm^2, saturarado (2)	(%)	--	--	--	--	--	--

E .- DENSIDAD NATURAL SECA (DSNR BD P14 B-1 (*))

Humedad natural	(%)	--	--	--	--	--	--
Densidad natural seca	(Mg/m^3)	1,791	--	--	--	--	--

F .- EQUIVALENTE DE ARENA (NCh 1325 : 2010)

Fecha de ensayo		--	--	--	--	--	--
Procedimiento de agitación		--	--	--	--	--	--
Equivalente de arena	(%)	--	--	--	--	--	--

G .- IMPUREZAS ORGANICAS (NCh 166 Of.2009)

Fecha de ensayo		--	--	--	--	--	--
Impurezas orgánicas (según NCh 166 Of.2009)		--	--	--	--	--	--

(*) Ensayo no incluido dentro del alcance de la acreditación INN.
(1): Deformación final posterior a 24 horas bajo carga de 4 kg/cm^2, en estado de humedad natural.
(2): Deformación final posterior a 24 horas bajo carga de 4 kg/cm^2 en estado saturado partiendo de cero con respecto a la deformación sin saturar.

LABORATORIOS TÉCNICOS Tecnolab TECNOLAB

Oscar Chanks Nº 4869, Quinta Normal - Santiago. Fono/Fax: (56) (02) 2683 0129 - 2683 1753 - 2683 2258
www.tecnolab.cl - tecnolab@tecnolab.cl

ENSAYOS DE LABORATORIO

Informe de Ensayo Nº : 132.083
Proyecto u Obra : Expte.1797. SE La Negra.

A .- IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

	(**)	(**)				
Pozo Nº	CL1	CL2	--	--	--	--
Horizonte	1	1	--	--	--	--
Muestra Nº	36132-4	36133-1	--	--	--	--
Cota (m)	0,40	0,10	--	--	--	--
	0,60	0,30	--	--	--	--

B .- GRANULOMETRIA (MC Vol. 8 Secc. 8.102.1 2014)

Fecha de ensayo	22-sept	22-sept	--	--	--	--
Tamaños nominales de abertura (mm)	(porcentaje acumulado que pasa)					
80	--	--	--	--	--	--
63	100	--	--	--	--	--
50	99	--	--	--	--	--
40	99	100	--	--	--	--
25	97	97	--	--	--	--
20	96	96	--	--	--	--
10	93	93	--	--	--	--
5	93	88	--	--	--	--
2	84	83	--	--	--	--
0,5	67	65	--	--	--	--
0,08	57	54	--	--	--	--
Sobretamaño mayor a 80 mm (%)	--	--	--	--	--	--

C .- LIMITES DE CONSISTENCIA (NCh 1517/1 y /2.Of79)

Fecha de ensayo	24-sept	24-sept	--	--	--	--
Tipo de acanalador empleado	ASTM	ASTM	--	--	--	--
Método de ensayo empleado	Mecánico	Mecánico	--	--	--	--
Límite Líquido (%)	--	--	--	--	--	--
Límite Plástico (%)	--	--	--	--	--	--
Indice de Plasticidad	N.P.	N.P.	--	--	--	--

D .- CLASIFICACION DE SUELOS (ASTM D2487-06)

Símbolo del Grupo USCS (*)	ML	ML	--	--	--	--

E .- DENSIDAD DE PARTICULAS SOLIDAS (NCh 1532.Of80)

Fecha de ensayo	23-sept	23-sept	--	--	--	--
Densidad de partículas sólidas (g/cm^3)	2,515	2,583	--	--	--	--

F .- DETERMINACION DE LA HUMEDAD (NCh 1515.Of79)

Fecha de ensayo	03-sept	03-sept	--	--	--	--
Humedad (%)	3,0	2,7	--	--	--	--

G .- DESGASTE DE LAS GRAVAS, método de la máquina de los ángeles (NCh 1369 : 2010)

Fecha de ensayo	--	--	--	--	--	--
Grado de ensayo	--	--	--	--	--	--
Desgaste de la grava (%)	--	--	--	--	--	--

H .- CUBICIDAD DE PARTICULAS (MC Vol. 8 Secc. 8.202.6 2014)

Fecha de ensayo	--	--	--	--	--	--
Chancado total (%)	--	--	--	--	--	--
Rodadora total (%)	--	--	--	--	--	--
Laja total (%)	--	--	--	--	--	--

(*) Ensayo no incluido dentro del alcance de la acreditación INN.
(**) Muestra sumergida en agua y disgregada (no es su totalidad) con mortero, por su alta cementación.

LABORATORIOS TÉCNICOS Tecnolab TECNOLAB

Oscar Chanks Nº 4869, Quinta Normal - Santiago. Fono/Fax: (56) (02) 2683 0129 - 2683 1753 - 2683 2258
www.tecnolab.cl - tecnolab@tecnolab.cl

ENSAYOS DE LABORATORIO

Informe de Ensayo Nº : 132.083
Proyecto u Obra : Expte.1797. SE La Negra.

A .- IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

Pozo Nº	CL1	CL2	--	--	--	--
Horizonte	1	1	--	--	--	--
Muestra Nº	36132-4	36133-1	--	--	--	--
Cota (m)	0,40 0,60	0,10 0,30	--	--	--	--
Fecha de ensayo	01-oct	01-oct	--	--	--	--

B .- LIMITES DE CONSISTENCIA (NCh 1517/3.Of79 (*))

Límite de contracción	(%)	--	--	--	--	--	--
Relación de contracción	(g/cm^3)	--	--	--	--	--	--

C .- HINCHAMIENTO LIBRE Y PRESION DE HINCHAMIENTO (ASTM D4829-11) y D4546-14 (*))

Humedad natural Hinchamiento libre	(%)	--	--	--	--	--	--
Hinchamiento libre	(%)	--	--	--	--	--	--
Humedad natural Presión de hinchamiento	(%)	--	--	--	--	--	--
Presión de hinchamiento	(kg/cm^2)	--	--	--	--	--	--

D .- HINCHAMIENTO LIBRE COLAPSADO (ASTM D4546-14 (*))

Humedad natural	(%)	--	--	--	--	--	--
Humedad (secado al aire 24 hrs)	(%)	--	--	--	--	--	--
Deformación final c/ 4 kg/cm^2, sin saturar (1)	(%)	--	--	--	--	--	--
Deformación final c/ 4 kg/cm^2, saturarado (2)	(%)	--	--	--	--	--	--

E .- DENSIDAD NATURAL SECA (DSNR BD P14 B-1 (*))

Humedad natural	(%)	--	--	--	--	--	--
Densidad natural seca	(Mg/m^3)	1,872	1,734	--	--	--	--

F .- EQUIVALENTE DE ARENA (NCh 1325 : 2010)

Fecha de ensayo		--	--	--	--	--	--
Procedimiento de agitación		--	--	--	--	--	--
Equivalente de arena	(%)	--	--	--	--	--	--

G .- IMPUREZAS ORGANICAS (NCh 166 Of.2009)

Fecha de ensayo	--	--	--	--	--	--
Impurezas orgánicas (según NCh 166 Of.2009)	--	--	--	--	--	--

(*) Ensayo no incluido dentro del alcance de la acreditación INN.
(1): Deformación final posterior a 24 horas bajo carga de 4 kg/cm^2, en estado de humedad natural.
(2): Deformación final posterior a 24 horas bajo carga de 4 kg/cm^2 en estado saturado partiendo de cero con respecto a la deformación sin saturar.

LABORATORIOS TÉCNICOS Tecnolab TECNOLAB

Oscar Chanks Nº 4869, Quinta Normal - Santiago. Fono/Fax: (56) (02) 2683 0129 - 2683 1753 - 2683 2258
www.tecnolab.cl - tecnolab@tecnolab.cl

ENSAYOS DE LABORATORIO

Informe de Ensayo Nº : 132.083
Proyecto u Obra : Expte.1797. SE La Negra.

A .- IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

Pozo Nº	CCBR	--	--	--	--	--
Horizonte	1	--	--	--	--	--
Muestra Nº	36133-2	--	--	--	--	--
Cota (m)	0,40	--	--	--	--	--
	0,60	--	--	--	--	--

B .- GRANULOMETRIA (MC Vol. 8 Secc. 8.102.1 2014)

Fecha de ensayo	07-sept	--	--	--	--	--
Tamaños nominales de abertura (mm)	(porcentaje acumulado que pasa)					
80	--	--	--	--	--	--
63	--	--	--	--	--	--
50	--	--	--	--	--	--
40	100	--	--	--	--	--
25	98	--	--	--	--	--
20	98	--	--	--	--	--
10	93	--	--	--	--	--
5	87	--	--	--	--	--
2	81	--	--	--	--	--
0,5	65	--	--	--	--	--
0,08	53	--	--	--	--	--
Sobretamaño mayor a 80 mm (%)	--	--	--	--	--	--

C .- LIMITES DE CONSISTENCIA (NCh 1517/1 y /2.Of79)

Fecha de ensayo	20-sept	--	--	--	--	--
Tipo de acanalador empleado	ASTM	--	--	--	--	--
Método de ensayo empleado	Mecánico	--	--	--	--	--
Límite Líquido (%)	--	--	--	--	--	--
Límite Plástico (%)	--	--	--	--	--	--
Indice de Plasticidad	N.P.	--	--	--	--	--

D .- CLASIFICACION DE SUELOS (ASTM D2487-06)

Símbolo del Grupo USCS (*)	ML	--	--	--	--	--

E .- DENSIDAD DE PARTICULAS SOLIDAS (NCh 1532.Of80)

Fecha de ensayo	22-sept	--	--	--	--	--
Densidad de partículas sólidas (g/cm^3)	2,599	--	--	--	--	--

F .- DETERMINACION DE LA HUMEDAD (NCh 1515.Of79)

Fecha de ensayo	03-sept	--	--	--	--	--
Humedad (%)	3,1	--	--	--	--	--

G .- DESGASTE DE LAS GRAVAS, método de la máquina de los ángeles (NCh 1369 : 2010)

Fecha de ensayo	--	--	--	--	--	--
Grado de ensayo	--	--	--	--	--	--
Desgaste de la grava (%)	--	--	--	--	--	--

H .- CUBICIDAD DE PARTICULAS (MC Vol. 8 Secc. 8.202.6 2014)

Fecha de ensayo	--	--	--	--	--	--
Chancado total (%)	--	--	--	--	--	--
Rodadora total (%)	--	--	--	--	--	--
Laja total (%)	--	--	--	--	--	--

(*) Ensayo no incluido dentro del alcance de la acreditación INN.

LABORATORIOS TÉCNICOS TECNOLAB

Oscar Chanks Nº 4869, Quinta Normal - Santiago. Fono/Fax: (56) (02) 2683 0129 - 2683 1753 - 2683 2258
www.tecnolab.cl - tecnolab@tecnolab.cl

ENSAYOS DE LABORATORIO

Informe de Ensayo Nº : 132.083
Proyecto u Obra : Expte.1797. SE La Negra.

A .- IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

Pozo Nº		CCBR	--
Horizonte		1	--
Muestra Nº		36133-2	--
Cota (m)		0,40 - 0,60	--
		--	--

B .-ENSAYO PROCTOR MODIFICADO (NCh 1534/2.Of79)

Fecha de ensayo		14-sept	--
Método empleado		A	--
Material retenido en 20 mm	(%)	2	--
Descarte / reemplazo		Descarte	--
Densidad Seca Máxima	(g/cm^3)	1,84	--
Humedad óptima	(%)	9,2	

C .- ENSAYO CBR (NCh 1852Of.81)

Fecha de ensayo		27-sept				--				
Muestra sumergida		Si				--				
Densidad seca antes de la inmersión	(g/cm^3)	1,821	1,731	--		--	--	--		
Densidad seca después de la inmersión	(g/cm^3)	1,813	1,712	--		--	--	--		
Humedad de la muestra:						--	--	--		
- Antes de la compactación	(%)	9,2	9,7	--	C.B.R.	--	--	--	C.B.R.	
- Despues de la compactación	(%)	9,2	9,6	--	interpolado	--	--	--	interpolado	
- Capa superior de 25 mm post. inmersión	(%)	16,2	15,9	--	para 95%	--	--	--	para 95%	
- Promedio despúes de la inmersión	(%)	15,4	15,1	--	de la	--	--	--	de la	
Expansión	(%)	0,54	0,13	--	D.M.S.	--	--	--	D.M.S.	
CBR para 0.10"	(%)	159	141	--	148	--	--	--	--	
CBR para 0.20"	(%)	143	120	--	128	--	--	--	--	
CBR para 0.30"	(%)	124	108	--	114	--	--	--	--	
Sobrecarga utilizada	(kg)	4,5			--	--			--	

El método empleado para confeccionar las probetas de ensayo CBR, corresponde a la informada en ensayo Proctor.

LABORATORIOS TECNICOS TECNOLAB

Oscar Chanks Nº 4869, Quinta Normal - Santiago. Fono/Fax: (56) (02) 2683 0129 - 2683 1753 - 2683 2258
www.tecnolab.cl - tecnolab@tecnolab.cl

ENSAYOS DE LABORATORIO

Análisis Químico (*)

Informe de Ensayo Nº : 132.083
Proyecto u Obra : Expte.1797. SE La Negra.

1.- RESULTADOS

Muestras	Sales Totales Solubles NCh.1444, mg/kg	Sulfatos (SO_4) NCh.1444, mg/kg
Muestra N° 36132-1 C1 H-1 cota: 0,30 - 0,50 m.	30.786	16.801
Muestra N° 36132-2 C2 H-1 cota: 0,50 - 0,70 m.	42.390	20.422
Muestra N° 36132-3 C3 H-2 cota: 0,60 - 0,80 m.	33.390	18.572

Nota:
Los resultados informados se refieren únicamente a los ítemes ensayados.
El informe de ensayo no debe ser reproducido excepto en su totalidad, sin la autorización escrita del laboratorio.
(*) Ensayo no incluido dentro del alcance de la acreditación INN.

LABORATORIOS TÉCNICOS Tecnolab TECNOLAB

Oscar Chanks N° 4869, Quinta Normal - Santiago. Fono/Fax: (56) (02) 2683 0129 - 2683 1753 - 2683 2258
www.tecnolab.cl - tecnolab@tecnolab.cl

6. REGISTRO FOTOGRÁFICO

DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA



Emplazamiento Sondaje S-01



Emplazamiento Sondaje S-02



Emplazamiento Sondaje S-03



Emplazamiento Sondaje SL-01

DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA



Emplazamiento Sondaje SL-02





Ensayo de cono de arena

DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA







Ensayo de infiltración Porchet

7. INFORME GEOFÍSICO SEV

Estudio Geoeléctrico basado en Sondeos Eléctricos Verticales SEV bajo la configuración Wenner de los 4 electrodos para mediciones de la resistividad eléctrica de suelo en proyecto:

"SUBESTACIÓN – LA NEGRA"

Inmediaciones de Antofagasta, II Región de Antofagasta, Chile.

			Firma	Firma	Firma		
A	31/08/2021	Aprobación de cliente	ACR	ACR	ACR		
REV.	**FECHA**	**EMITIDO PARA**	**POR**	**REV.**	**APR.**	**REV.**	**APR.**
						SONDEAL – AGENCIA EN CHILE	

ÍNDICE

I. Introducción **1**
II. Ubicación general del proyecto **1**
III. Objetivo y alcance de los trabajos realizados **1**

IV. Ubicación general de los ensayos en terreno **2**
V. Material utilizado en terreno **2**
VI. Método SEV – Configuración *Wenner* **2**

VII. Proceso, análisis y resultados de los datos obtenidos en terreno **4**

VIII. Toma de datos de resistividad eléctrica y curvas de proceso de información en profundidad **5**

1. SEV – 1 **5**
2. SEV – 2 **6**
3. SEV – 3 **7**
4. SEV – 4 **8**
5. SEV – 5 **9**
6. SEV – 6 **10**
7. SEV – 7 **11**
8. SEV – 8 **12**
9. SEV – 9 **13**
10. SEV – 10 **14**
11. SEV – 11 **15**
12. SEV – 12 **16**
13. SEV – 13 **17**

IX. Resultados generales y conclusiones **18**

X. Referencias **19**

ANEXO FOTOGRÁFICO **20**

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN **28**

I. Introducción:

Con la finalidad de poder realizar una caracterización de sitio y determinar mediante métodos geoeléctricos que permitan realizar mediciones de resistividad eléctrica de suelos a distintas profundidades, El señor **Roberto de la Casa**, en representación de la empresa **SONDEOS DE INVESTIGACIÓN ALMERIENSE SL – AGENCIA EN CHILE**, solicita a **GEOIBERICA SpA** la realización de 13 perfiles tipo Sondeo Eléctrico Vertical (SEV) bajo la configuración *Wenner* de los 4 electrodos para la extensión de terreno que albergará el futuro proyecto **SUBESTACIÓN SECCIONADORA – LA NEGRA y líneas asociadas**, ubicado en las inmediaciones de la comuna de **Antofagasta, II Región de Antofagasta, Chile**.

Los puntos de prospección fueron ubicados a lo largo del trazado y del área inicialmente proyectada para el proyecto.

La campaña geofísica se desarrolló el pasado 18 de Agosto de 2021, teniendo una duración en terreno de un (1) día.

II. Ubicación general del proyecto:

El terreno objeto de estudio se encuentra en las inmediaciones de la comuna de **Antofagasta, II Región de Antofagasta, Chile.**

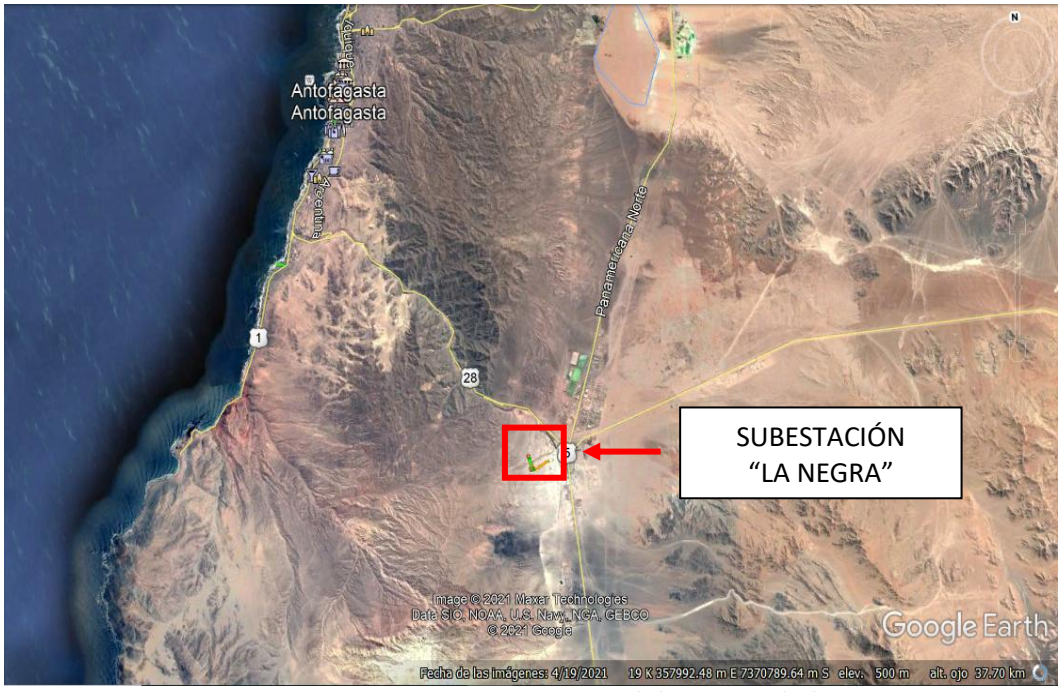


Figura 1: Imagen representativa de la zona estudiada.

III. Objetivo y alcance de los trabajos realizados:

El objetivo de los trabajos contratados es obtener los resultados de las resistividades eléctricas específicas en profundidad de 10,00 m para dar correcto cumplimiento a lo dispuesto en la norma **ASTM G-57. También se tomará como referencia el IEEE – STD – 80.**

IV. Ubicación general de los ensayos en terreno:

Atendiendo la directriz de la especificación técnica facilitada por el cliente, concretamente en sus páginas 32 y 33, la disposición de los ensayos en terreno quedó distribuida y referenciada de la siguiente manera:

SUBESTACIÓN LA NEGRA	X	Y	LONGITUD TOTAL	ORIENTACIÓN
SEV – 1	0.364.316	7.369.321	30 ml	NE - SW
SEV – 2	0.364.316	7.369.321	30 ml	NW – SE
SEV – 3	0.364.372	7.369.244	30 ml	N – S
SEV – 4	0.364.433	7.369.258	30 ml	NE - SW
SEV – 5	0.364.433	7.369.258	30 ml	NW – SE

Tabla 1: Coordenadas según DATUM WGS 84, huso 19K.

SECCIONAMIENTO LT COLOSO 0'HIGGINS	X	Y	LONGITUD TOTAL	ORIENTACIÓN
SEV – 6	0.364.249	7.369.652	30 ml	NW – SE
SEV – 7	0.364.249	7.369.652	30 ml	NE - SW

Tabla 2: Coordenadas según DATUM WGS 84, huso 19K.

SECCIONAMIENTO LT ANTOFAGASTA – ALTO NORTE	X	Y	LONGITUD TOTAL	ORIENTACIÓN
SEV – 8	0.364.984	7.369.503	30 ml	NW – SE
SEV – 9	0.364.984	7.369.503	30 ml	NE - SW
SEV – 10	0.364.794	7.369.420	30 ml	NW – SE
SEV – 11	0.364.794	7.369.420	30 ml	NE - SW
SEV – 12	0.364.613	7.369.317	30 ml	NW – SE
SEV – 13	0.364.613	7.369.317	30 ml	NE - SW

Tabla 3: Coordenadas según DATUM WGS 84, huso 19K.

V. Material utilizado en terreno:

- Telurometro eléctrico marca METREL modelo EARTH INSULATION TESTER ml 2088, fabricado en Eslovenia, Europa.
- **4 electrodos metálicos**.
- **4 cables conectores** al medidor de tierra y a los electrodos.
- **Libreta de campo.**
- **Pequeño material de apoyo**.
- **GPS** de mano para georreferenciación de los puntos.

VI. Método SEV – Configuración *Wenner*:

Existen diversos métodos para realizar mediciones de resistividad eléctrica de suelo mediante la inyección de corrientes eléctricas a través de perfiles geoeléctricos, los cuales, derivan a su vez en varios submétodos que serán empleados en función de cuál sea la intención o finalidad del ensayo o de lo que se quiera determinar.

En el presente estudio, y para determinar las resistividades eléctricas de suelo para el cálculo de la instalación de puesta a tierra se utilizará el método del Sondeo Eléctrico Vertical (SEV) mediante la metodología *Wenner* de los 4 electrodos.

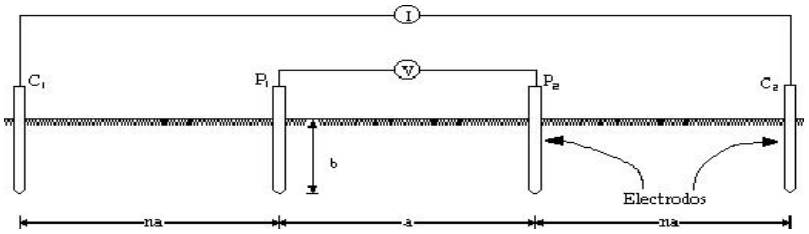


Figura 2: Configuración de ensayo de resistividad eléctrica de suelo mediante método *Wenner.*

El ensayo consiste en inyectar un impulso eléctrico al terreno y esperar su reacción, la cual será medida por el resistivímetro o telurómetro eléctrico (que actúa como matriz emisora/receptora del ensayo) e informará el resultado de resistencia eléctrica de suelo en la pantalla.

La configuración *Wenner* consiste en situar 4 electrodos metálicos en el suelo (C1, P1, P2 y C2), los cuales colocaremos a distancias equidistantes entre sí (a) y los cuales desplazaremos hacia los extremos de manera creciente con respecto al centro del tendido geoeléctrico por cada una de las inyecciones de corriente que se pretenda adquirir (na). Todo ello para poder llegar a una mayor profundidad conforme el tendido adquiere una mayor longitud.

El hecho de realizar numerosas medidas con longitud de equidistancias distintas por cada una de las inyecciones de corriente, permite tener nociones de lo que ocurre en cada una de las capas que componen el sustrato y tener así un mayor conocimiento del perfil litológico de un determinado terreno.

Es imprescindible respetar siempre el centro del tendido, por lo tanto, el incremento de equidistancias en función del desarrollo del ensayo estará marcado siempre por el centro inicial del tendido geoeléctrico. El ensayo deberá tener un comportamiento simétrico a lo largo de toda su duración.

La relación existente entre la longitud total AB en superficie del tendido y la profundidad de investigación varía entre 1/2 y 1/3 dependiendo en el tipo de suelo que estemos trabajando. Para suelos con un contenido de humedad elevado y con una estratigrafía litológica lineal (creciente o decreciente en unidades geofísicas) en profundidad, la relación podrá establecerse como 1/2, de lo contrario, en climas con bajo contenido de humedad (climas más bien desérticos), o con estratigrafías litológicas no lineales en profundidad, la relación podrá establecerse en 1/3, como por ejemplo, para este caso.

Lo anterior indica, que para alcanzar una profundidad de investigación de 10,00 m, la apertura de alas AB máxima en superficie deberá variar entre los 20 y los 30 m.

Para una tipología de terreno como la que está siendo objeto de estudio, debería cumplirse la relación 1/3 y respetarse una longitud total AB = 30 m.

Para poder tener una lectura ordenada de las resistividades eléctricas obtenidas en función de la profundidad del estrato analizado, se debe tener una libreta de campo clara, la cual deberá respetarse rigurosamente para poder después realizar un correcto proceso de curvas de resistividad eléctrica, así como una correcta interpretación de los datos obtenidos.

Para ello, se debe realizar el ensayo en base a lo dispuesto en el siguiente modelo de hoja de terreno:

SEV N° XX	PROYECTO	FECHA	18 - 08 -2021
LOCALIZACION	SUBESTACIÓN - LA NEGRA	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL 2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	
2	2	12,56	
4	4	25,12	
5	6	37,68	
6	8	50,24	
7	10	62,80	

Tabla 4: Hoja de campo usada en la toma de datos de les ensayos SEV.

VII. Proceso, análisis y resultados de los datos obtenidos en terreno:

Se procede, en primer lugar, a presentar la tabla de valores de resistividades eléctricas de suelos obtenidas en las diferentes capas de la litología estudiada.

Acto seguido, se presentarán las curvas de resistividad eléctrica resultantes para cada uno de los sitios analizados. Dichas curvas, corresponden a los resultados derivados de analizar lo obtenido en terreno mediante el software específico *Ipi2win* que interviene en el proceso de interpretación de los datos y que genera tanto las curvas de resistividades eléctricas de suelo aparentes de un modelo teórico (Orellana – Mooney o Burdoff – Yakobs) y las compara con los datos obtenidos en terreno (modelo práctico). Se realizarán modelos de 2 y 3 capas, ya que es muy difícil que con un modelo de 2 capas se alcance la profundidad de 10 m.

El gráfico de resistividades eléctricas de suelo, muestra la relación entre la apertura de alas "AB/3" (distancia en metros de las equidistancias) en el eje "X" y la resistividad eléctrica de suelos (en Ω·m) en el eje de las "Y".

Finalmente, y para un correcto entendimiento por parte del lector de los datos interrelacionados de la tabla obtenida en terreno y su análisis en la curva de resistividades, se procederá a interpretar los datos obtenidos en base a la tabulación conocida y fiable entre las resistividades eléctricas específicas obtenidas y su equivalente según el tipo de material al que puede pertenecer. Además del análisis y la interpretación de cada uno de los ensayos realizados, en el siguiente punto del informe se establecerán conclusiones generales y recomendaciones para posibles intervenciones futuras basadas en lo que el cliente, como solicitante del ensayo, pretende construir.

VIII. Toma de datos de resistividad eléctrica y curvas de proceso de información en profundidad.

1. SEV – 1:

SEV – 1	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SUBESTACIÓN LA NEGRA	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1044
2	2	12,56	969
4	4	25,12	1149
5	6	37,68	1340
6	8	50,24	1499
7	10	62,80	1627

Tabla 5: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 1.

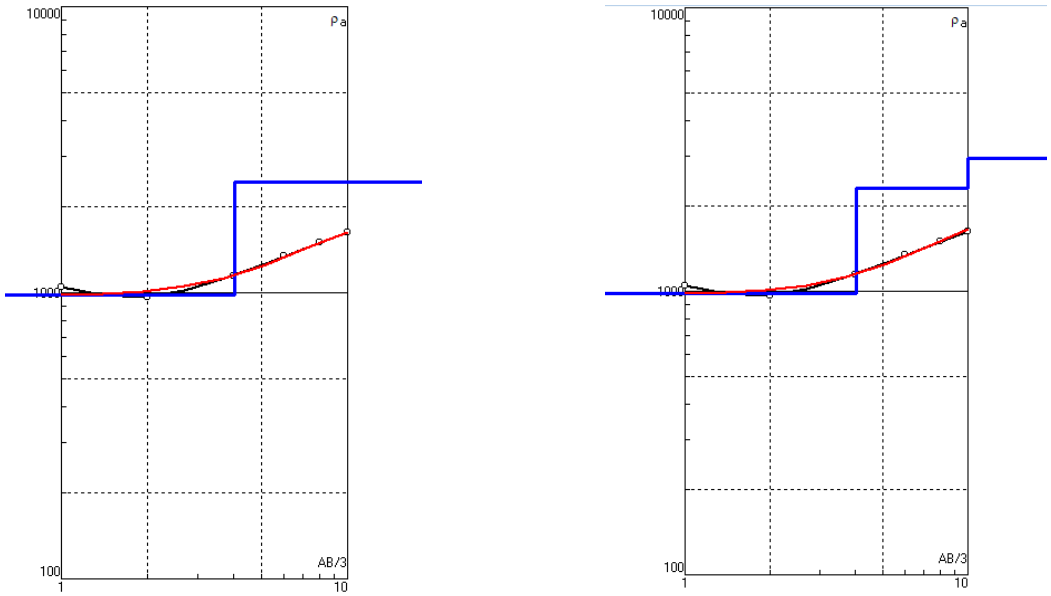


Figura 3: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 1. Modelo de 2 y 3 capas.

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	981	4,03	4,03	-4,03
2	2436	∞		

Tabla 6: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 4,03 m.

Error asociado: 2,89%.

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	981	4,03	4,03	-4,03
2	2308	5,97	10,00	-10,00
3	2943	∞		

Tabla 7: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.

Error asociado: 2,89%.

2. SEV – 2:

SEV – 2	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SUBESTACIÓN LA NEGRA	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	795
2	2	12,56	934
4	4	25,12	1002
5	6	37,68	1160
6	8	50,24	1338
7	10	62,80	1409

Tabla 8: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 2.

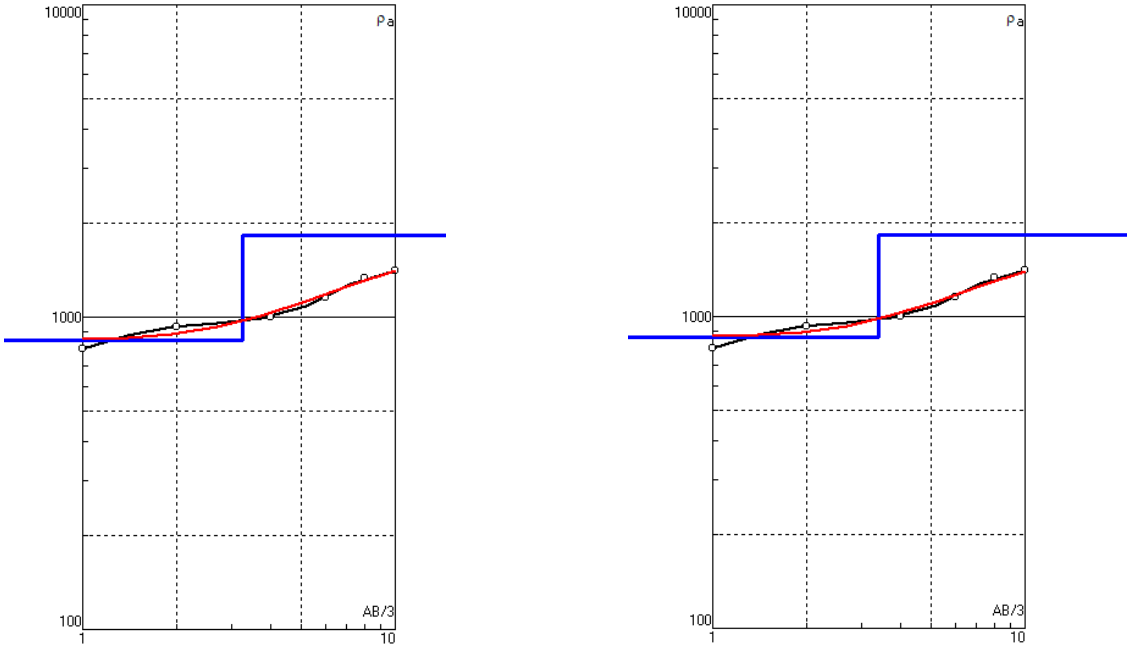


Figura 4: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 2. Modelo de 2 y 3 capas.

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	842	3,24	3,24	-3,24
2	1827	∞		

Tabla 9: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.
Error asociado: 3,50%.

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	854	3,40	3,40	-3,40
2	1827	6,60	10,00	-10,00
3	1827	∞		

Tabla 10: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.
Error asociado: 3,67%.

3. SEV – 3:

SEV – 3	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SUBESTACIÓN LA NEGRA	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1843
2	2	12,56	1869
4	4	25,12	1958
5	6	37,68	2045
6	8	50,24	2168
7	10	62,80	2273

Tabla 11: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 3.

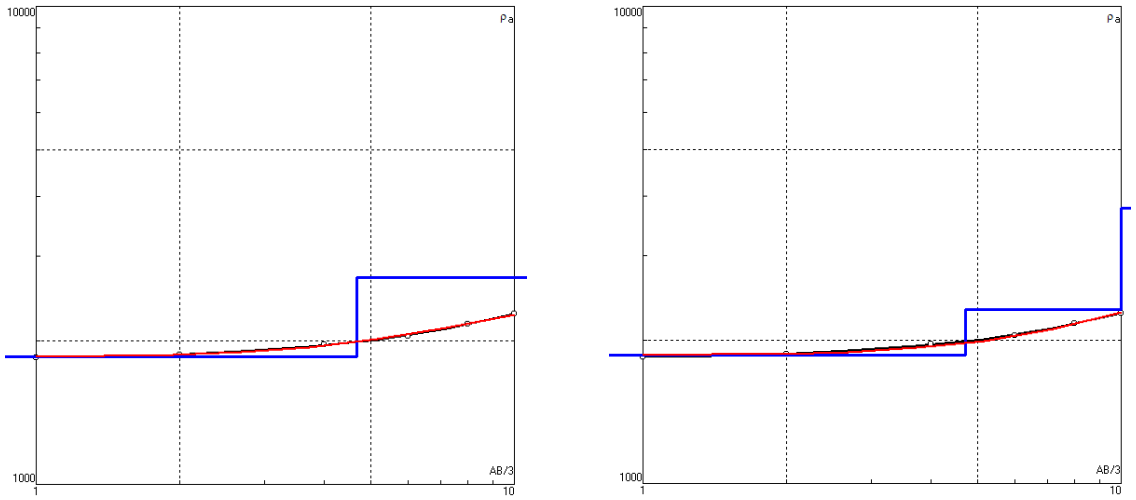


Figura 5: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 3. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1849	4,69	4,69	-4,69
2	2709	∞		

Tabla 12: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 4,69 m.
Error asociado: 0,47%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1854	4,72	4,72	-4,72
2	2315	5,28	10,00	-10,00
3	3774	∞		

Tabla 13: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.
Error asociado: 0,73%.

4. SEV – 4:

SEV – 4	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SUBESTACIÓN LA NEGRA	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1325
2	2	12,56	1419
4	4	25,12	1526
5	6	37,68	1779
6	8	50,24	1983
7	10	62,80	1996

Tabla 14: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 4.

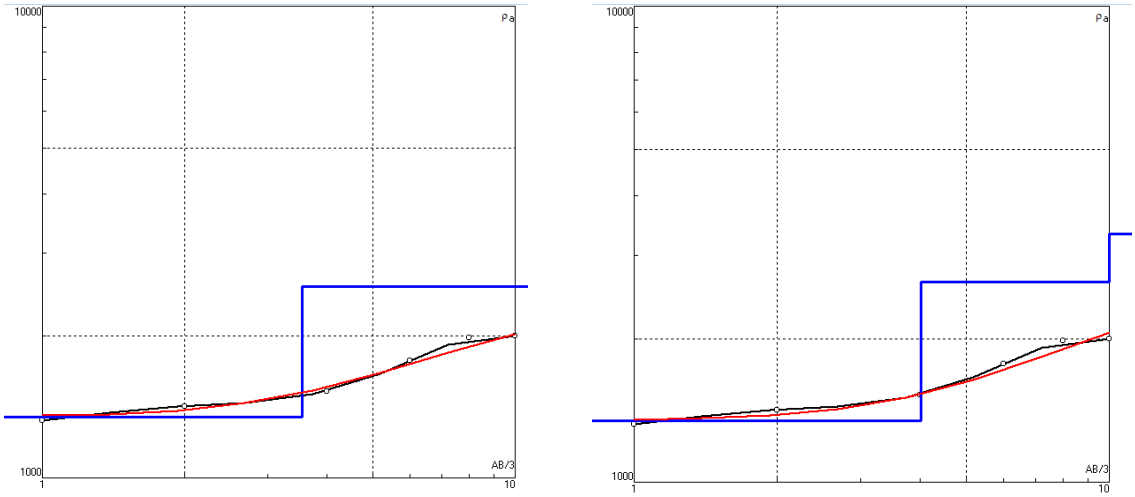


Figura 6: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 4. Modelo de 2 y 3 capas.

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1348	3,54	3,54	-3,54
2	2545	∞		

Tabla 15: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 3,54 m.
Error asociado: 1,97%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1349	4,02	4,02	-4,02
2	2634	5,98	10,00	-10,00
3	3323	∞		

Tabla 16: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.
Error asociado: 2,42%.

5. SEV – 5:

SEV – 5	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SUBESTACIÓN LA NEGRA	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1290
2	2	12,56	1368
4	4	25,12	1672
5	6	37,68	1849
6	8	50,24	2061
7	10	62,80	2115

Tabla 17: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 5.

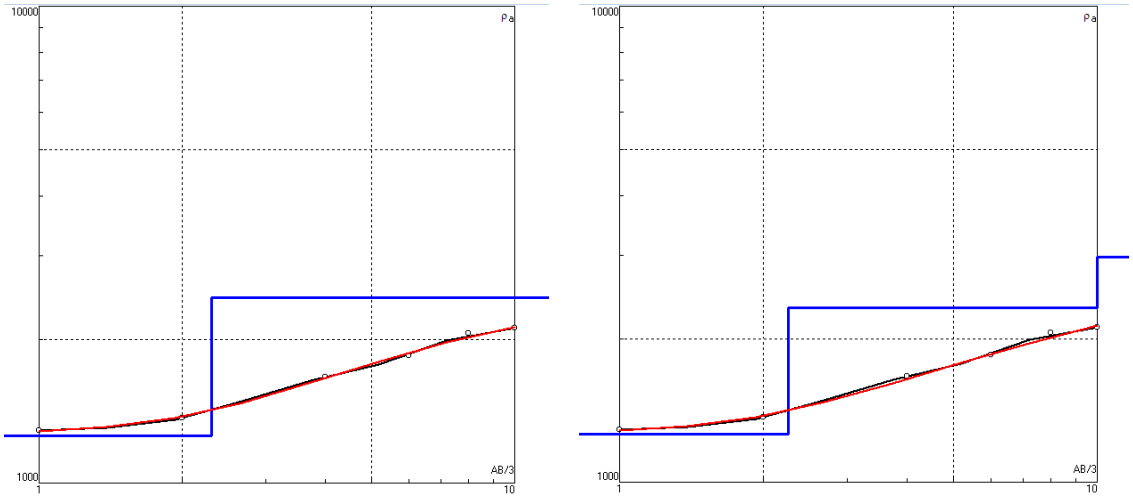


Figura 7: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 5. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1259	2,30	2,30	-2,30
2	2448	∞		

Tabla 18: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 2,30 m.

Error asociado: 0,84%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1262	2,25	2,25	-2,25
2	2327	7,75	10,00	-10,00
3	2971	∞		

Tabla 19: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.

Error asociado: 0,99%.

6. SEV – 6:

SEV – 6	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SECCIONAMIENTO COLOSO – O'HIGGINS	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1431
2	2	12,56	1592
4	4	25,12	1674
5	6	37,68	1895
6	8	50,24	2020
7	10	62,80	2167

Tabla 20: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 6.

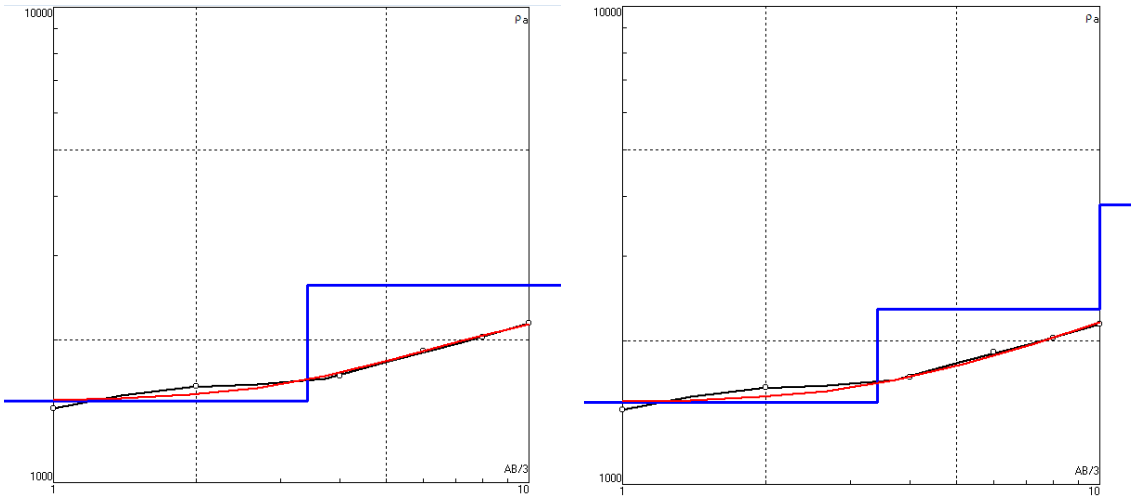


Figura 8: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 6. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1487	3,42	3,42	-3,42
2	2607	∞		

Tabla 21: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 3,42 m.
Error asociado: 2,20%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1484	3,42	3,42	-3,42
2	2325	6,58	10,00	-10,00
3	3844	∞		

Tabla 22: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.
Error asociado: 2,40%.

7. SEV – 7:

SEV – 7	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SECCIONAMIENTO COLOSO – O'HIGGINS	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1415
2	2	12,56	1584
4	4	25,12	1771
5	6	37,68	1962
6	8	50,24	1987
7	10	62,80	2031

Tabla 23: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 7.

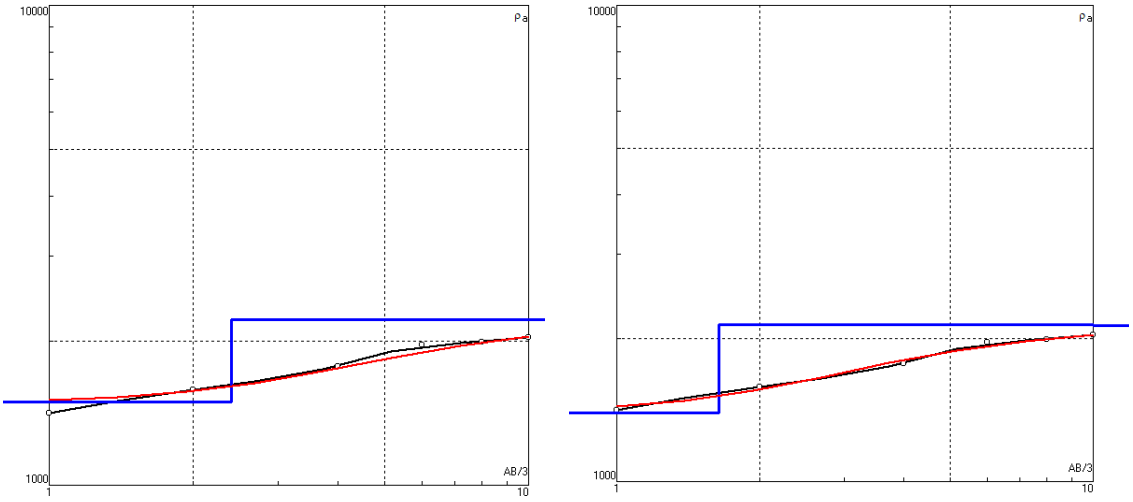


Figura 9: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 7. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1491	2,40	2,40	-2,40
2	2213	∞		

Tabla 24: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 2,40 m.

Error asociado: 2,64%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1397	1,63	1,63	-1,63
2	2140	8,37	10,00	-10,00
3	2127	∞		

Tabla 25: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.

Error asociado: 1,17%.

8. SEV – 8:

SEV – 8	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SECCIONAMIENTO ANTOFAGASTA – ALTO NORTE	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	10320
2	2	12,56	15870
4	4	25,12	22440
5	6	37,68	31690
6	8	50,24	35120
7	10	62,80	39300

Tabla 26: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 8.

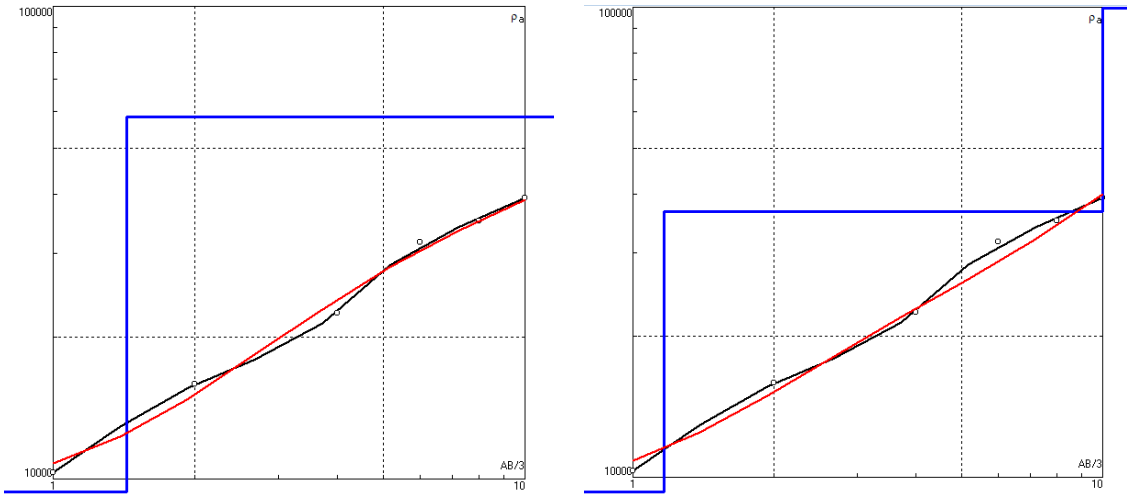


Figura 10: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 8. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	9403	1,43	1,43	-1,43
2	58376	∞		

Tabla 27: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 1,43 m.
Error asociado: 4,07%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	9100	1,16	1,16	-1,16
2	36738	8,84	10,00	-10,00
3	120500	∞		

Tabla 28: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.
Error asociado: 4,36%.

9. SEV – 9:

SEV – 9	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SECCIONAMIENTO ANTOFAGASTA – ALTO NORTE	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	9410
2	2	12,56	12360
4	4	25,12	20540
5	6	37,68	26390
6	8	50,24	27930
7	10	62,80	31620

Tabla 29: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 9.

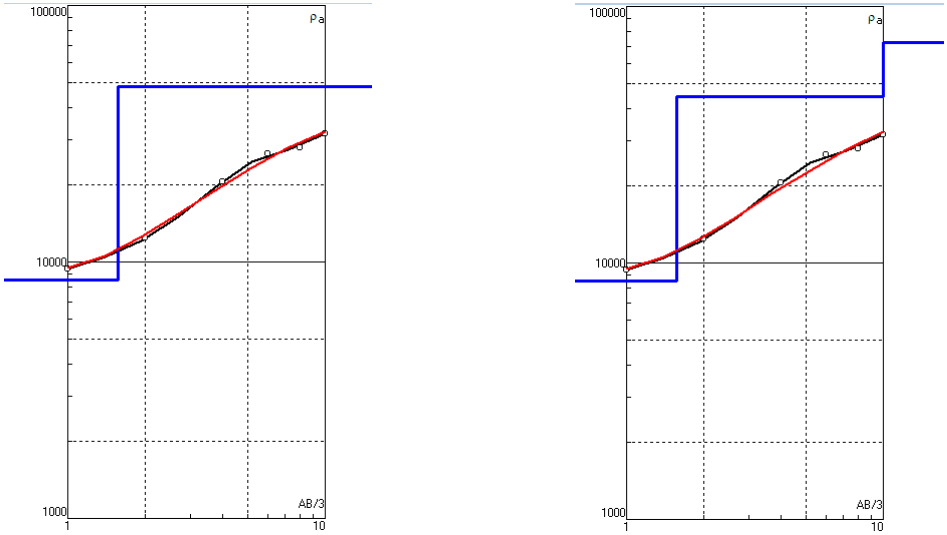


Figura 11: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 9. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	8526	1,57	1,57	-1,57
2	48262	∞		

Tabla 30: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 1,57 m.

Error asociado: 2,81%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	8527	1,57	1,57	-1,57
2	44509	8,43	10,00	-10,00
3	72341	∞		

Tabla 31: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.

Error asociado: 3,32%.

10. SEV – 10:

SEV – 10	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SECCIONAMIENTO ANTOFAGASTA – ALTO NORTE	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1482
2	2	12,56	1659
4	4	25,12	1668
5	6	37,68	1746
6	8	50,24	2027
7	10	62,80	2451

Tabla 32: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 10.

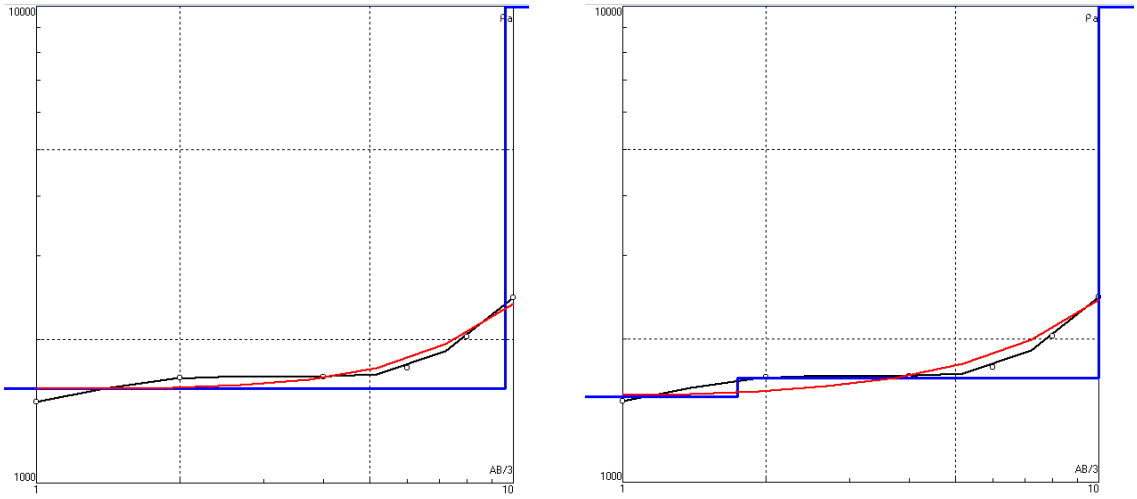


Figura 12: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 10. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1576	9,64	9,64	-9,64
2	73550	∞		

Tabla 33: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.

Error asociado: 3,68%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1514	1,74	1,74	-1,74
2	1655	8,26	10,00	-10,00
3	120000	∞		

Tabla 34: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.

Error asociado: 4,09%.

11. SEV – 11:

SEV – 11	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SECCIONAMIENTO ANTOFAGASTA – ALTO NORTE	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1502
2	2	12,56	1496
4	4	25,12	1608
5	6	37,68	1778
6	8	50,24	1968
7	10	62,80	2348

Tabla 35: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 11.

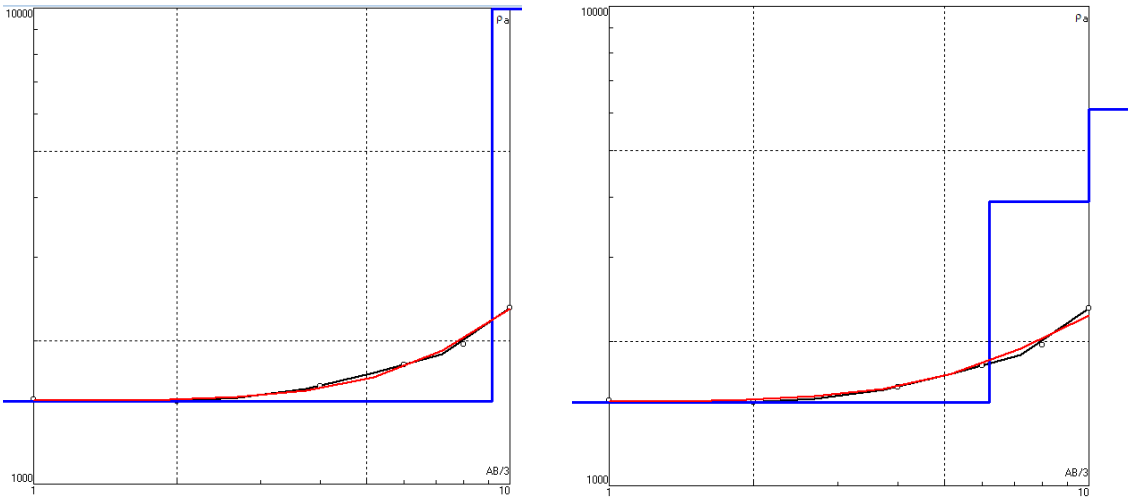


Figura 13: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 11. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1495	9,19	9,19	-9,19
2	7348	∞		

Tabla 36: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 9,19 m.
Error asociado: 1,09%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1495	6,20	6,20	-6,20
2	3913	3,80	10,00	-10,00
3	6096	∞		

Tabla 37: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.
Error asociado: 1,74%.

12. SEV – 12:

SEV – 12	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SECCIONAMIENTO ANTOFAGASTA – ALTO NORTE	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1637
2	2	12,56	1846
4	4	25,12	1897
5	6	37,68	2003
6	8	50,24	2021
7	10	62,80	2291

Tabla 38: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 12.

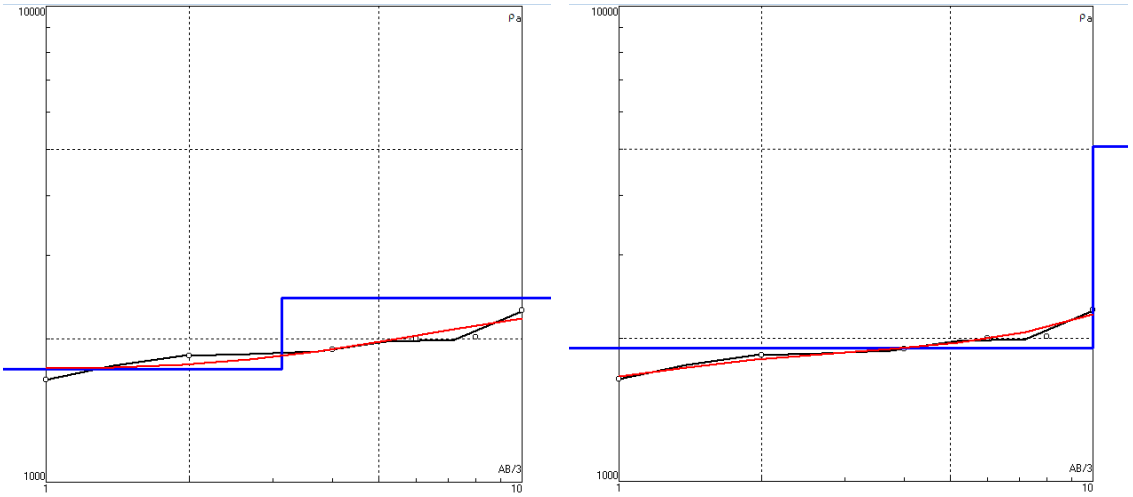


Figura 14: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 12. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1725	3,13	3,13	-3,13
2	2437	∞		

Tabla 39: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 3,13 m.

Error asociado: 3,51%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1444	0,50	0,50	-0,50
2	1908	9,50	10,00	-10,00
3	5057	∞		

Tabla 40: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.

Error asociado: 1,77%.

13. SEV – 13:

SEV – 13	PROYECTO	FECHA	18 - 08 - 2021
LOCALIZACION	SECCIONAMIENTO ANTOFAGASTA – ALTO NORTE	OPERADOR	AJCR
INSTRUMENTO	METREL MI2088		
MÉTODO	WENNER		
N	A/3	K	$_{\rho}$a (Ω.m)
1	1	6,28	1599
2	2	12,56	1725
4	4	25,12	1839
5	6	37,68	1936
6	8	50,24	1984
7	10	62,80	2082

Tabla 41: Tabla de resistividades aparentes para obtenidas en la toma de datos del SEV – 13.

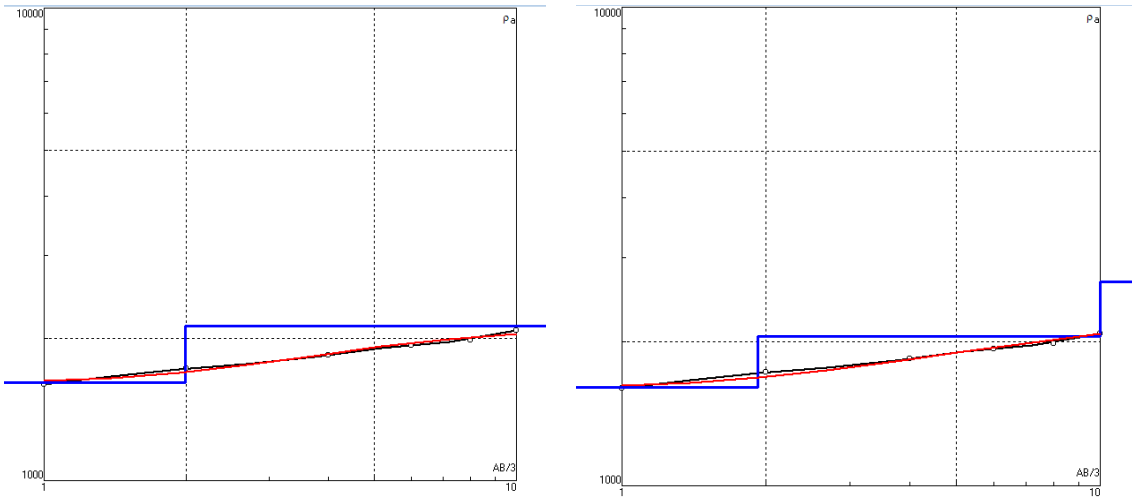


Figura 15: Resultado de la curva de resistividad eléctrica aparente para el ensayo SEV – 13. Modelo de 2 y 3 capas.

- **MODELO 2 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1610	1,99	1,99	-1,99
2	2128	∞		

Tabla 42: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 1,99 m.
Error asociado: 1,31%.

- **MODELO 3 CAPAS:**

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt
1	1605	1,92	1,92	-1,92
2	2052	8,08	10,00	-10,00
3	2668	∞		

Tabla 43: Resistividad específica de suelo hasta una profundidad máxima de 10,00 m.
Error asociado: 1,23%.

IX. Resultados generales y conclusiones:

a) RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE SUELO PARA CÁLCULO DE TOMA DE TIERRA:

Los valores de resistividad eléctrica específica en profundidad para el cálculo de la malla de toma de tierra son los presentados en cada uno de los análisis efectuados en cada caso, concretamente en la tabla de resistividades eléctricas específicas (últimas dos tablas de cada uno de los casos utilizados).

Para la correcta interpretación de los datos, de deberá tener en cuenta que:

N	$_{\rho}$e(Ω.m)	h	d	Alt

- **N:** número correspondiente a cada capa de suelo detectada.
- **$_{\rho}$e(Ω.m):** resistividad eléctrica específica en profundidad.
- **h:** altura relativa de cada una de las capas detectadas en valor absoluto.
- **d:** altura acumulada desde cota 0,00 m hasta cada una de las profundidades en valor absoluto.
- **Alt:** profundidad de cada una de las capas

Fundados en nuestra experiencia previa en proyectos similares ejecutados a lo largo de toda la geografía de la República de Chile, **se propone el uso de productos tipo "KAM"** (compuesto de sales inorgánicas) para el diseño y posterior instalación del sistema de puesta a tierra.

Se observa un comportamiento geoeléctrico homogéneo a lo largo de toda el área examinada a excepción de en los perfiles 8 y 9, donde los resultados se han disparado anómalamente de manera creciente. Entendemos que lo anterior es debido a la proximidad existente entre el punto central prospectado para esos perfiles y los tendidos aéreos ubicados prácticamente encima. Proponemos tomar como referencia los valores informados para los otros perfiles al estar el resto de los puntos dentro de un mismo rango.

Se deja constancia de intervenciones pasadas por parte de nuestro equipo técnico cercanas al área prospectada. Los resultados son similares a los obtenidos en los otros puntos prospectados.

b) DETERMINACIÓN DEL GRADO DE CORROSIÓN DE SUELO:

Al haberse detectado valores de resistividades eléctricas de suelo superiores a los 1000 Ω·m en más del 95% de la totalidad de los puntos ensayados durante la campaña, se puede determinar que el grado de agresividad que presenta el suelo en base a las resistividades eléctricas es **NULO**:

Resistividad (Ω-m)	*Grado de agresividad*
< 10	Severo
10 – 100	Discreto
100 – 1000	Escaso
> 1000	Nulo

Tabla 44: Grado de posibilidad de corrosión de suelo.
Fuente: Ávila J. y J. Genescá, Más allá de la herrumbre, FCE-SEP-CONACYT, México, 1986, 110 pp.

No obstante, el parámetro anterior se estima en base al valor de resistividades eléctricas obtenidas tanto en terreno como al procesar e interpretar las resistividades eléctricas específicas.

Está claro, que en la zona de estudio, debido a su climatología, ausencia de humedad y presencia de agentes químicos en el subsuelo, sobretodo cloruros y/o sales, es decir, existen diversos factores que pueden afectar en el grado de agresividad del suelo, será facultad del consultor geotécnico establecer finalmente éste parámetro mediante los ensayos de laboratorio adecuados a hacerse sobre las muestras tomadas en terreno.

X. Referencias:

Cada material tiene una resistividad/conductividad eléctrica asociada. Es por ello que para poder conocer la materialidad existente en el subsuelo en relación con su resistividad eléctrica es necesario conocer las correlaciones existentes. Para el conocimiento aproximado de los valores de resistividad eléctrica, se muestra la siguiente tabla:

MATERIAL	RESISTIVIDAD (Ωm)
Roca o bolones de gran tamaño	>10000
Roca fracturada o bolones de tamaño medio	1500 - 5000
Roca fracturada saturada	100 - 2000
Roca fracturada saturada de agua salada	1 - 100
Gneiss	500 - 1000
Gneiss saturado	40 - 60
Saprolito	200 - 500
Saprolito saturado	40 - 100
Gravas	500 - 2000
Gravas saturadas	300 - 500
Arena	400 - 700
Arena saturada	100 - 200
Cortes	100 - 200
Cortes saturados	20 - 100
Cortes saturados de agua salada	5 - 15
Arcillas	20 - 40
Arcillas saturadas	5 - 20
Arcillas saturadas de agua salada	1 - 10

Tabla 12: Valores representativos de resistividad eléctrica en función del tipo de suelo.
Fuente: Arias E, Echeverri O y Hoyos F, Relaciones geoeléctricas en la exploración geotécnica, Boletín de Ciencias de la Tierra, Colombia, 2012, 4pp.

Este informe ha sido realizado por personal perteneciente a SERVICIOS GEOFÍSICOS Y GEOELÉCTRICOS GEOIBERICA SPA. Cualquier reproducción total o parcial sin consentimiento de su autor, estará incumpliendo lo estipulado en la Ley 17.336 sobre Propiedad Intelectual.

ANEXO FOTOGRÁFICO



1. Imagen del perfil SEV – 1.



2. Imagen del perfil SEV – 2.



3. Imagen del perfil SEV – 3.



4. Imagen del perfil SEV – 4.



5. Imagen del perfil SEV – 5.



6. Imagen del perfil SEV – 6.



7. Imagen del perfil SEV – 7.



8. Imagen del perfil SEV – 8.



9. Imagen del perfil SEV – 9.



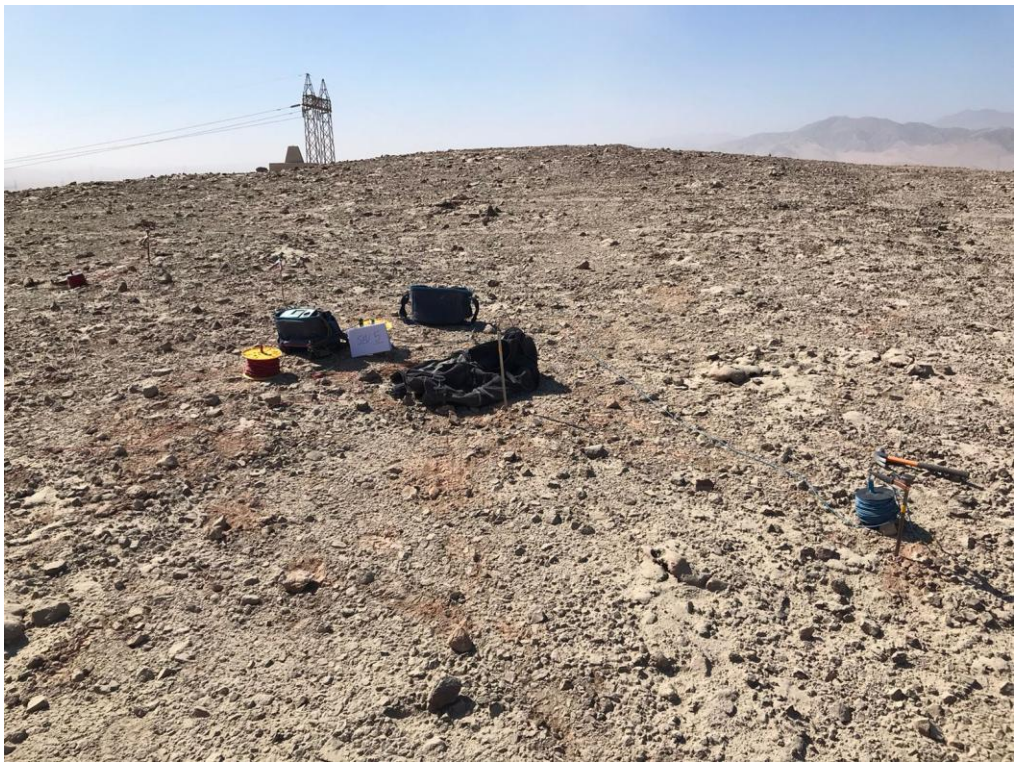
10. Imagen del perfil SEV – 10.



11. Imagen del perfil SEV – 11.



12. Imagen del perfil SEV – 12.



13. Imagen del perfil SEV – 13.



14. Resultado anómalo extremadamente alto obtenido en perfil SEV 8.



15. Imagen de resultado obtenido en SEV 6. Acorde al resto de las mediciones.

Calibration certificate

Model: EARTH INSULATION TESTER Date: 30. 01. 2020

Serial No.: 19481161 Performed by: Luka Vrhovec Signature

Date Placed In Service: 03 Abr/2021 Due Date: 03 Abr./2022

Metrel Recommended Cal Interval: 12 months

* The due date may be established (by the customer) by adding the "Recommended Cal Interval" to the "Date Placed In Service."

No.	Function / Ubat=5,5V	Input	Low limit	Reading	Uncertainty	High limit
1	Outlook, battery indication, keys,rotary switch, buzzer			OK		
2	Low ohm ±200mA	0,00 Ω	0,00 Ω	0,00	0,01	0,02 Ω
	$R_{\pm 200mA}$	1,00 Ω	0,96 Ω	0,99	0,01	1,04 Ω
		19,00 Ω	18,60 Ω	19,08	0,11	19,40 Ω
		1900 Ω	1843 Ω	1904	11	1957 Ω
	Continuity			OK		
3	Clamp Current	0,0 mA	0,0 mA	0,1	0,1	0,3 mA
		10 mA	9,2 mA	10,0	0,1	10,8 mA
		100 mA	95,0 mA	100,4	1	105 mA
		1 A	950 mA	1	0,01	1,05 A
		10 A	9,50 A	10,09	0,1	10,5 A
		100 A	95 A	97,3	1	105 A
4	Test 	0 Ω	0 V	4	1	10 V
	U_{TEST}	510 kΩ	475 V	512	4	545 V
		900 kΩ	845 V	908	8	955 V
5.1	Insulation resistance / U_N =50V	0,000 MΩ	0,000 MΩ	0,000	0,001	0,003 MΩ
	R_{ISO}	1,000 MΩ	0,947 MΩ	1,010	0,009	1,053 MΩ
		190,0 MΩ	180,2 MΩ	191,1	1,3	199,8 MΩ
	Uiso output/ 10MΩ	55 V	51 V	62	1	65 V
5.2	Insulation resistance / U_N =250V	0,100 MΩ	0,096 MΩ	0,100	0,001	0,104 MΩ
	R_{ISO}	19,00 MΩ	18,60 MΩ	19,14	0,12	19,40 MΩ
		190,0 MΩ	186,0 MΩ	190,3	1,2	194,0 MΩ
		20,0 GΩ	15,4 GΩ	20,9	0,7	24,6 GΩ
5.3	Insulation resistance / U_N =1000V	100 MΩ	97,8 MΩ	99,4	0,6	102,2 MΩ
	R_{ISO}	1,90 GΩ	1,824 GΩ	1,90	0,03	1,976 GΩ
		20,0 GΩ	15,4 GΩ	20,1	0,3	24,6 GΩ
	Uiso output/ 10MΩ	1050 V	1000 V	1048	7	1100 V
	Short circuit current		2,0 mA	2,52	0,05	3,0 mA
6	Voltage AC / DC	0 V	0 V	0	1	2 V
		550 V	537 V	550	4	563 V
7	Earth resistance	0,00 Ω	0,00 Ω	0,00	0,01	0,03 Ω
	four - lead method	1,00 Ω	0,95 Ω	1,01	0,01	1,05 Ω
		190,0 Ω	185,9 Ω	190,2	1,1	194,1 Ω
		1,900 kΩ	1,859 kΩ	1,900	0,011	1,941 kΩ
		19,00 kΩ	18,05 kΩ	19,49	0,11	19,95 kΩ
	Probe influence Rc, Rp max	1,00 Ω	0,92 Ω	1,01	0,01	1,08 Ω
8	Earth resistance 1 clamp	19,00 Ω	18,59 Ω	19,09	0,11	19,41 Ω
		1,90 kΩ	1,86 kΩ	1,90	0,01	1,94 kΩ
9	Earth resistance 2 clamp	1,00 Ω	0,93 Ω	1,06	0,01	1,07 Ω
		19,0 Ω	18,03 Ω	19,04	0,26	19,97 Ω
10	RS232 port, memories, header			OK		

All results in accordance with technical specification.

Reference instruments:

No.	Instrument	Type	Certificate No.	Due
1	Calibration System 20 750 577	9100, Wavetek	19C01682	31. 07. 2020

METREL®
Measurement and Regulation Equipment Manufacturers

METREL d.d.
Ljubljanska c. 77
SI – 1354 HORJUL
SLOVENIA

Tel.: (+386 1) 7558 200
Fax.: (+386 1) 7549 095
http://www.metrel.si
e-mail: metrel@metrel.si

8. INFORME GEOFÍSICO DE SÍSMICA DE REFACCIÓN

Estudio Geofísico basado en prospección sísmica bajo las configuraciones de Sísmica de Refracción y ReMi para medición de velocidades de ondas de compresión “Vp” y de corte “Vs” en proyecto:

“SUBESTACIÓN LA NEGRA”

Inmediaciones de Antofagasta,
II Región de Antofagasta, Chile.

			Firma	Firma	Firma		
A	31/08/2021	Aprobación de cliente	ACR	ACR	ACR		
REV.	**FECHA**	**EMITIDO PARA**	**POR**	**REV.**	**APR.**	**REV.**	**APR.**
						SONDEAL – AGENCIA EN CHILE	

ÍNDICE

I. Introducción **1**
II. Ubicación general del proyecto **1**

III. Alcance general de los trabajos realizados **2**
IV. Aspectos generales a considerar de los métodos de prospección sísmica usados **2**

V. Realización de la toma de datos en terreno para los métodos sísmicos aplicados (procedimiento de trabajo) **3**

VI. Software de adquisición de datos, interpretación y modelado de curvas y perfiles **4**
VII. Precisión y margen de error **4**
VIII. Procesamiento, análisis e interpretación de los de datos **4**

IX. Caracterización y ubicación de los tendidos de cada uno de los ensayos **8**

X. Resultados para cada uno de los perfiles **9**

1. PROSPECCIÓN SÍSMICA NORTE – SUR **9**
2. PROSPECCIÓN SÍSMICA ESTE - OESTE **13**

XI. Cuadro resumen de “Vs30” promedio para cada uno de los ensayos **17**

ANEXO FOTOGRÁFICO **18**

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN **20**

I. Introducción:

Con la finalidad de poder realizar una caracterización de sitio y determinar mediante métodos geofísicos el comportamiento del sector o área que albergará la futura **"SUBESTACIÓN – LA NEGRA"**, la cual se ubicará en las inmediaciones de la localidad de **Antofagasta, II Región de Antofagasta**, el señor **Roberto de la Casa**, en representación de la empresa **SONDEOS DE INVESTIGACIÓN ALMERIENSE SL – AGENCIA EN CHILE**, solicita a **GEOIBERICA SpA** la ejecución de una campaña geofísica que contemple la medición de las velocidades de ondas de compresión "Vp" y de corte "Vs" hasta los 30 m de profundidad en un punto compuesto por dos perfiles ortogonales entre sí.

Se nos solicita que los ensayos de prospección sísmica se ejecuten bajo las dos metodologías siguientes:

- Método de Sísmica de Refracción, para la medición de las velocidades de ondas compresionales "Vp".

- Método ReMi (Refraction Microtremor), para la medición de las velocidades de ondas de corte "Vs".

Los trabajos de campo para el levantamiento de información geofísica tuvieron el pasado día 18 de Agosto de 2021, teniendo una duración total en terreno de un (1) día.

II. Ubicación general del proyecto:

El proyecto objeto de estudio se encuentra en las inmediaciones de la ciudad de Antofagasta, II Región de Antofagasta, Chile.

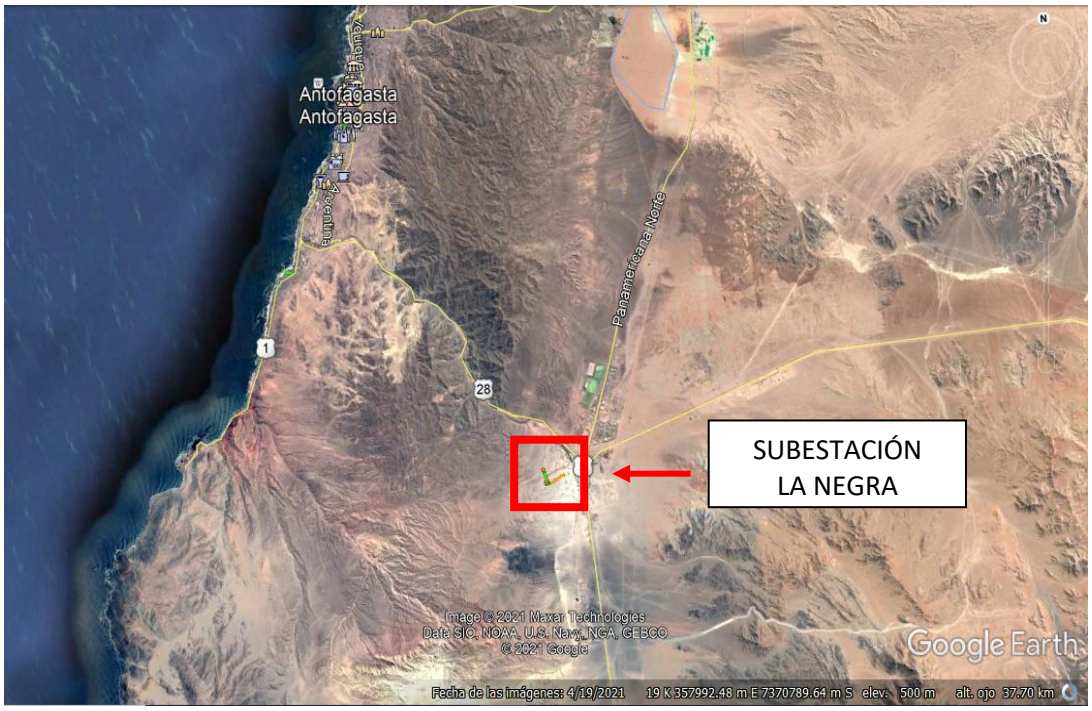


Figura 1: imagen representativa del terreno estudiado.

III. Alcance general de los trabajos realizados:

La finalidad de los trabajos realizados, es la medición de las velocidades de propagación de ondas de compresión "Vp" y de corte "Vs" promedio producidas entre los 0,00 y los 30,00 m de profundidad.

Además de aportar también el parámetro "Vs30" (velocidad de propagación de las ondas de corte a 30 m de profundidad), el equipo de GEOIBERICA SpA entregará información adicional para cada uno de los perfiles analizados, tales como;

- **Tomografía sísmica** en base a velocidades de ondas de compresión y de corte que permitan tener una idea del comportamiento litológico de las zonas ensayadas.

- **Modelo de "Vp" y "Vs"** que relacione las velocidades obtenidas con respecto a la profundidad de investigación.
  Este modelo hará referencia a las velocidades de ondas de corte "Vs" y a las profundidades detectadas en el **centro del perfil** geofísico examinado.

- **Tabulación** con el detalle numérico de las profundidades y espesores de cada capa de suelo, datos los cuales, y mediante correlaciones de Vs con el estimado del coeficiente de Poison (este último facilitado por nuestro consultor geotécnico) se entregarán también los **parámetros elastodinámicos (**Módulos de Young **"E",** Módulos de Corte **"Gmax a pequeñas deformaciones"** y Coeficientes de Bulk **"K").**

IV. Aspectos generales a considerar de los métodos de prospección sísmica usados:

Actualmente, los métodos de sísmica, tanto activa como pasiva, para la determinación de comportamientos de suelo y de sus parámetros elasto-dinámicos, han entrado a formar parte de la ingeniería (tanto en zonas urbanas como en zonas no urbanas) en general.

La metodología usada para la correcta culminación del trabajo plasmado en el presente informe, consiste en la obtención de información sísmica mediante la generación de un pequeño sismo a través de una fuente activa (martillo percutor) a lo largo de un determinado perfil geofísico.

Para ambas metodologías, el arreglo se compone de 24 geófonos separados equidistantemente, a partir del cual, y en función de una longitud lineal superficial conocida, se podrá prospectar a las profundidades deseadas.

V. Realización de la toma de datos en terreno para los métodos sísmicos aplicados (procedimiento de trabajo):

La toma de datos consiste en disponer 24 geófonos en un tendido lineal, los cuales serán conectados a dos cables que mediante un derivador en "Y" se conectan a un sismógrafo, que a su vez será alimentado para su correcto funcionamiento por una batería de 12 V.

Los datos pueden ser tomados y visualizados en la pantalla de cualquier PC que disponga del software específico que se detallará más adelante mediante un cable de red o "Ethernet".

Una vez dispuesto el tendido lineal a lo largo del terreno según se ha descrito en el punto anterior, se puedo proceder a realizar la toma de datos, la cual para el ensayo ReMi (medición de la velocidad de propagación de las ondas de corte "Vs") se basa en la combinación simétrica de 10 tomas de medición ruido ambiente durante un tiempo de muestreo de 30 segundos, a las cuales se le agregan 2 tomas de medición ruido en cada uno de los extremos del perfil (a aproximadamente dos metros del G1 y G24) donde se generan vibraciones de alta frecuencia mediante martillo (combo de 12 lb) percutor.

Además de la configuración anterior, y para poder tomar los datos referentes a sísmica de refracción que permitan la obtención de las ondas compresionales "Vp" sobre el mismo perfil, se le agrega al mástil del martillo una lente refractora tipo "trigger" y se efectuarán un disparo con el mismo martillo a 30 ml del G1, otro disparo al lado del G1, otro disparo entre medio de los G7 y G8, otro disparo en el centro del tendido (entre el G12 y el G13), otro disparo entre medio de los G17 y G18, otro disparo al lado del G24 y por último, un disparo a 30 m del G24.

Los parámetros usados para la correcta obtención de las mediciones en terreno son los siguientes:

- **Intervalo de muestreo:** 2 milisegundos
- **Tiempo de muestreo:** 3 segundos por cada una de las tomas de datos (dependiendo de las condiciones superficiales de suelo) para Sísmica de refracción y 30 segundos para ReMi.
- **Número de canales abiertos:** 24
- **Número de tomas de ruido ambiente:** 10
- **Número de golpeos al exterior del G1:** 2 tomas de golpeos durante 3 segundos.
- **Número de golpeos al exterior del G24:** 2 tomas de golpeos durante 3 segundos.
- **Número de golpeos en el centro del tendido:** 1 toma de golpeo durante 3 segundos.
- **Número de golpeos entre el G7 y el G8:** 1 toma de golpeo durante 3 segundos.
- **Número de golpeos entre el G17 y el G18:**1 toma de golpeo durante 3 segundos.
- **Equidistancias entre geófonos:** 4 m.

El equipo y los medios auxiliares empleados para la realización del presente trabajo son los siguientes:

- **Sismógrafo DAQ LINK III**, desarrollado por la empresa Estadounidense Seismic Source Inc.
- **Computador con software especializado** para toma de datos y análisis de datos de ondas sísmicas superficiales, con conexión al sismógrafo.
- **24 geófonos verticales de 4.5 Hz**.
- **Cables de conexión** de los geófonos al sismógrafo.
- **Lente (trigger)** de refracción asociado a martillo percutor para la determinación del tiempo cero.
- **Martillo percutor** de 12 lb.
- **GPS** para georreferenciación de puntos.
- Placa metálica de reparto de golpe.
- Pequeño material de apoyo.

VI. Software de adquisición de datos, interpretación y modelado de curvas y perfiles:

Para la obtención de los datos en terreno de ambos métodos, se utilizó el software ***VScope***.

El espectro de potencia se obtiene mediante el software ***Surface Wave Analysis Wizard***.

La tomografía resultante se obtiene mediante el programa ***SeisOpt@2D v6.0***.

Para la selección de ondas de primera llegada en los sismogramas (*picking)* y posterior generación de las dromocronas que permiten la obtención de las velocidades de ondas compresionales, se utilizó el software ***Pickwin.***

VII. Precisión y margen de error:

El margen de error no superará el 5% del valor obtenido e informado para cada uno de los tendidos.

VIII. Procesamiento, análisis e interpretación de los de datos:

Para el análisis de los datos obtenidos en terreno, y así como para determinar el comportamiento del perfil litológico de un determinado sector y/o terreno, es fundamental trabajar cada uno de los tendidos en base a los siguientes pasos:

1. Para los ensayos ReMi (Vs):

   a) Generar espectro o diagrama de potencia Frecuencia – Lentitud.
   b) Selección en el espectro de potencia de los *picks* necesarios para generar a posterior la curva de dispersión.
   c) Generación de curva de dispersión Frecuencia – velocidad de fase, a partir del gráfico resultante de la selección de los “picks” en el espectro de potencia.
   d) Determinar la estratigrafía.

e) Generar modelo 2D (perfil tomográfico) a partir de la interpretación de los datos obtenidos en los procesos anteriores.

Los sismogramas derivados de los ensayos ReMi muestran un comportamiento decreciente de viaje de ondas por el subsuelo tanto desde el G1 al G24 como desde el G24 all G1, todo ello ya que, como se acaba de argumentar en puntos anteriores, los disparos se efectúan en los extremos del tendido y lo que se pretende es que la onda viaje desde el G1 o el G24 hasta el otro extremo del tendido.

Los sismogramas generados en estos ensayos, y a modo de ejemplo, se comportan de la siguiente manera:

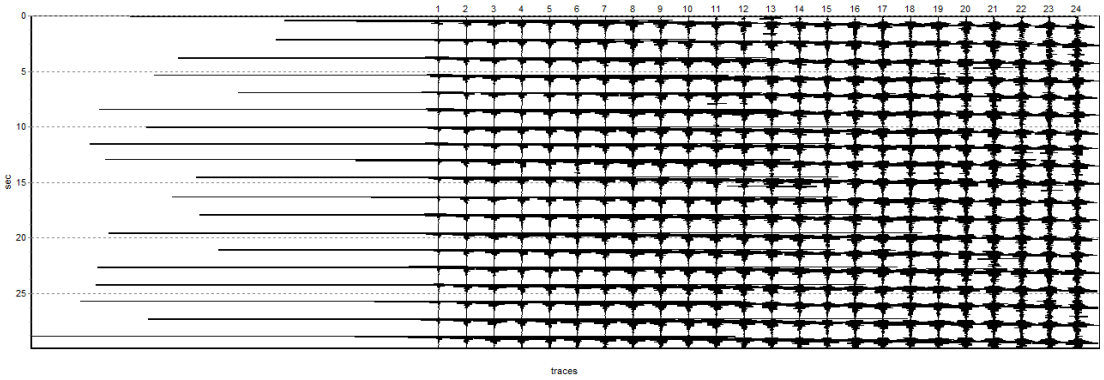


Figura 2: ejemplo de sismograma generado tras golpeo en el extremo correspondiente al G1.

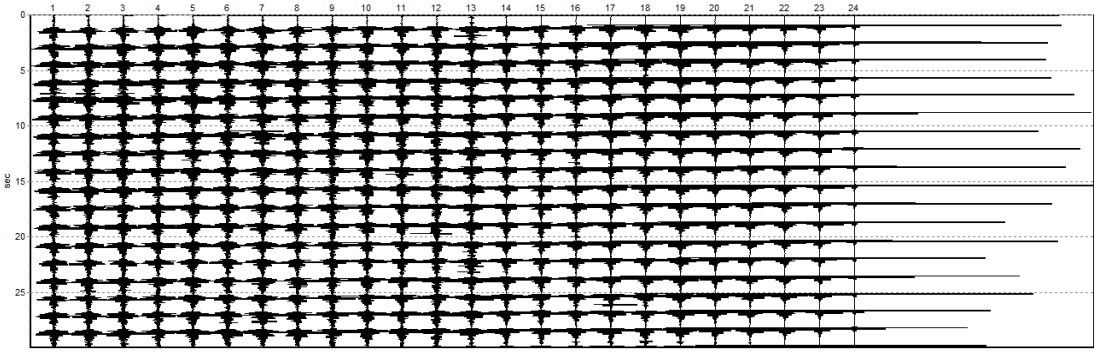


Figura 3: ejemplo de sismograma generado tras golpeo en el extremo correspondiente al G24.

De los cuales, y tras analizarlos, se genera un espectro de frecuencia para la determinación de la curva de dispersión.

2. Para los ensayos de Sísmica de Refracción (Vp):

a) Selección del picking de primera llegada de ondas en los sismogramas de campo.
b) Generación de las dromocronas de proceso de información.
c) Obtención de las velocidades de ondas compresionales.
d) Generar modelo 2D (perfil tomográfico) a partir de la interpretación de los datos obtenidos en los procesos anteriores.

Los sismogramas derivados de los ensayos de sísmica de refracción muestran un comportamiento decreciente de viaje de ondas por el subsuelo desde el punto de golpeo hacia los extremos del tendido. Los sismogramas generados en estos ensayos, y a modo de ejemplo, se comportan de la siguiente manera:

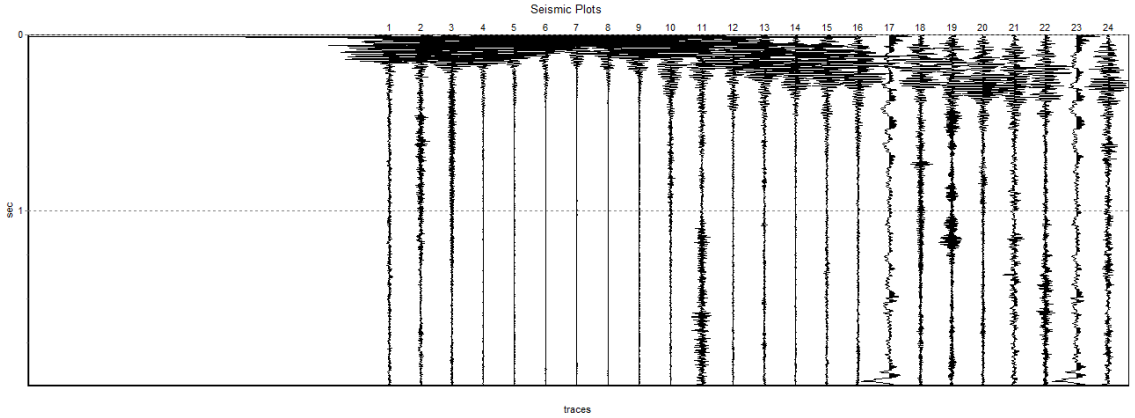


Figura 4: ejemplo de sismograma generado tras golpeo entre los geófonos 7 y 8.

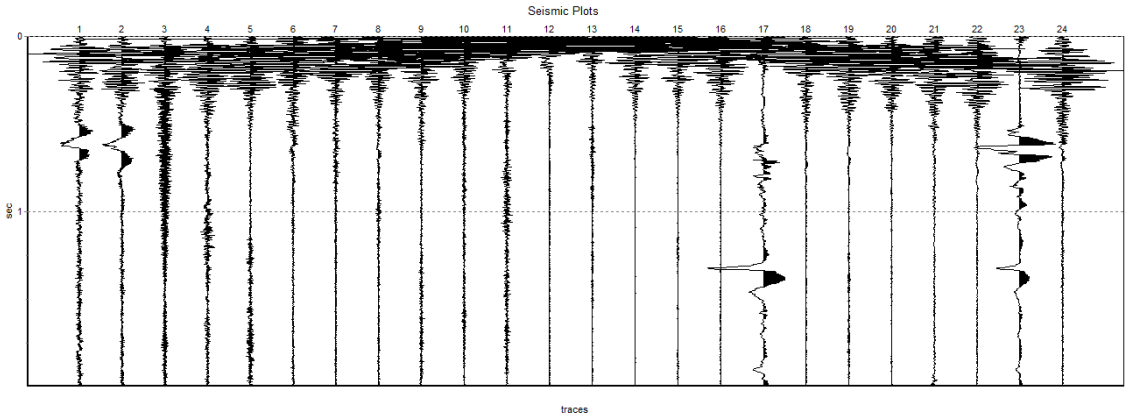


Figura 5: ejemplo de sismograma generado tras golpeo en el centro de cada tendido.

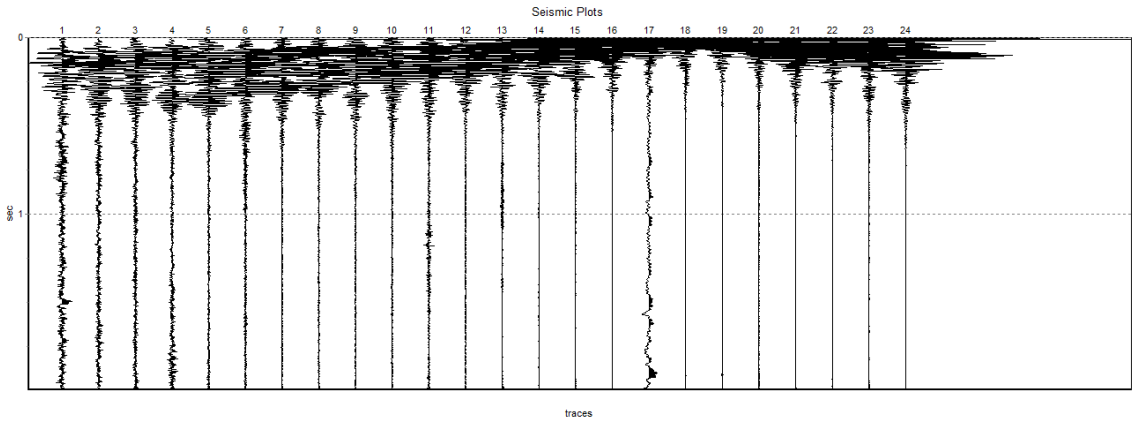


Figura 6: ejemplo de sismograma generado tras golpeo entre los geófonos 17 y 18.

De los cuales se genera una dromocrona como la siguiente, la cual corresponde a la combinación de todos los disparos ejecutados a lo largo del perfil:

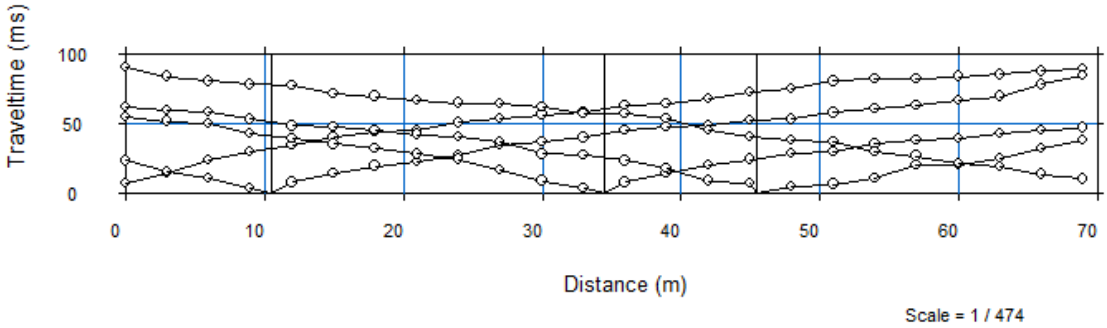


Figura 7: dromocrona resumen del tiempo de viaje de cada disparo generado a lo largo de un perfil.

e) Una vez realizado lo anterior, y tras haber comprobado que tanto los resultados obtenidos de las mediciones de "Vp" y "Vs" realizadas concuerdan entre sí, se procederá a establecer las correlaciones oportunas entre "Vp" y "Vs" para la obtención del Coeficiente de Poison, parámetro a partir del cual se calcularán el resto de parámetros elastodinámicos mediante la siguiente formulación:

- MÓDULO DE CORTE:

$$G = \rho Vs^2 \ (MPa)$$

- MÓDULO DE YOUNG:

$$E = 2G(1+\sigma) \ (MPa)$$

- COEFICIENTE DE BULK:

$$K = \frac{E}{3(1-2\sigma)} \ (MN/m3)$$

Los análisis de resultados, y con la finalidad de no repetir información, se realizará en base a las velocidades de ondas de corte "Vs", al ser éstas las más destructivas en caso de sismo.

Después de completado lo anterior, se tendrá la información suficiente para poder concluir el informe geofísico y se estará en plenas condiciones de ser utilizado como aporte y complemento al estudio geotécnico principal.

IX. Caracterización y ubicación de los tendidos de cada uno de los ensayos:

Una vez reconocido el terreno y determinada la zona de intervención, se pudo alcanzar una longitud total de 115 ml totales para todos los perfiles. Atendiendo a los requerimientos previos del proyecto y previa inspección ocular del terreno y de sus características, se estimó oportuno ubicar finalmente los tendidos para la toma de datos en terreno según lo dispuesto en el cuadro de coordenadas siguiente:

PROSPECCIÓN SÍSMICA NORTE – SUR	GEÓFONO	ESTE	NORTE	RUMBO
LONGITUD TOTAL: 115 ml (24 geófonos colocados a equidistancias iguales a 5 m).	G1	0.364.350	7.369.345	N
	G24	0.364.385	7.369.236	S
PROSPECCIÓN SÍSMICA ESTE – OESTE	**GEÓFONO**	**ESTE**	**NORTE**	**RUMBO**
LONGITUD TOTAL: 115 ml (24 geófonos colocados a equidistancias iguales a 5 m).	G1	0.364.332	7.369.245	E
	G24	0.364.439	6.369.276	W

Tabla 1: cuadro de coordenadas de ubicación de los perfiles según datum WGS-84, huso 19K.

Puntos los cuales quedan representados en la ubicación general del proyecto de la manera siguiente:

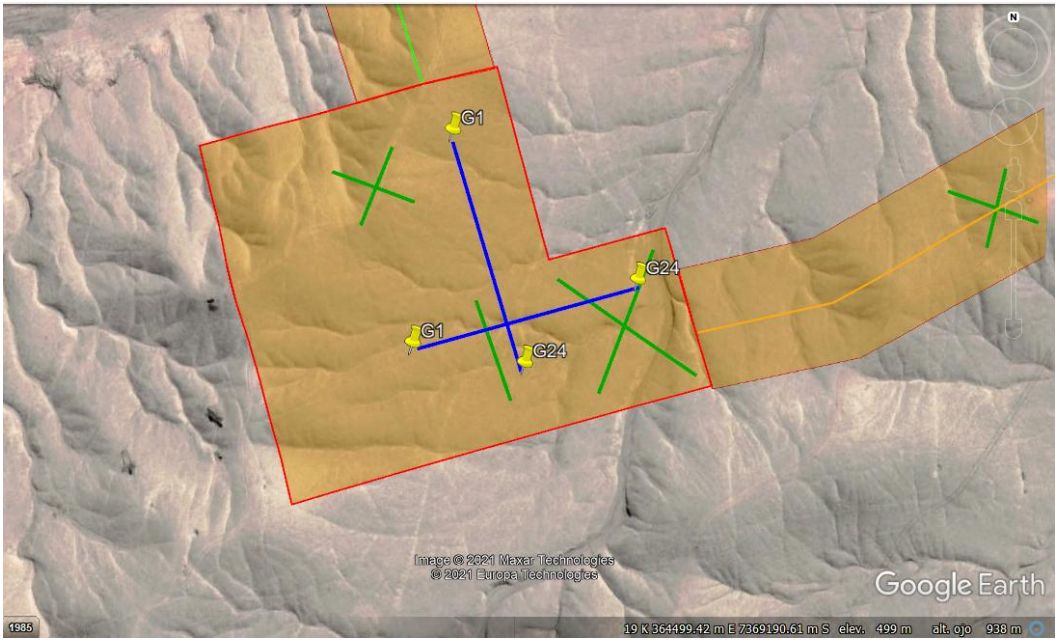


Figura 8: ubicación general de la campaña geofísica de prospección sísmica.

X. Resultados para cada uno de los perfiles:

1. PROSPECCIÓN SÍSMICA NORTE – SUR:

a) Modelo de "Vp" y "Vs":

La estratigrafía sísmica media resultante para "Vp" y "Vs" entre los 0,00 y los 30,00 metros de profundidad para este ensayo se comporta de la siguiente manera:

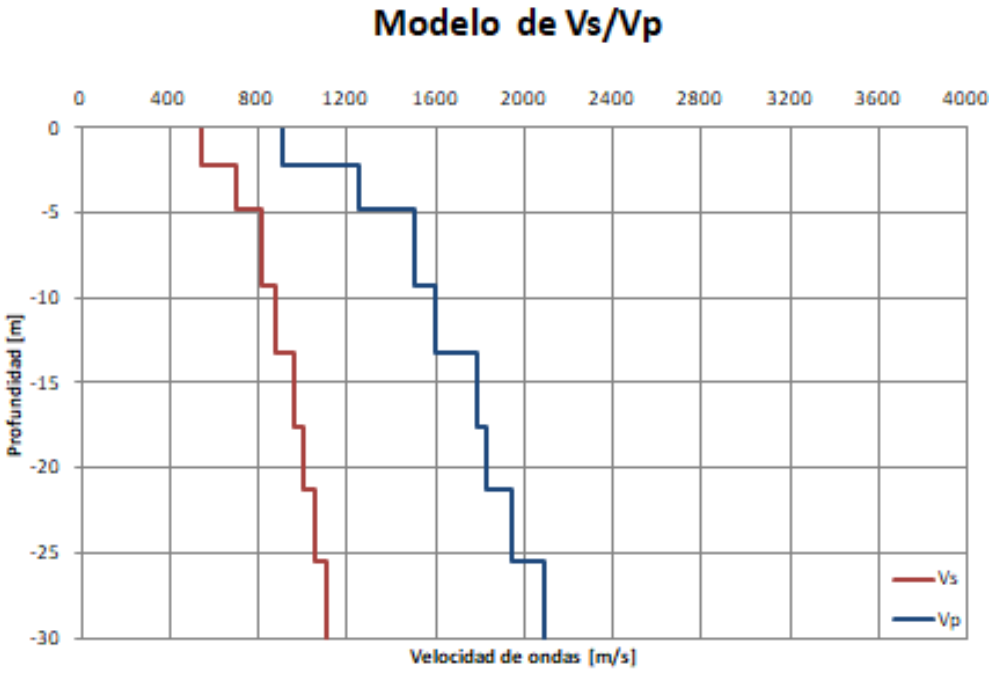


Figura 9: estratigrafía sísmica del modelo de "Vp" y "Vs" estudiado.

b) Resultados de "Vp" y "Vs":

PROSPECCIÓN SÍSMICA NORTE – SUR

PROFUNDIDAD			Vs (m/s)	Vp (m/s)
0,00	-	2,26	539,00	910,79
2,26	-	4,85	702,00	1252,75
4,85	-	9,36	809,83	1503,23
9,36	-	13,20	877,53	1602,07
13,20	-	17,59	960,29	1789,26
17,59	-	21,32	1005,43	1829,51
21,32	-	25,49	1055,58	1938,61
25,49	-	30,00	1103,22	2090,14

Tabla 2: detalle de la estratigrafía sísmica para el primer cuarto, mitad y tercer cuarto de perfil.

- No se observan velocidades de ondas de corte inferiores a los 180 m/s.

- No se observan velocidades de ondas de corte entre los 180 m/s y los 350 m/s**.**

- No se observan velocidades de ondas de corte entre los 350 m/s y los 500 m/s.

- Se observan velocidades de ondas de corte entre los 500 m/s y los 900 m/s desde los 0,00 m hasta los 13,20 m de profundidad promedio, velocidades que pueden correlacionarse con la presencia de **depósitos de arena eólica con intercalaciones de costra salina tipo "caliche" cuyo comportamiento en seco es rocoso. De los datos obtenidos se estima suelo arenoso con presencia de caliche en los primeros 2 m, cota a partir la cual aparecen indicios de bolos o gravas hasta aproximadamente los 9 m de profundidad, cota a partir la cual es posible que se genere la aparición de roca muy fracturada.**

- Se observan velocidades de ondas de corte superiores a los 900 m/s desde los 13,20 m hasta los 30,00 m de profundidad promedio, velocidades que pueden correlacionarse con la presencia de **roca con muy poco grado de meteorización o roca sana.**

Las velocidades de ondas de corte tienen un comportamiento lineal creciente en profundidad.

No se observan cambios estratigráficos bruscos en el tendido examinado.

No se observan inversiones de velocidad en la materialidad del sustrato examinado.

En el modelo 2D se observan velocidades de ondas de compresión comprendidas entre los 910,79 m/s y los 2090,14 m/s y velocidades de ondas de corte comprendidas entre los 300,77 m/s y los 1301,33 m/s.

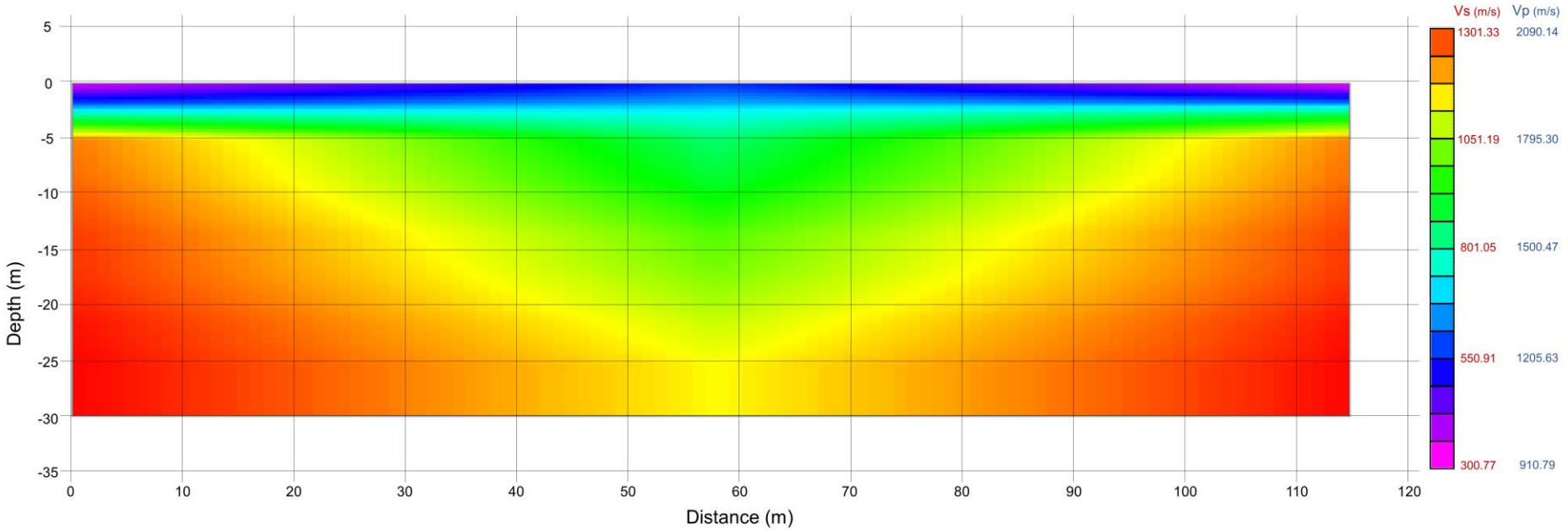


Figura 10: tomografía sísmica 2D generada a partir de los datos anteriores.

				LOCALIZACION:	**PROSPECCIÓN SÍSMICA NORTE - SUR**				
PROFUNDIDAD (m)			Vs (m/s)	Vp (m/s)	ESPESOR CAPA (m)	ρ densidad (kg/m3)	MODULO DE POISSON (σ)	MODULO DE CORTE "G" (MPa)	COEFICIENTE DE BULK "K" (MN/m3)	MODULO DE YOUNG "E" (MPa)
0,00	-	2,26	539,00	910,79	2,26	1800	0,23	522,93	231,21	1286,95
2,26	-	4,85	702,00	1252,75	2,59	1800	0,27	887,04	344,08	2255,08
4,85	-	9,36	809,83	1503,23	4,51	1800	0,30	1180,47	416,90	3058,73
9,36	-	13,20	877,53	1602,07	3,83	1800	0,29	1386,12	509,24	3564,22
13,20	-	17,59	960,29	1789,26	4,40	2000	0,30	1844,30	645,53	4786,75
17,59	-	21,32	1005,43	1829,51	3,72	2000	0,28	2021,76	748,64	5190,46
21,32	-	25,49	1055,58	1938,61	4,17	2000	0,29	2228,49	807,22	5746,32
25,49	-	30,00	1103,22	2090,14	4,51	2000	0,31	2434,21	819,05	6362,55

Tabla 3: Tabla de parámetros elastodinámicos obtenida de las velocidades de ondas de compresión y de corte promedio en el punto central del perfil.

2. PROSPECCIÓN SÍSMICA ESTE - OESTE:

a) Modelo de "Vp" y "Vs":

La estratigrafía sísmica media resultante para "Vp" y "Vs" entre los 0,00 y los 30,00 metros de profundidad para este ensayo se comporta de la siguiente manera:

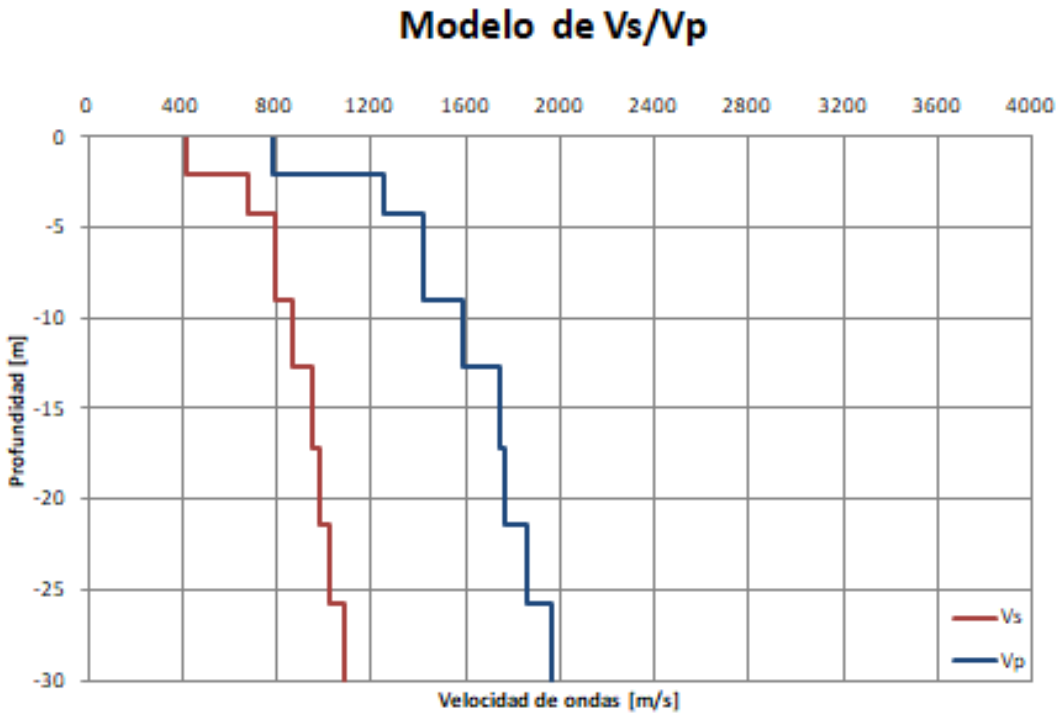


Figura 11: estratigrafía sísmica del modelo de "Vp" y "Vs" estudiado.

b) Resultados de "Vp" y "Vs":

PROSPECCIÓN SÍSMICA ESTE - OESTE				
PROFUNDIDAD			Vs (m/s)	Vp (m/s)
0,00	-	2,14	418,63	781,58
2,14	-	4,29	674,41	1257,44
4,29	-	9,02	789,77	1416,52
9,02	-	12,74	862,49	1591,50
12,74	-	17,14	947,75	1747,36
17,14	-	21,43	985,36	1760,18
21,43	-	25,83	1022,98	1856,29
25,83	-	30,00	1080,66	1967,36

Tabla 4: detalle de la estratigrafía sísmica para el primer cuarto, mitad y tercer cuarto de perfil.

- No se observan velocidades de ondas de corte inferiores a los 180 m/s.

- No se observan velocidades de ondas de corte entre los 180 m/s y los 350 m/s**.**

- Se observan velocidades de ondas de corte entre los 350 m/s y los 500 m/s desde los 0,00 m hasta los 2,14 m de profundidad promedio, velocidades que pueden correlacionaste con **depósitos de arena eólica con intercalaciones de costra salina tipo "caliche" cuyo comportamiento en seco es rocoso**.

- Se observan velocidades de ondas de corte entre los 500 m/s y los 900 m/s desde los 2,14 m hasta los 12,74 m de profundidad promedio, velocidades que pueden correlacionarse con la presencia de **depósitos de arena eólica con intercalaciones de costra salina tipo "caliche" cuyo comportamiento en seco es rocoso. De los datos obtenidos se estima suelo arenoso con presencia de caliche en los primeros 2 m, cota a partir la cual aparecen indicios de bolos o gravas hasta aproximadamente los 9 m de profundidad, cota a partir la cual es posible que se genere la aparición de roca muy fracturada.**

- Se observan velocidades de ondas de corte superiores a los 900 m/s desde los 12,74 m hasta los 30,00 m de profundidad promedio, velocidades que pueden correlacionarse con la presencia de **roca con muy poco grado de meteorización o roca sana.**

Las velocidades de ondas de corte tienen un comportamiento lineal creciente en profundidad.

No se observan cambios estratigráficos bruscos en el tendido examinado.

No se observan inversiones de velocidad en la materialidad del sustrato examinado.

En el modelo 2D se observan velocidades de ondas de compresión comprendidas entre los 781,58 m/s y los 1967,36 m/s y velocidades de ondas de corte comprendidas entre los 418,63 m/s y los 1105,73 m/s.

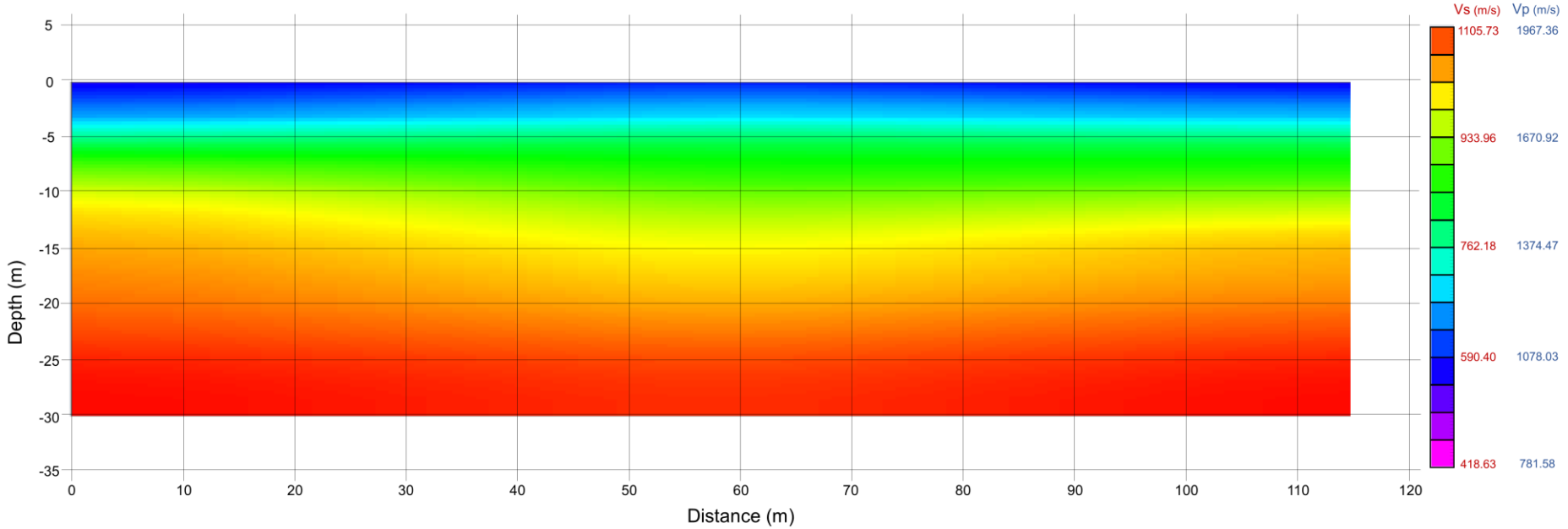


Figura 12: tomografía sísmica 2D generada a partir de los datos anteriores.

				LOCALIZACION:	**PROSPECCIÓN SÍSMICA ESTE – OESTE**				
PROFUNDIDAD (m)			Vs (m/s)	Vp (m/s)	ESPESOR CAPA (m)	ρ densidad (kg/m3)	MODULO DE POISSON (σ)	MODULO DE CORTE "G" (MPa)	COEFICIENTE DE BULK "K" (MN/m3)	MODULO DE YOUNG "E" (MPa)
0,00	-	2,14	418,63	781,58	2,14	1600	0,30	280,40	97,68	728,39
2,14	-	4,29	674,41	1257,44	2,14	1800	0,30	818,69	286,10	2125,48
4,29	-	9,02	789,77	1416,52	4,74	1800	0,27	1122,71	430,27	2861,73
9,02	-	12,74	862,49	1591,50	3,72	1800	0,29	1338,99	479,60	3460,21
12,74	-	17,14	947,75	1747,36	4,40	2000	0,29	1796,45	644,74	4640,59
17,14	-	21,43	985,36	1760,18	4,29	2000	0,27	1941,88	751,47	4939,33
21,43	-	25,83	1022,98	1856,29	4,40	2000	0,28	2092,97	780,15	5366,05
25,83	-	30,00	1080,66	1967,36	4,17	2000	0,28	2335,63	863,85	5997,68

Tabla 5: Tabla de parámetros elastodinámicos obtenida de las velocidades de ondas de compresión y de corte promedio en el punto central del perfil.

XI. Cuadro resumen de "Vs30" promedio para cada uno de los ensayos:

PROSPECCIÓN GEOFÍSICA	Vs30 (m/s)	Error asociado (m/s)	Clasificación sísmica
Norte – Sur	881,42	31,81	B
Este – Oeste	841,86	26,26	B

Tabla 6: Tabla resumen de Vs30 promedio para cada ensayo, error asociado y clasificación sísmica de sitio según DS 61 (la clasificación sísmica es solamente referencial, ya que el Decreto no aplica para este tipo de obras).

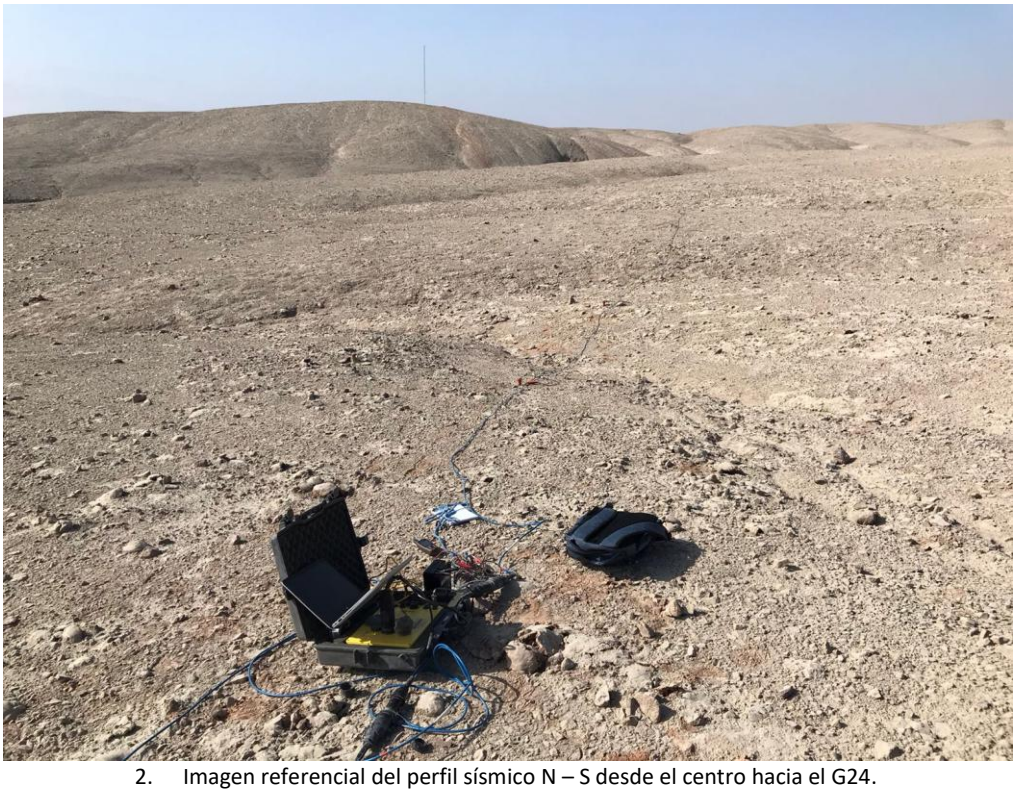
Será el consultor geotécnico el encargado de clasificar sísmicamente el suelo en base a lo dictado por la NCh2369.

Este informe ha sido realizado por personal perteneciente a SERVICIOS GEOFÍSICOS Y GEOELÉCTRICOS GEOIBERICA SPA. Cualquier reproducción total o parcial sin consentimiento de su autor, estará incumpliendo lo estipulado en la Ley 17.336 sobre Propiedad Intelectual.

ANEXO FOTOGRÁFICO



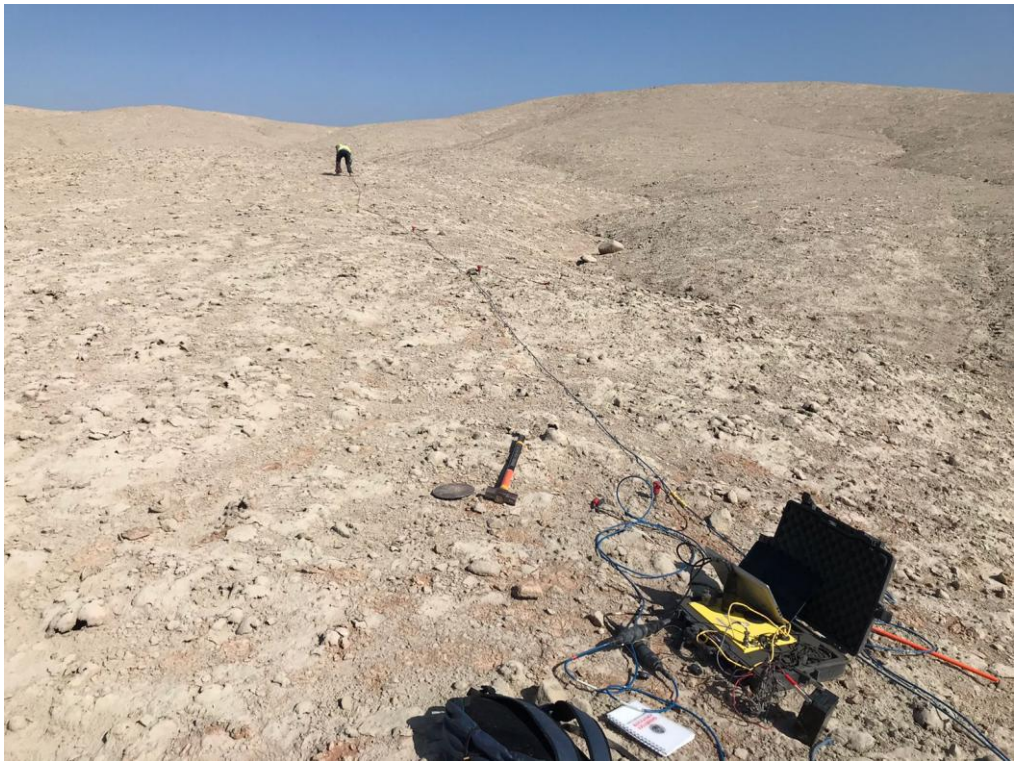
1. Imagen referencial del perfil sísmico N – S desde el centro hacia el G1.



2. Imagen referencial del perfil sísmico N – S desde el centro hacia el G24.



3. Imagen referencial del perfil E – W desde el centro hacia el G1.



4. Imagen referencial del perfil sísmico E – W desde el centro hacia el G24.

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN / CALIBRATION CERTIFICATE

- **EQUIPOS:** SISMOGRAFOS SEISMIC SOURCE DAQ LINK III. NÚMEROS DE SERIE: 1381 // 1525
- **COMPUESTO POR:** UNIDAD DE MEDICIÓN Y ACCESORIOS.

Ha sido comprobado y calibrado a partir de nuestros procedimientos y estándares de trabajo habiendo mostrado total cumplimiento de las especificaciones a las pruebas realizadas. Se deja constancia de que al ser equipos electrónicos, se realiza una calibración in situ antes de cada medición.

Sitio de calibración: Santiago de Chile.
Fecha de Calibración: Marzo de 2018.

- **EQUIPMENT:** DAQ LINK III SEISMIC SOURCE SEISMOGRAPHS. SERIAL NUMBERS: 1381 // 1525.
- **COMPOSED OF:** MAIN UNIT AND ACCESORIES.

Has been checked and calibrated against our working standard and following the internal procedures. It meets or exceeds all test specifications. As an electronical devide, a site calibration before execute every single measure is done.

Place of test: Santiago de Chile.
Date of test: March 2018.

Alejandro Ceferino R.
Gerente General/General Manager

GEOIBERICA SpA – Santa Magdalena 75 oficina 302, Providencia, Santiago, Chile
mail: gerencia@geoiberica.com Celular: +56 9 9200 5043
www.geoiberica.com

9. TABLAS UTILIZADAS

CUADRO 1.12. PARAMETROS CARACTERISTICOS DEL SUELO (1)

TIPO DE SUELO	GRANULOMETRIA		LIMITES DE ATTERBERG (Fracción < 0,04 mm)			PESO ESPECIFICO		HDAD. NATURAL	PROCTOR NORMAL		DEFORMABILIDAD (2)			RESISTENCIA AL CORTE			PERM.
	mm %	mm %	w_L %	w_P %	I_P %	γ t/m³	γ_{sum} t/m³	w %	D. seca t/m³	w_{PN} %	$E_s = E_o \left(\frac{\sigma}{\sigma_{at}}\right)^{\alpha}$ E_o kp/cm²	 α	φ' (°)	c' t/m²	φ'_r	K m/s
Grava	<5 8	<60 —	— 20	— 16	— 4	1,60 1,90	0,95 1,05	5 2	1,70 1,90	8 5	400 900	0,60 0,40	34 42	— —	32 35	2.10^{-1} 1.10^{-2}
Grava arenosa con pocos finos	<5 8	<60 —	— 20	— 16	— 4	2,10 2,30	1,15 1,35	7 3	2,00 2,25	7 4	400 1100	0,70 0,50	35 45	— —	32 35	1.10^{-2} 1.10^{-6}
Grava arenosa con finos limosos o arcillosos que no alteran la estructura granular	8 15	<60 —	20 45	16 25	4 25	2,10 2,40	1,15 1,45	9 3	2,10 2,35	7 3	400 1200	0,70 0,50	35 43	1 0	32 35	1.10^{-5} 1.10^{-8}
Mezcla de gravas y arenas envueltas por finos	20 40	<60 —	20 50	16 25	4 30	2,00 2,25	1,05 1,30	13 5	1,90 2,20	10 5	150 400	0,90 0,70	28 35	3 0,5	22 30	1.10^{-8} 1.10^{-11}
Arena uniforme — a) Fina	<5 8	100 —	— —	— —	— —	1,60 1,90	0,95 1,10	22 8	1,60 1,75	15 10	150 300	0,75 0,60	32 40	— —	30 32	2.10^{-4} 1.10^{-5}
Arena uniforme — b) Gruesa	<5 8	100 —	— —	— —	— —	1,60 1,90	0,95 1,10	16 6	1,60 1,75	13 8	250 700	0,70 0,55	34 42	— —	30 34	5.10^{-3} 2.10^{-4}
Arena bien graduada y arena con grava	<5 8	60 —	— —	— —	— —	1,80 2,10	1,00 1,20	11 5	1,90 2,15	10 6	200 600	0,70 0,55	33 41	— —	32 34	5.10^{-4} 2.10^{-5}
Arena con finos que no alteran la estructura granular	8 15	>60 —	20 45	16 25	4 25	1,90 2,25	1,05 1,30	15 4	2,00 2,20	13 7	150 500	0,80 0,65	32 40	1 0	30 32	1.10^{-5} 1.10^{-7}
Arena con finos que alteran la estructura granular	20 40	>60 —	20 50	16 30	4 30	1,80 2,15	0,90 1,10	20 8	1,70 2,00	18 12	50 250	0,90 0,75	25 32	5 1	22 30	1.10^{-7} 1.10^{-10}
Limo poco plástico	>50 —	>80 —	25 35	20 28	4 11	1,75 2,10	0,95 1,10	28 15	1,60 1,80	22 15	40 110	0,80 0,60	28 35	2 0,5	25 30	1.10^{-5} 1.10^{-8}
Limo de plasticidad media a alta	>80 —	>100 —	35 50	22 25	7 20	1,70 2,00	0,85 1,05	35 20	1,55 1,75	23 16	30 70	0,90 0,70	25 33	3 1	22 29	2.10^{-6} 1.10^{-9}
Arcilla de baja plasticidad	>80 —	100 —	25 35	15 22	7 16	1,90 2,20	0,95 1,20	28 14	1,65 1,85	20 14	20 50	1,00 0,90	24 32	6 1,5	20 28	1.10^{-7} 2.10^{-9}
Arcilla de plasticidad media	>90 —	100 —	40 50	18 25	16 28	1,80 2,10	0,85 1,10	38 18	1,55 1,75	23 17	10 30	1,00 0,95	20 30	8 2	10 20	5.10^{-8} 1.10^{-10}
Arcilla de alta plasticidad	100 —	100 —	60 85	20 35	33 55	1,65 2,00	0,70 1,00	55 20	1,45 1,65	27 20	6 20	1,00 1,00	17 27	10 3	6 15	1.10^{-9} 1.10^{-11}
Limo o arcilla orgánicos	>80 —	100 —	45 70	30 45	10 30	1,55 1,90	0,55 0,90	60 30	1,45 1,70	27 18	5 20	1,00 0,85	20 26	7 2	15 22	1.10^{-9} 1.10^{-11}
Turba	— —	— —	— —	— —	— —	1,04 1,30	0,04 0,30	800 100	— —	— —	3 8	1,00 1,00	25 30	1,5 0,5	—	1.10^{-5} 1.10^{-8}
Fango	— —	— —	100 250	30 80	50 170	1,25 1,60	0,25 0,60	200 50	— —	— —	4 15	1,00 0,90	22 28	2 0,5	—	1.10^{-7} 1.10^{-9}

Fuente: Grundbau Taschenbuch (1980)

Anexo 2. Anexo técnico – Taludes en Relleno

PETICIONARIO:		REDACTOR:
HMV INGENIEROS	**SONDEAL** **Las Esteras Norte 2610** **Quilicura, Santiago.** www.sondeal.com	sondeal

NOTA TÉCNICA PARA ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA PROYECTO: NUEVA SUBESTACIÓN SECCIONADORA LA NEGRA 220/110 kV

REGIÓN DE ANTOFAGASTA

EXPTE. SONDEAL: 1797

ORDEN DE SERVICIO:	EXPEDIENTE Nº:	FECHA EMISIÓN:	EDICIÓN:
SO05323-0	1797	15-11-2021	NOTA TÉCNICA-REV 01

Nota Técnica

El presente documento constituye una Nota Técnica ó Anexo al estudio de mecánica de suelos realizado para el Proyecto: Nueva subestación seccionadora La Negra 220-110 kV, solicitado a SONDEAL AGENCIA EN CHILE S.L. a petición de la empresa HMV INGENIEROS LTDA., según Orden de Servicio nº SO05323-0, y con nº de expte. 1797.

Se atiende solicitación del Mandante el cual plantea que el proyecto requiere realizar la plataforma principal en materiales de rellenos, para evitar los altos costos de la excavación en caliche o roca, con la generación de un talud de 8 m. de altura inclinado 3H:2V, (según la figura 1 que se muestra al final del texto) y solicitando conocer si dicha condición cumple con la condición de talud estable.

Según lo solicitado anteriormente y en referencia al punto 10.5.4 "*Recomendaciones para taludes en rellenos estrucutrados*" del informe de mecánica de suelos original, en el cual se indica que:

"*En el supuesto que el proyecto contemple la ejecución de rellenos estructurados (terraplenes) sin contención lateral, se recomienda que los taludes de inclinación a adoptar para los derrames de los rellenos sea 3H:2V, para alturas máximas de 3 m, lo que ofrece suficientes garantías frente al deslizamiento. En caso de alturas superiores (hasta 5-6 m.) se podrá mantener la misma inclinación, si bien se deberá realiza la consiguiente modelización para su confirmación una vez se conozcan las alturas máximas esperadas para los terraplenes.*"

A continuación planteamos las siguientes consideraciones:

El material que se utilice como material de relleno para la ejecución de las plataformas debe cumplir con las características y puesta en obra que se recogen en el informe original (ver apartado 10.6).

Partiendo de estas premisas, vamos a establecer que el material deberá tener unos parámetros de suelo semejantes a la unidad 2 descrita en el informe (ver tabla 21). Es decir, una densidad equivalente a la densidad próctor indicada en el informe: 1.84 g/cm^2, un ángulo de rozamiento de 35º y una cohesión de 1,0 T/m^2.

Con estas condiciones, el talud solicitado de 8 m. de altura y una inclinación de 3H:2V, correspondería al modelizado como modelo 4 en el informe original (ver tabla 27), el cual tiene condición de estable.

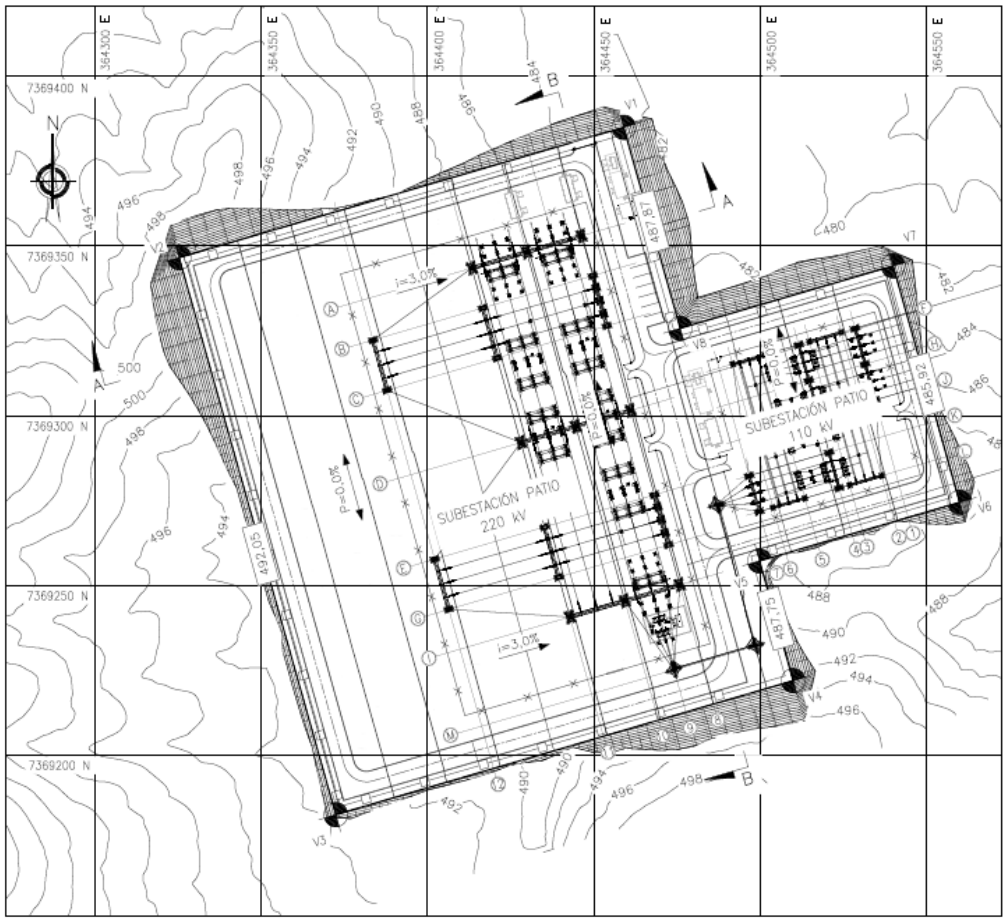
Con el fin de evitar inestabilidades en la cabecera del talud, los apoyos de las zapatas de fundación de los elementos cercanos a los taludes, se realizarán de forma que la cara externa de éstas queden separadas del talud una distancia equivalente al doble del ancho de la zapata (2xb), siendo b el ancho de la zapata.

Otras recomendaciones:

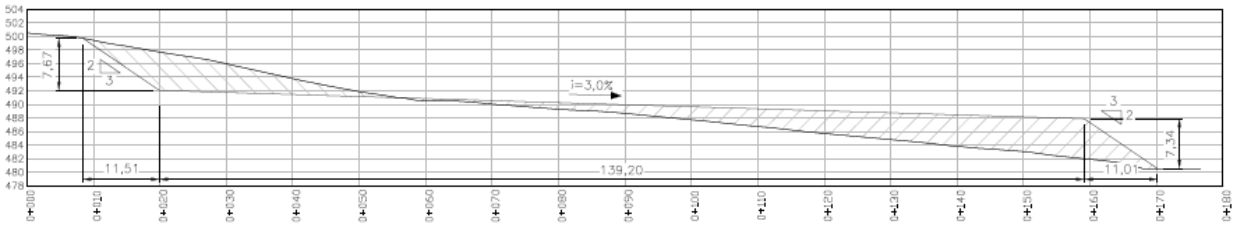
Se recomienda aplicar sistemas de evacuación y drenaje superficial para recoger, canalizar y evacuar el agua de lluvia fuera de la zona de influencia de los taludes (p.e. mediante cunetas o canales de desvío).
Estos sistemas de drenaje, además de proteger la integridad de los materiales de relleno, contribuyen a contrarestar los efectos erosivos de la escorrentía del agua por la superficie del talud.

La aplicación de medidas adicionales para la protección de los taludes frente a la erosión queda a criterio del proyectista.

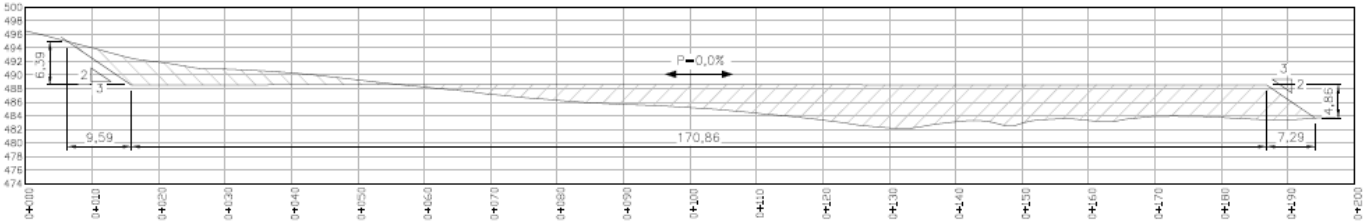
Figura 1. Plano en planta y secciones topográficas del movimiento de tierras previsto para la generación de la plataforma de la SE La Negra.



LOCALIZACIÓN GENERAL
ESCALA 1:1000



SECCIÓN A–A
ESCALA 1:500



SECCIÓN B–B
ESCALA 1:500

PETICIONARIO:		REDACTOR:
	SONDEAL **Las Esteras Norte 2610** **Quilicura, Santiago.** www.sondeal.com	

El presente documento consta de 5 páginas y se enmarca a modo de nota técnica dentro del estudio de mecánica de suelos realizado para el Proyecto: 1797-Nueva subestación seccionadora La Negra 220-110 kV, solicitado a SONDEAL a petición de la empresa empresa HMV INGENIEROS LTDA., según Orden de Servicio nº SO05323-0, el cual mantiene total vigencia en cuanto a los datos en él expuestos y no contemplados en el presente documento.

Fecha de emisión: 15 de noviembre de 2021



Fdo. Sandra de la Fuente López

Dra. CC. Geológicas